



**UNIVERSITE ABDERAHMANE MIRA - BEJAIA
FACULTE DE TECHNOLOGIE**

DEPARTEMENT DES MINES ET GEOLOGIE

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

Option : Exploitation Minière

Mémoire de Master Présenté par :

Melle : AMAROUCHE Tassadit

Mr : BADOUD Abderrahim

Thème

***Etude géotechnique de la stabilité des talus cas de
la carrière de Meftah .w .Blida***



Soutenu le 27 /06 /2015 devant le jury composé de:

Président: MAZARI .M

Encadreur: BOUKARM.R

Examineur: GUELMAMI.A

Année Universitaire: 2014-2015





*Nous remercions avant tout, dieu le
tout puissant qui nous a éclairé le
chemin de la réussite et du savoir,
et nous a donné le courage et la volonté
pour réaliser ce travail.*

*C'est avec un immense plaisir que nous exprimons toute notre
gratitude et notre satisfaction à monsieur Boukarm. R A qui
n'a aménagé aucun effort pour nous encadré, dirigé et conseillé
dans le cadre de l'élaboration de ce modeste travail. Nous
apprécions sa disponibilité, son expérience qui nous a servie
beaucoup de leçons. Nous espérons vivement que le travail
auquel nous avons accompli soit à la hauteur des espoirs qu'il a
placé en nous*

*Mes vifs remerciements vont également aux membres du
jury qui ont accepté d'évaluer ce modeste travail.*

*Nous marquons aussi notre gratitude à tous ceux qui nous
ferons l'honneur d'évaluer ce travail*

*Un grand merci à Monsieur K.HAMOUCHE et Monsieur M
KADRI et tout le personnel de la Cimenterie de Meftah (SCMI)
pour leurs conseils, leurs encouragements, leurs précieuses aides
et leurs qualités humaines.*



*En fin un grand remerciement à tous les enseignants du
département de mine et géologie.*

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A ceux qui ont su planter en moi, tout ce qui est de plus beau en ce monde, et qui se sont consacrés à m'inculquer la bonne éducation pour avoir la plus grande des satisfactions et me voir muni des plus grandes distinctions.

A ma très chère mère que je ne saurai remercier assez pour les sacrifices qu'elle a consentis pour moi.

A mon très cher père qu'il a su se faire sentir dans les moments difficiles ainsi que chaque instant de bonheur qu'il m'a procuré

A mes frères : Kamel et sa famille surtout à Rahim, Farid, Rachid, Yousef

A mes sœurs : Djegdjiga, Djamila, Faroudja, Ouisa

A mes nièces : Tinhinan, Hassina, Chahira, Celia, Asma, Maria

A tous mes amis (es) : Sofia, Lisa, Karima, Djahida, Mona, Salah, Youcef, Moussa, Mahdi

A mon binôme Abderrahim et toute sa famille

Et a toute ma promo de Département Mines et géologie (2015) sans exception.

Et à toute personne que j'ai connue et que j'ai aimée.

Tassadit



DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

- *la mémoire de mon grand père et mon père que dieu les accueille dans son vaste paradis.*
- *Ma très cher maman pour son amour, son aide; son soutien et son encouragement, que dieu me la garde en très bonne santé.*
- *Ma grande mère Drifa à qui je souhaite une longue vie.*
- *Mes très chers frères : Mohamed et Abas*
- *Ma très cher sœur : Khadija, sans oublier ces enfants Asma et Taib.*
- *Ma belle-sœur Nabila et son ange Ilham.*
- *Toute ma grande famille*
- *Tous mes amis : Hamza, Mahrez, nadir, Nabil, Djahid, Ferhat, Iyess, Kamel, Idir et sa famille*
- *Tous mes amis que j'ai oublié qu'ils me pardonnent*
- *Mon binôme Tassadit et toute sa famille*

Abderrahim

Liste des figures

- Figure I.1** : Les différents éléments d'un glissement de terrain ...**Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.2**: glissement plan.....**Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.3** : glissement rotationnel.**Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.4** : Rupture rotationnelle avec profil initial**Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.5** : Rupture rotationnelle simple.....**Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.6** : Glissement rotationnel complexe**Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.7** : les différents facteurs d'un glissement de terrain.....**Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.8**: éboulement d'un massif rocheux.....**Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.9** : une coulée de boue**Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.10** : Écroulement par glissement banc sur banc ^[10]**Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.11** : Le phénomène de fluage.**Erreur ! Signet non défini.**
- Figure I.12** : Classification des déformations dans les mines à ciel ouvert. ...**Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II.1** : Glissement plan **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II. 2** : Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche.
..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II.3** : Représentation graphique des forces sur une tranche [3]**Erreur ! Signet non défini.**
- Figure II.4** : Forces considérées dans la méthode de Janbu..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure III.1** : Déchargement en tête..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure III.2** : butée de pied **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure III.3** : Reprofilage **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure III.4** : Substitution partielle **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure III.5** : Schéma d'un système de tranchées drainantes **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure III.6** : Drains subhorizontaux **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure III.7** : Schéma de confortation par tirants d'ancrages. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure III.8** : Les fondations profondes ^[21]. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure III.9** : clouage d'un glissement..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure III.10** : mur de soutènement ^[35]..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure III.11** : système de surveillance de glissement..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure IV.1** : la structure de l'usine **Erreur ! Signet non défini.**

- Figure IV. 2** : Schémas de l'organisation de la carrière..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure IV. 3** : Situation géographique de la carrière de Meftah..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure IV. 4** : Le volume glissé. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure IV. 5**: Chute des pierres **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure IV. 6** : l'ouverture principale. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure IV.7** :Histogramme des précipitation atmosphérique **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure IV. 8** : Localisation du sous bassin versant de Dj. Zerouala.....**Erreur ! Signet non défini.**
- Figure IV. 9** : Représentation graphique d'un essai pénétrométrique.**Erreur ! Signet non défini.**
- Figure IV.10** : Diagramme granulométrique de la carrière de Meftah.....**Erreur ! Signet non défini.**
- Figure IV. 11** : Limites d'Atterberg de la carrière de Meftah. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure IV. 12** : Essai de cisaillement rectiligne UU..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.1** : géométrie générale de talus de Meftah avant sa rupture.....**Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.2**: répartition des trois couches constituant le talus de Meftah ...**Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.3** : introduction de la ligne piézométrique..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.4** : introduction des caractéristiques géotechniques de chaque couche.....**Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.5** : plans de rupture et valeurs de coefficient de sécurité pour les trois méthodes **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.6** : plans de rupture ainsi les valeurs de sécurité minimales pour le dernier cas **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.7** : influence de la cohésion sur le facteur de sécurité des trois méthodes de calcul. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V8** : modèle générale du talus actuel **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.9** : le plan de rupture ainsi le facteur de sécurité..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.10** : plan de rupture et facteur de sécurité **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.11** : profil de pression interstitielle d'eau (U_w en Kpa) dans SLOP/W obtenus pour les profondeurs de nappes envisagées ; (a) nappe 1, (b) nappe 2, (c) nappe 3, (d) nappe 4 **Erreur ! Signet non défini.**

- Figure V.12** : surfaces de rupture et facteurs de sécurité F_s pour les quatre profondeurs de nappe **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.13** : facteur de sécurité avec retalage de talus **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure IV.14** : facteur de sécurité avec buté de pied..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.15** : renforcement par pieu et valeur de sécurité associé. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure V.16** : valeur de sécurité pour les trois méthodes de confortement **Erreur ! Signet non défini.**

Liste des tableaux

- Tableau I.1 :** classification de glissement de terrain d'après la profondeur de rupture ^[7]
.....**Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau I.2 :** classification de glissement de terrain selon l'activité ^[7]**Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau I.3 :** principales classes de déstabilisation sur les versants en fonction des terrains concerné ^[4]**Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II. 1 :** Equilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du coefficient de sécurité ^[13]**Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau II. 1 :** Equilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du coefficient de sécurité [13].....**Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau IV. 1 :** la lithologie de la carrière de Meftah**Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau IV. 2 :** Précipitation atmosphérique annuelle.....**Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau III.3 :** Stations de mesures de la fracturation, carrière de Meftah**Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau IV.4 :** résultats des essais de laboratoire**Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau V.1 :** caractéristique géotechnique des trois couches**Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau V.2:** coefficient de sécurité F_s pour les méthodes utilisées dans SLOP/W**Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau V.3 :** les caractéristiques mécaniques pour les différentes simulations**Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau V.4 :** Valeurs de F_s par les différentes méthodes d'équilibre limite .. **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau V.5 :** les valeurs de coefficient de sécurité.....**Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau V.6 :** les valeurs de facteur de sécurité des trois méthodes utilisé dans cette analyse**Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau V.7 :** résultats des valeurs de sécurité pour les cas de profondeurs de nappe considéré.....**Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau V.8 :** l'emplacement des pieux de renforcement.....**Erreur ! Signet non défini.**

Sommaire

I Introduction générale.....	1
------------------------------	---

Chapitre I : Généralités sur les mouvements de terrain

I.1 Introduction.....	3
I.2 Définition des mouvements des terrains.....	3
I.3 Classification des mouvements de terrain.....	3
I.3.1 Les glissements.....	4
I.3.1.1 Glissement plan.....	5
I.3.1.2 Glissement rotationnelle.....	6
I.3.1.3 La classification des glissements de terrain.....	8
I.3.1.4 Principales causes de glissement de terrain.....	9
I.3.2 L'éboulement, chutes de blocs et de pierres	11
I.3.3 Les coulées de boues.....	11
I.3.4 Les écroulements.....	12
I.3.5 Le fluage.....	12
I.3.6 Solifluxion.....	13
I.4 Les déformations dans les mines à ciel ouvert.....	14
I.5 Conclusion.....	15

Chapitre 2 : Méthode de calcul de la stabilité

II.1 Introduction.....	16
II.2 Définition du coefficient de sécurité.....	16
II.2.1 Calcul du coefficient de sécurité en rupture plane.....	17
II.3 Le choix des méthodes de calcul de la stabilité.....	18
II.3.1 La méthode déterministe	18
II.3.1.1 La méthode des tranches.....	19
II.3.1.2 Méthode de Fellunius(1927).....	20
II.3.1.3 Méthode de Bishop simplifié (1955).....	21

II.3.1.4 La Méthode de Morgenstern et Price.....	22
II.3.1.5 La méthode de Spencer.....	23
II.3.1.6 La méthode de Junbu(1956).....	22
II.3.2 La méthode d'éléments finis.....	24
II.3.3 Les méthodes probabilistes (stochastiques).....	25

Chapitre III : Méthode de confortement

III.1 Introduction.....	26
III.2 La modification géométrique.....	26
III.2.1 Le déchargement en tete.....	26
III.2.2 Le chargement en pied.....	26
III.2.3 Reprofilage.....	27
III.2.4 Substitution totale ou partielle.....	27
III.3 Les conditions hydrauliques	28
III.3.1 Les tranches drainantes.....	29
III.3.2 Les drains subhorizontaux.....	29
III.4 Conditions mécaniques.....	30
III.4.1 L'ancrage.....	30
III.4.2 Les rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques.....	31
III.4.3 Le clouage.....	32
III.4.4 Les murs de soutènement.....	32
III.5 Action sur les caractéristiques du sol.....	33
III.6 Technique de surveillance.....	33
III.5 Conclusion.....	35

Chapitre IV : Présentation du site d'étude

IV.1 Historique de l'entreprise.....	36
IV.2 Présentation de la société	36
IV.3 Capacité de production.....	36

IV.4 L'organisation de l'usine.....	37
IV.5 L'organisation de la carrière.....	38
IV.6 Localisation de la carrière.	38
IV.7 Description des instabilités.....	38
IV.8 Contexte géologique et hydrogéologique.....	40
IV.8.1 Géologie régional de Meftah.....	40
IV.8.2 Pluviométrie.....	43
IV.8.3 Caractéristique hydrogéologique du gisement.....	44
IV.9 Tectonique de la région.....	45
IV.10 Programme de reconnaissance géotechnique.....	48
IV.10.1 Les essais et moyens de reconnaissance in-situ.....	48
IV.10.1.1 Sondages carottés de reconnaissance.....	48
IV.10.1.2Essai de pénétration dynamique.....	49
IV.10.2 Essai de laboratoire.....	50
IV.10.2.1Essais physiques.....	50
IV.10.2.2Essais mécanique.....	53

Chapitre V: Analyse numérique de glissement de Meftah

V.1 Introduction.....	55
V.2 Objectif de travail.....	55
V.3 Hypothèses de calcul.....	55
V.4 Cas étudié.....	56
V.5 Représentation du modèle géométrique.....	56
V.6 Modélisation dans GEO-SLOP.....	57
V.7 Paramètre géotechnique.....	57
V.7.1 Les étapes de construction de modèle numérique de talus avant la rupture.....	57
V.8 Modélisation des différentes approches	59
V.8 .1 cas de talus avant la rupture de 2010.....	59

V.8 .1.1 Facteur de sécurité a partir des donnés géotechniques.....	59
V.8 .1.2 Application de principe de calcul inverse.....	60
V.8 .2 cas de talus actuel.....	64
V.8 .2.1 modélisation de talus actuel.....	64
V.8 .2.2 Le facteur de sécurité a partir des donnés qui ont provoqué le glissement de 2010.....	66
V.8 .2.3 Influence des nappes d'eau.....	67
V.9 Confortement.....	69
V.9 .1 Reprofilage.....	69
V.9.2 Butée du pied.....	69
V.9.3 Renforcement par Pieux.....	70
V.9.4 Combinaisons des trois méthodes.....	71
V.10 Conclusion.....	72
Conclusion général.....	73
Référence bibliographique.....	74

Introduction générale

L'exploitation d'une carrière de roche meuble ou de roche massive a pour premier effet de créer le désordre dans la matière minérale et de générer ainsi un état d'instabilité.

Les talus des mines et des carrières à ciel ouvert résultant des activités d'extraction constituent des ouvrages géotechniques au sens où l'on parle d'ouvrages miniers. La conception de ces ouvrages doit intégrer les concepts de sécurité, de récupération du minerai et de rentabilité, et doit reconnaître que les opérateurs miniers s'attendent à ce que les pentes soient stables ou que les instabilités soient gérables pour la durée de vie de la mine ou la carrière. [24]

Actuellement, certaines mines ou carrières à ciel ouvert atteignent des profondeurs et des dimensions inégalées. Parmi les diverses problématiques liées à la création de ces carrières, notons le chargement, le halage d'une énorme quantité de stériles, et pour cela plusieurs stratégies sont mises de l'avant afin de minimiser le déplacement de roches stériles. Et parmi ces stratégies, une règle de base dans la conception de la carrière à ciel ouvert consiste à maximiser l'angle des talus. [2]

La géométrie d'un talus dans une mine à ciel ouvert est étroitement liée à la rentabilité de cette dernière. Plus le talus est abrupte les coûts de production sont diminués.

D'autre part, des angles de talus trop élevés provoquent la déstabilisation des talus, engendrant des mouvements de terrain (glissements, éboulements etc.) sur les bords de la mine.

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

La stabilité des talus dépend de plusieurs facteurs notons :

- La hauteur de talus
- La position de la nappe aquifère

- Les propriétés physico-mécaniques du terrain
- L'inclinaison de la pente
- Les surcharges dynamiques et statiques
- Les conditions tectoniques

L'estimation de cette stabilité vis-à-vis du risque de rupture est aussi l'une des importants problèmes en géotechnique surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues.

Etudier la stabilité d'un talus, c'est vouloir répondre aux questions suivantes :

- Quelle sont les mécanismes principal déclenchant d'un glissement ?
- Après un glissement de terrain, la masse glissée est elle stable après sa rupture ?
- D'une façon générale, un talus instable nous ramènent à chercher comment le stabilisé ?

C'est pour cela des dizaines approches ou méthodes soit déterministe, probabiliste, ou numériques, ont été proposées pour le calcul du coefficient de sécurité F_s . Ce coefficient est utilisé dans les calculs de stabilité des talus. [25]

Notre mémoire est répartie en cinq chapitres et se résume comme suite :

- Le premier chapitre, consiste à une présentation des différents mouvements de terrains liés à la déformation des massifs rocheux, ainsi les facteurs intervenant lors de cette déformation
- Le deuxième chapitre récapitule les différentes méthodes de calcul de stabilités
- Le troisième chapitre englobe les divers méthodes et types de confortements.
- Le quatrième chapitre présente le cas d'étude, incluant le contexte géologique et géographique, les différentes caractéristiques de talus de la carrière de Meftah,
- Le dernier chapitre montre les différentes simulations et interprétations des résultats obtenus lors des calculs de stabilité qui sont réalisés on se basant sur des données disponible nécessaires, ainsi des suggestions de renforcement des talus de la carrière de Meftah.

A decorative graphic of a scroll with a light purple gradient and rounded corners. The scroll is partially unrolled at the top and bottom edges, with the unrolled parts extending outwards. The text is centered on the scroll.

Chapitre I

Généralités sur les mouvements de terrain

I.1 Introduction

Le terme mouvements de terrain regroupe plusieurs types de phénomènes bien différents

- Les éboulements et les chutes de pierres et de blocs
- Les glissements de terrain

Ces mouvements, plus ou moins rapides, du sol et du sous-sol interviennent sous l'effet de facteurs naturels divers comme de fortes précipitations, une alternance de gel et dégel, des températures très élevées ou sous l'effet d'activités humaines touchant aux terrains comme le déboisement, l'exploitation de matériaux ou les travaux de terrassement.

Si ces mouvements restent ponctuels, ils constituent un risque majeur en raison des conséquences lourdes, matérielles et humaines, qu'ils peuvent entraîner [5].

I.2 Définition des mouvements des terrains :

Les différentes propositions pour définir ces phénomènes, comme étant un ensemble des déplacements, plus ou moins brutaux de sol ou de sous-sol sous l'effet d'influence naturelles (fontes des neiges, pluviométrie, anormalement forte, érosions, séismes etc.) ou anthropiques (terrassements, vibrations, exploitation des matériaux ou de nappe aquifère etc.). Ces phénomènes comprennent diverses manifestations, lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leurs structures. [3]

I.3 classification des mouvements de terrain :

De nombreuses classifications ont été proposées à cause de la diversité des mouvements de terrain [4]

Les principaux critères de classification retenus sont :

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

Les mouvements de terrain les plus fréquents sont classés en :

- Glissements.
- L'éboulement, chutes de blocs et de pierres
- Coulées.
- Eroulement.

- Fluages.
- Solifluxion.

I.3.1 Les glissements :

Un glissement de terrain est un déplacement généralement lent d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture. Cette surface a une profondeur qui varie de l'ordre du mètre à quelques dizaines de mètres voir quelques centaines de mètres dans des cas exceptionnelles. Les vitesses de glissement du terrain restent variables mais peuvent atteindre décimètre par an. Lorsqu'il y a une rupture, les terrains peuvent glisser rapidement, surtout lorsqu'ils sont saturés en eau [5].

- **Description d'un glissement de terrain :**

Les différents éléments définissant un glissement de terrain sont les suivants :

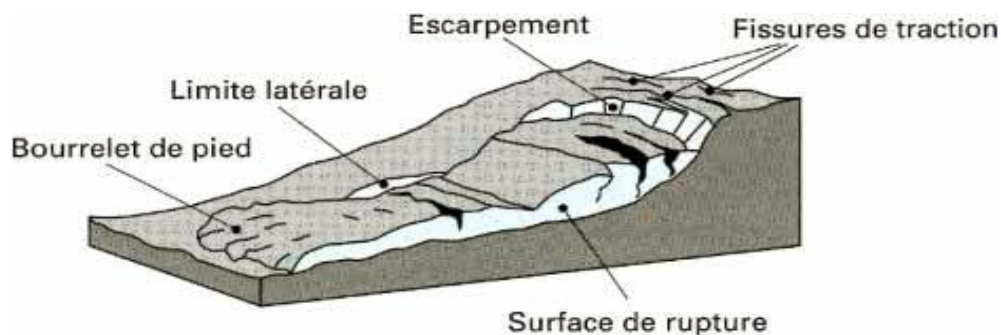


Figure I.1 : Les différents éléments d'un glissement de terrain [1]

- Escarpement principale : c'est une surface inclinée ou verticale souvent concave, limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface de glissement.
- Couronne : zone située au-dessus de l'escarpement principale, souvent peu affectée par les désordres. Seules quelques fissures ou crevasses témoignent de la mise en traction des terrains dans cette zone.
- Tête : c'est la limite amont du glissement autrement dit c'est la partie où le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principale.
- Escarpement secondaire : surface circulaire semblable à l'escarpement principale, mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements en mouvement ont une structure en escalier.
- Élément : fraction de la masse glissée située entre deux escarpements.

- Flanc : limite latérale du glissement prolongeant l'escarpement principale.
- Pied : correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale
- Surface de rupture : surface séparant la masse glissée de terrains en place.^[1]

➤ **Les types de glissement de terrain :**

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels. Ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages de génie civil et génie minier. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel – forte pluie, érosion de berge, séisme, par exemple – ou sont la conséquence plus ou moins directe d'actions de l'homme, Selon la forme de la surface de rupture, on distingue deux types de glissements [6] :

I.3.1.1 Glissement plan :

Ce type de glissement se produit lorsque, le massif en pente est constitué de sols par exemple meubles reposant sur un substratum, ou encore lorsque la longueur de la surface de rupture potentiel est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain.

La taille de tels glissements est très variable et peut comprendre des surfaces allant de quelques mètres carrés à plusieurs kilomètres carrés.

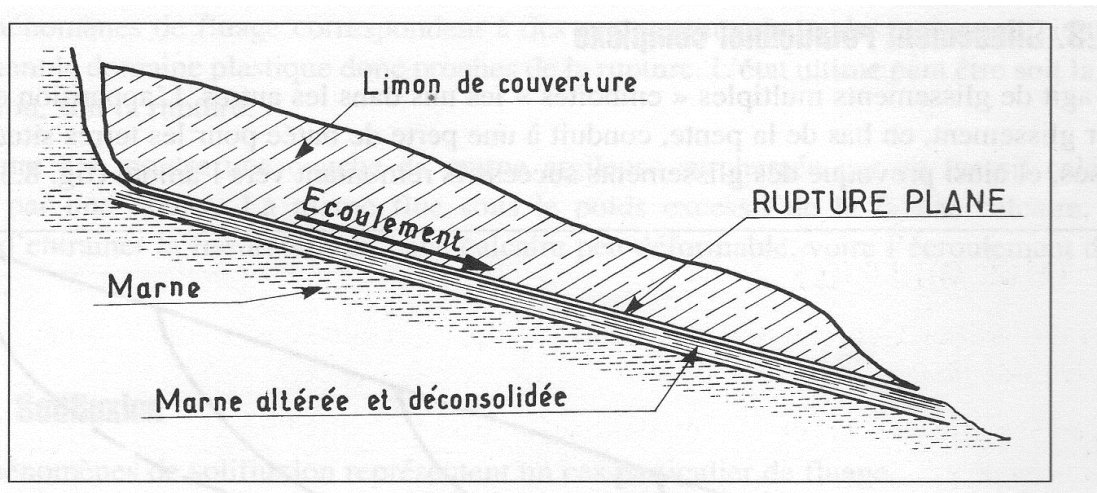


Figure I.2: glissement plan [6]

I.3.1.2 Glissement rotationnel :

Ils sont caractérisés par un basculement de la masse glissée, le long d'une surface de rupture dont la forme est parfois assimilable à un cylindre à directrice circulaire. Habituellement les glissements de ce type sont de faible volume et le déplacement des matériaux est limité.

Ils se produisent principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux.

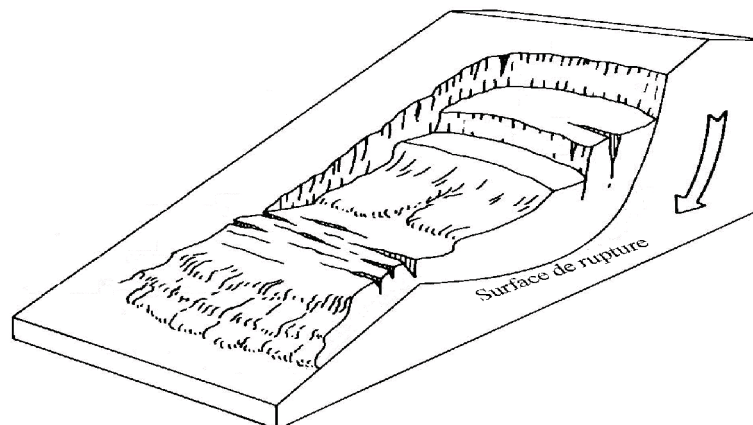


Figure I.3 : glissement rotationnel [6].

On distingue deux classes de glissement rotationnel :

a) Glissement rotationnel simple :

Ce type de glissement est très fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans la plupart des cas. D'où le nom de glissement circulaire.

Il comprend :

- En tête : des fissures de traction,
- Un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement.

A la base : un bourrelet formé par des matières glissées.

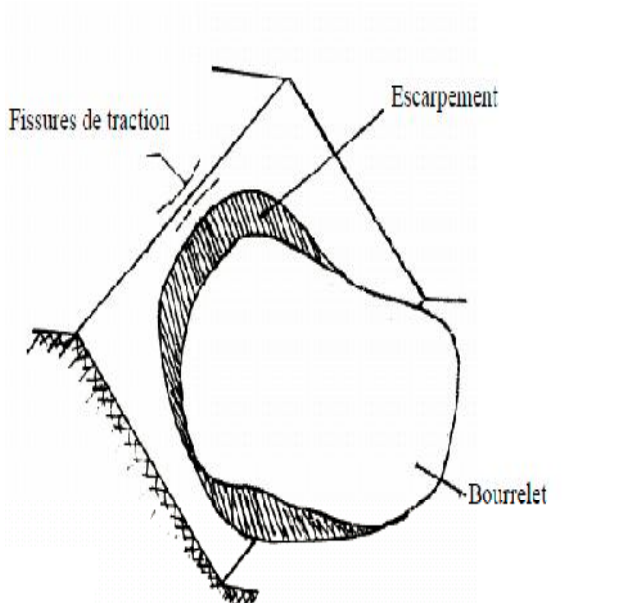


Figure I.5 : Rupture rotationnelle simple [6]

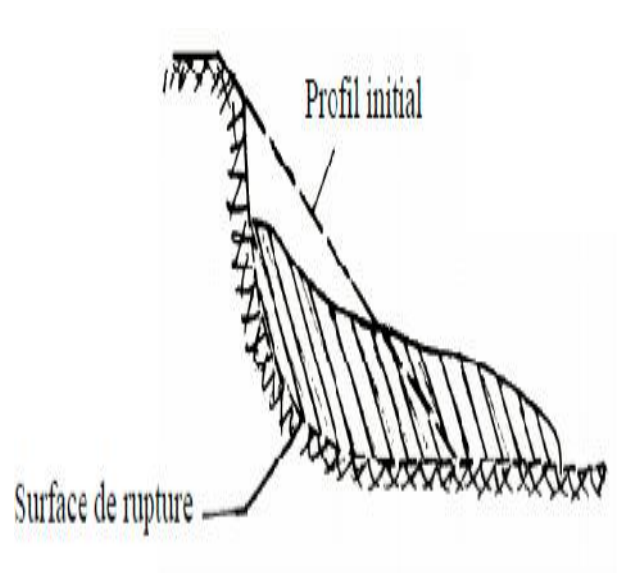


Figure I.4 : Rupture rotationnelle avec profil initial [6]

Les terrains favorables à ce type de glissement sont les remblais, les sols, et les roches homogènes peu compétentes ainsi que les roches résistantes mais dont le niveau de fraction leur confrère des caractéristiques en masse très faible.

b) Glissement rotationnel complexe :

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

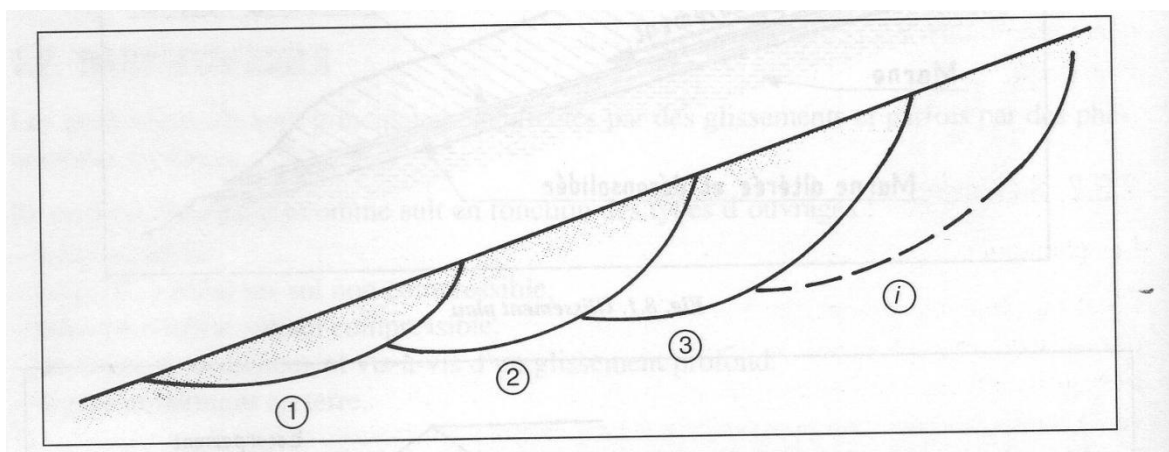


Figure I.6 : Glissement rotationnel complexe [21]

I.3.1.3 La classification des glissements de terrain :

Les glissements de terrain peuvent être classés en fonction de la profondeur de leur surface de glissement et de la vitesse moyenne du mouvement [7].

Tableau I.1 : classification de glissement de terrain d’après la profondeur de rupture [7]

Glissement	Surface de glissement
superficiel	0-2m
Semi-profond	2-10m
Profond	10-30m
Très profond	>30M

Tableau 2 : classification de glissement de terrain selon l’activité [7]

Glissement	Vitesse de glissement
Substabilité, très lent	0-2 cm/an
Peu actif, lent	2-10 cm/an
Actif(ou lent avec phase rapide)	>10 cm/an

I.3.1.4 Principales causes de glissement de terrain :

Les mouvements de terrain résultent d'un changement de l'équilibre des forces dans le versant (rapport entre forces résistantes et forces motrices), à la suite de processus physiques et / ou chimiques qui, à leur tour, dépendent de différents facteurs. Ainsi, les processus d'altération agissant à long terme (conduisant à une diminution des forces résistantes), de même que les fluctuations de la nappe phréatique, influencent la stabilité d'un versant de manière continue. Par ailleurs, une pente peut aussi être déstabilisée rapidement [8].

Le passage de l'état stable à l'état instable est lié à des causes nombreuses et variées qui viennent s'ajouter aux conditions initiales, intrinsèques au terrain. On distingue les facteurs passifs et facteurs actifs (déclenchant).

a) Facteurs passifs :

- **La géologie :**

- La lithologie (composition, texture, granulométrie, caractères). Par exemple dans le cadre d'un glissement, les argiles sont particulièrement sensibles à l'eau.
- La structure : le pendage, la présence de joints soit de stratification, de plis ou de schistosité

- **La pente :**

- Les pentes les plus sujettes aux glissements ont une inclinaison qui va de 20 à 30 °

- **L'orientation :**

- La plupart des glissements de terrain sont exposés au Nord.

- **La végétation :**

- La végétation a un rôle non négligeable car elle intervient au niveau des échanges d'eau (évapotranspiration) et au niveau de la cohésion et de la fixation du sol.

- **Le contexte hydrogéologique et hydrographique :**

- En premier lieu il concerne, la perméabilité du massif, les circulations d'eau souterraine, le drainage (hydrogéologie) et, en deuxième lieu le réseau hydrographique (ruissellement, proximité d'une source.

- **Le contexte climatique :**

- Englobant la pluviométrie annuelle totale, la répartition des précipitations annuelle, la possibilité d'accumulation de neige, et la température moyenne ainsi que l'évolution climatique.

b) Facteurs actifs et déclenchant (causes directes) :

- **Le climat** : cause hydriques
 - L'infiltration d'eau dans un terrain (pluie, neiges etc.) a des conséquences sur la cohésion du matériel qui offre, de fait, moins de résistance au cisaillement.
 - Des surpressions se produisent sous des blocs ou sous terrain lui-même, si il y'a une importante présence d'eau. Notamment lorsqu'une partie du terrain est gelée.
 - Le poids du sol augmente avec l'humidité, ce qui augmente les forces déstabilisantes.
- **Causes mécanique** : vibration et explosion.
 - Sismicité et vibration dues à un séisme ou à des activités humaines, donc augmentation momentanée du poids du terrain qui peut suffire pour que le seuil de stabilité soit franchi et que le terrain se mette en mouvement.
 - Le phénomène de thixotropie : soumis à des vibrations, certains matériaux comme les argiles, par exemple, peuvent passer de l'état solide à l'état liquide.
- **Causes mécanique** : modification de la géométrie.
 - Modification de la répartition des masses par érosion en pied de versant par une rivière par exemple ou par surcharge en haut d'une pente par exemple lors de la construction des ouvrages de génie civil ou génie minier.

L'origine du déclenchement d'une instabilité des talus est rarement unique, mais c'est la conséquence d'une combinaison des facteurs passifs et des facteurs déclenchant.

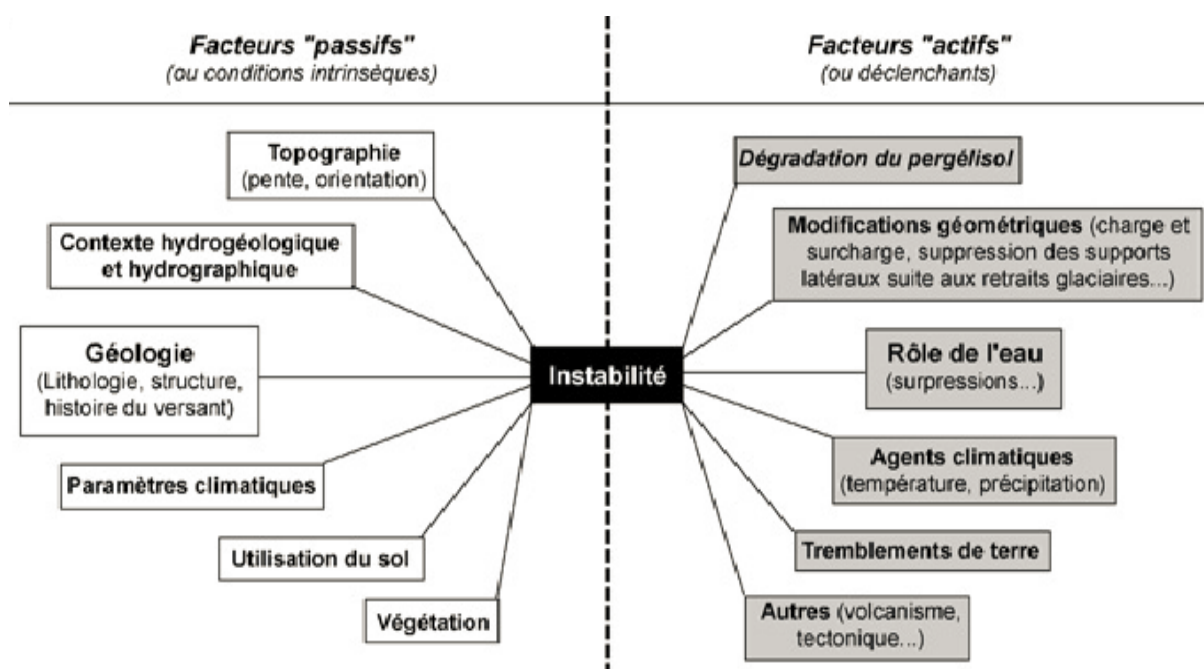


Figure I.7 : les différents facteurs d'un glissement de terrain [8]

I.3.2 L'éboulement, chutes de blocs et de pierres :

L'éboulement est un phénomène qui affecte les roches compétentes. Il se traduit par le détachement d'une portion de roche de volume quelconque depuis la masse rocheuse. La cinématique est très rapide. On différencie les éboulements d'après la taille des blocs détachés [9].

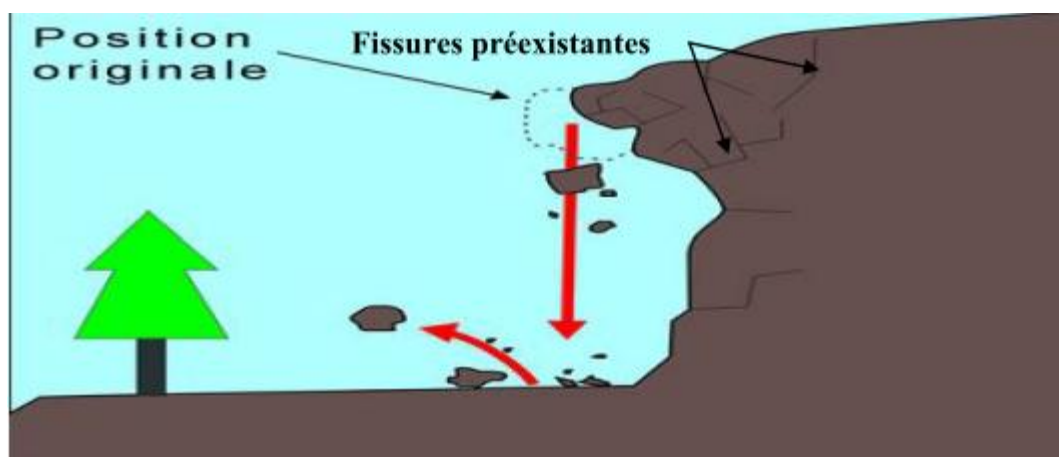


Figure I.8: éboulement d'un massif rocheux [12]

I.3.3 Les coulées de boues :

Elles consistent en la propagation des matériaux sans cohésion ou ayant perdu leur cohésion dès la mise en mouvement, matériaux intimement mélangé a une quantité d'eau telle que la masse en mouvement a franchi sa limite de liquidité. Les matériaux susceptibles de perdre ainsi leur cohésion sont des argiles, des limons, des roches décomposés ou des éboulis fins. Ces coulées de boues prennent fréquemment naissance dans la partie avales d'un glissement de terrain [3].

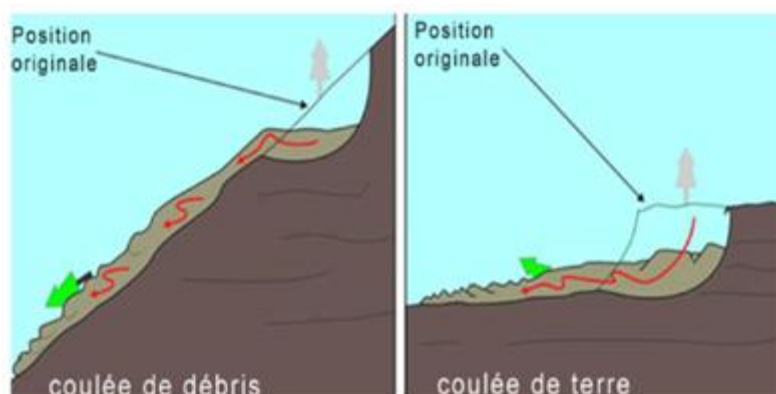


Figure I.9 : une coulée de boue [3]

I.3.4 Les écroulements :

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses. On utilise le terme de chute de pierres pour le détachement de quelques unités de volume inférieur à 1 dm^3 , ou chute de blocs pour un volume supérieur. Le terme écroulement est utilisé quand il s'agit de la chute soudaine d'une masse rocheuse qui se détache d'une paroi en se désorganisant [10].

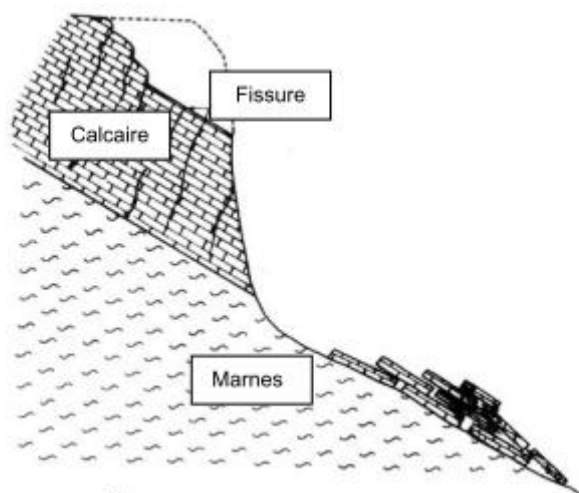


Figure I.10 : Écroulement par glissement banc sur banc [10]

I.3.5 Le fluage :

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

Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrainte au glissement) : 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. La figure suivante montre le mécanisme du phénomène de fluage.

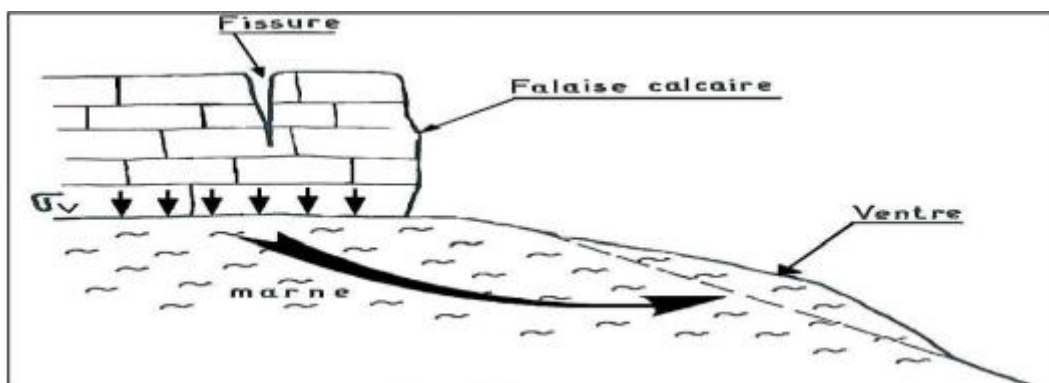


Figure I.11 : Le phénomène de fluage [4].

I.3.6 Solifluxion :

La solifluxion est un phénomène d'écoulement des sols en surface sur des pentes très faibles. Elle correspond à un mouvement de masse superficiel qui est déclenché lorsque la charge en eau dépasse le seuil de plasticité du matériau. Le sol peut fluer dans la pente sur un plan de décollement saturé d'eau.

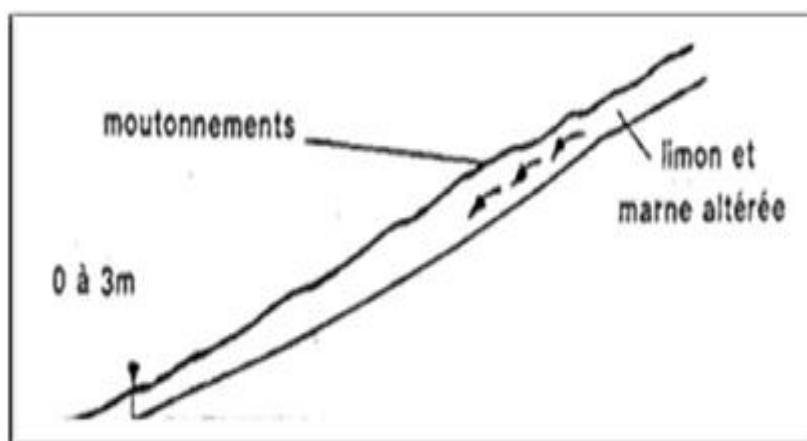


Figure I.11 : Phénomène de la Solifluxion [4].

Une compilation de quelques types de mouvements de terrain est donnée dans le tableau suivant :

Tableau 3 : principales classes de déstabilisation sur les versants en fonction des terrains concernés [4]

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

I.4 Les déformations dans les mines à ciel ouvert :

Une classification des déformations et ruptures appliquée aux mines à ciel ouvert a été proposée par Fissenko. Elle contient quatre types principaux de déformations : les chutes de blocs, les éboulements, les glissements et les mouvements de fluage.

Plus tard on a ajouté à cette classification les déformations par affaissement. La classification ici proposée se base sur les mêmes 5 types de déformations, plus 5 autres types provoqués par l'action hydraulique directe. Mais certains types de déformations du premier groupe peuvent quand même être influencés par l'action des eaux [11].

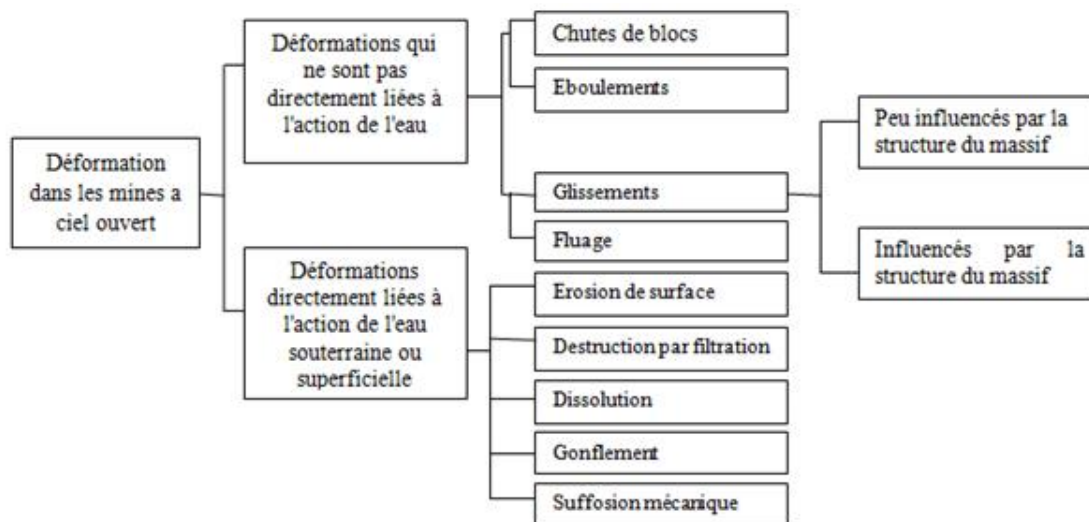


Figure I.12 : Classification des déformations dans les mines à ciel ouvert.

I.5 Conclusion :

Dans ce chapitre, il a été souligné que 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 matériels ou humaines.

Dans leur principe, ils surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et la position de la nappe aquifère ou par la modification géométrique provoquée par l'homme. Donc leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique.

A decorative graphic of a scroll with a light purple gradient and rounded corners. The scroll is partially unrolled, with the top and bottom edges curving upwards. The text is centered on the scroll.

Chapitre II

Méthodes de calcul de la stabilité des talus

II.1 Introduction :

Plusieurs approches ont été proposées pour le calcul du coefficient de sécurité F_s . Ce coefficient est utilisé dans les calculs de stabilité et il permet d'apprécier la marge de sécurité vis –en –vis de la rupture : si ce coefficient $F_s < 1,5$ on dit que notre talus est instable. [1]

Pour le calcul du facteur de sécurité, on a :

- La méthode des éléments finis.
- La méthode déterministe.
- La méthode probabiliste.

II.2 Définition du coefficient de sécurité :

Le coefficient de sécurité est un indicateur de la stabilité des mécaniques d'un versant, défini comme le facteur par lequel les paramètres des résistances au cisaillement peuvent être déduits afin d'amener la pente d'un état d'équilibre limite. [2]

$$F_s = \frac{\sum \text{forces de résistances}}{\sum \text{forces actives}} \quad (\text{II.1})$$

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

Tableau II. 1 : Equilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du coefficient de sécurité [13].

Facteur de sécurité	Etat de l'ouvrage
$F_s < 1$	instable
$F_s = 1$	Stabilité limite
$F_s \in] 1 ; 1,25[$	Sécurité contestable
$F_s \in] 1,25 ; 1,4[$	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu important mais contre c'est sécurité contestable pour les talus des carrières à ciel ouvert
$F_s > 1,4$	Sécurité satisfaisante

II.2.1 Calcul du coefficient de sécurité en rupture plane :

Dans le cas de certains versant naturels, une couche ou une interface « le glissement » (par exemple le cas de formations meubles reposant sur un substratum) : la surface de rupture est alors à peu près plane. Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente. la figure représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées comme suit [1] :

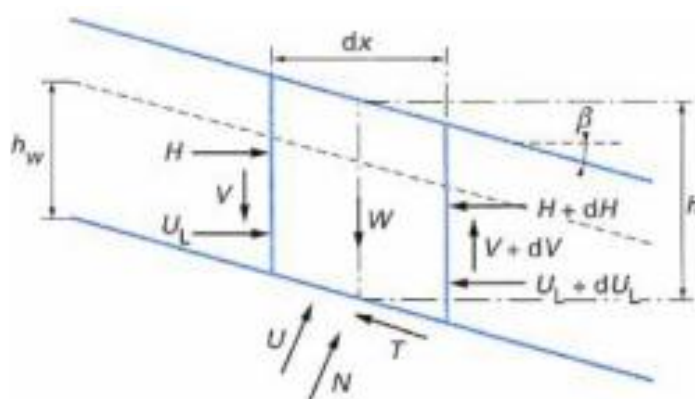


Figure II.1 : Les forces agissantes sur une tranche [1]

- W : le poids du bloc de sol considéré
- V et H : les efforts sur les cotés du bloc
- N et T : les réactions normale et tangentielle à la base du bloc
- U_L : l'effort du à la pression d'eau latérale
- U : l'effort du à la pression d'eau à la base

Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que $V=0$ et que H et U_L s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer N et T, ainsi que le coefficient de sécurité :

$$F = T_{\max} / T \quad (\text{II.2})$$

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit :

$$T_{\max} = c' \frac{dx}{\cos \beta} + (N-U) \tan \varphi' \quad (\text{II.3})$$

On obtient l'expression suivante pour F :

$$F = \frac{2}{\sin 2\beta} \frac{c'}{\gamma} + \frac{(\gamma h - \gamma_w h_w) \tan \varphi'}{\gamma h \tan \beta} \quad (\text{II.4})$$

Selon le type de matériau et les conditions hydrauliques, cette expression se simplifie :

-pour un matériau purement frottant :

➤ En absence d'eau :

$$F = \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta} \quad (\text{II.5})$$

Lorsque la nappe affleure en surface ($h_w = h$) :

$$F = \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma}\right) \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta} \quad (\text{II.6})$$

✓ pour un matériau présentant un comportement purement cohérent :

$$F = \frac{2}{\sin 2\beta} \frac{c_u}{\gamma} \quad (\text{II.7})$$

II.3 Le choix des méthodes de calcul de la stabilité :

Les chercheurs géotechniciens proposent plusieurs méthodes d'évaluation et de prédiction des catastrophes naturelles engendrés par les glissements de terrain. Parmi ces méthodes on distingue :

- ◆ La méthode déterministe.
- ◆ La méthode d'élément finis.
- ◆ La méthode probabiliste.

II.3 .1 La méthode déterministe :

Le principe de la méthode déterministe est d'exploiter au mieux d'information connue sur un espace de recherche pour estimer l'optimum. Les méthodes déterministes correspondent principalement aux méthodes dites de gradient .elles n'utilisent aucun concept statistique mais requièrent des hypothèses sur la fonction à optimiser .il est reconnu que les méthodes déterministes manquent généralement de robustesse. Elles évaluent la fonction erreur et ses dérivées .De plus, les méthodes de gradient dépendent de l'existence de dérivées ce qui pose un problème majeur car dans la pratique erreur, dont l'estimation d'un calcul numérique, n'est pas forcément dérivable.

Il ya plusieurs méthodes pour déterminer le coefficient de sécurité parmi ces méthodes « les méthodes des tranches », dans lesquelles le massif est décomposé en tranches, surtout utilisée pour les sols hétérogène. [3]

On peut calculer le facteur de sécurité par plusieurs méthodes :

- ❖ Méthode de Fellenius.
- ❖ Méthode de bishop.
- ❖ Méthode de Morgenstern et Price.
- ❖ Méthode de Spencer.
- ❖ Méthode de Junbu.

II.3.1.1 La méthode des tranches :

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surfaces de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement. [4]

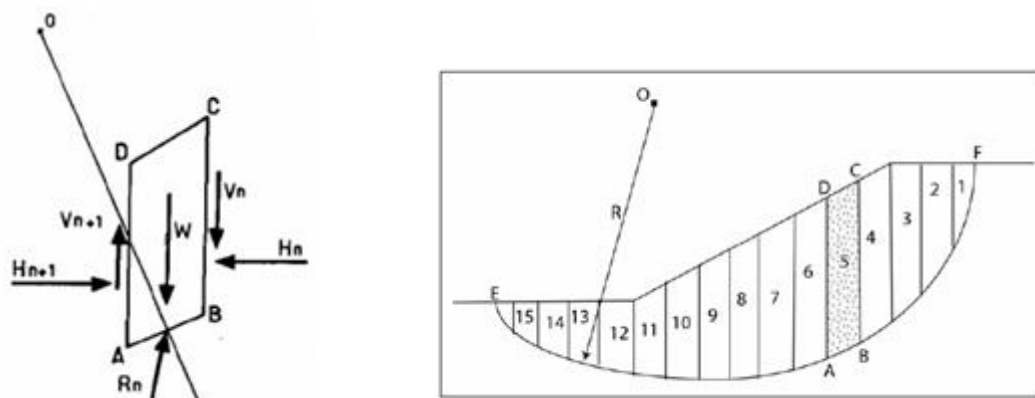


Figure II. 2 : Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche [4].

La méthode des tranches consiste à découper le volume de sol (compris dans l'arc EF) en un certain nombre de tranches limités par des plans verticaux .chaque tranche est en équilibre sous l'action des forces qui lui sont appliquées.

Son poids :
$$W = x_n * h_n * b_n \quad (II.9)$$

Les efforts inter-tranchent décomposés en efforts horizontaux H_n et H_{n+1} et en efforts verticaux V_n et V_{n+1} . La réaction R_n du milieu sous -jacent sur l'arc AB (résistances de cisaillement) Elle se compose en une compose normale et tangentielle.

II.3.1.2 Méthode de Fellenius (1927) :

Cette méthode a été proposée par Fellenius en 1927,dans le cas d'un sol purement cohérent ,elle est basée sur les hypothèses suivantes:

- ✓ La surface de glissement est de forme circulaire et divise le talus en tranches.
- ✓ Elle néglige totalement les efforts inter-tranches (efforts verticaux et horizontaux).

La méthode de Fellenius vérifié l'équilibre globale des moments tout en négligeant les forces entre-tranches. Seuls les efforts de cisaillement le long de la courbe de rupture circulaire sont pris en compte .la résistance au glissement est alors facilement calculable sous l'expression d'un moment avec un bras de levier égale au rayon R, constant. Le coefficient de sécurité est donné par la formule suivante [14] :

a-Absence de la nappe :

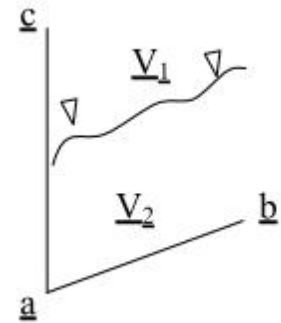
La valeur de la pression de l'eau :

$$U = H_w * \gamma_w \quad (\text{II.10})$$

Tel que :

H_w : la hauteur de l'eau

γ_w : le poids volumique de l'eau



dans ce cas, le poids devient : $W = \gamma_d \cdot V_1 + \gamma_{sat} \cdot V_2 \quad (\text{II.11})$

V_1, V_2 : les volumes des tranches situées respectivement au dessus de la surface de la nappe

γ_d : poids volumique du sol sec

γ_{sat} : poids volumique du sol saturé

γ_w : poids volumique d'eau (=10 KN/m).

La formule coefficient de sécurité :

$$f_s = \frac{\sum C_i * \frac{b}{\cos \alpha_i} + (w \cdot \cos \alpha_i - \frac{U \cdot b}{\cos \alpha_i}) \cdot \text{tg } \varphi_i}{\sum W \cdot \sin \alpha_i}$$

II.3.1.3 Méthode de Bishop simplifié (1955) :

La méthode de bishop est basée sur la division du talus en tranches égales, comme dans la méthode de Fellenius, mais en introduisant les forces inter tranches. Deux cas peuvent se présenter :

a-absence d'eau :

$$F_s = \frac{\sum (c_i \cdot b + W_i \cdot \tan \varphi_i) * \frac{1}{\cos \alpha_i * (1 + \tan \alpha_i * \frac{\tan \varphi_i}{F})}}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

b-présence de la nappe :

$$FS = \frac{\sum (c_i \cdot b + (w_i - U \cdot b) \cdot \tan \phi_i) \frac{1}{\cos \alpha_i \cdot (1 + \tan \alpha_i \cdot \frac{\tan \phi_i}{F})}}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

Tel que :

W_i : poids de la tranche i .

u_i : la pression interstitielle au centre de la base de la tranche i .

θ_i : l'angle de frottement de la tranche

α_i : inclinaison du plan de rupture au niveau de la tranche i .

b_i : largeur de la tranche i .

h_i : hauteur de la tranche i .

c'_i : la cohésion effective de la tranche i .

II.3.1.4 La Méthode de Morgenstern et Price :

La méthode de Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts inter-tranches, cette méthode introduit une fonction mathématique arbitraire pour représenter la variation de la direction des forces entre les tranches : [3]

$$\tan \theta_i = \frac{X}{E} = \lambda \cdot F(x_i) \quad (\text{II.15})$$

Les forces considérées sont indiquées dans la figure suivant :

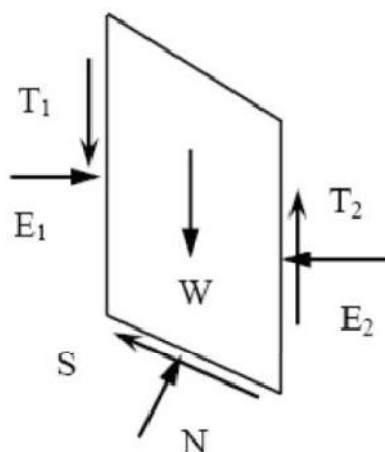


Figure II.3 : Représentation graphique des forces sur une tranche [3]

Ou θ_i : est l'angle formé par la résultante et l'horizontale, il varie systématiquement d'une tranche à une autre, le long de la surface de glissement ;

λ : un scalaire constant à déterminer lors du calcul du facteur de sécurité ;

$F(x)$: une fonction de variation par rapport à la distance le long de surface de glissement ;

X : une distance varie le long de la surface de glissement ;

Les relations de la force normale à la base (N) et les forces inter-tranches (E, T) sont les mêmes que dans la méthode générale de Janbu. Pour une fonction de force, les forces inter-tranches sont calculées par la procédure d'itération jusqu'à ce que, F_f est égal à F_m dans les équations suivantes [27] :

$$Ff = \frac{\sum[C'.l+(N-l)\tan\phi'] .\sin\alpha}{\sum[W-(T2-T1)]\tan\alpha+\sum(E2-E1)} \quad (\text{II.16})$$

Et

$$Fm = \frac{\sum[C'.l+(N-u.l)\tan\phi']}{\sum W.\sin\alpha} \quad (\text{II.17})$$

Cette méthode satisfait toutes les conditions d'équilibre statique pour chaque tranche, ainsi que l'équilibre des moments et l'équilibre des forces dans la direction horizontale, pour l'ensemble de la masse qui glisse une surface de rupture circulaire ou non circulaire.

En 1977, Fredlund et Krahnont démontré dans une étude comparative des méthodes d'analyses, que le choix de la fonction $f(x)$ dans la méthode de Morgenstern et Price a une faible influence sur la valeur du facteur de sécurité.

II.3.1.5 La méthode de Spencer :

I.4.3.1.5.1 Présentation :

La méthode de Spencer à le même principe de calcul que la méthode de Morgenstern et Price, la différence réside dans la fonction de variation qui est constante ($f(x)=1$), et que l'angle d'inclinaison θ est constant dans toutes les tranches. [3]

Spencer(1979) à présenter cette méthode pour de rupture circulaire, Wright(1984) l'a développé pour une surface non circulaire.

Cette méthode vérifié l'équilibre horizontal et vertical des forces, l'équilibre des moments en un point quelconque, et détermine également l'inclinaison des forces entre les tranches, et elle est précise et applicable à toute la géométrie et types de sol.

Spencer a trouvé une expression réduite pour le coefficient de sécurité :

$$Q = \frac{-Fv \cdot \sin\alpha - Fh \cos\alpha - \left(\frac{c' \cdot \Delta l}{F}\right) + (Fv \cdot \cos\alpha - Fh \cdot \cos\alpha + u \cdot \Delta l) \left(\frac{\tan\phi'}{F}\right)}{\cos(\alpha - \theta) + \left[\frac{\sin(\alpha - \theta) \cdot \tan\phi'}{F}\right]}$$

II.3.1.6 La méthode de Janbu(1956) :

La méthode de Janbu détermine le coefficient de sécurité par l'équilibre de forces horizontales et suppose une surface de glissement quelconque (non circulaire), cette méthode vérifié l'équilibre des forces horizontales et verticales tout en négligeant l'équilibre des moments, ce que abouti à l'équation : [8], [12]

$$F_s = \sum [c' + (N - ul) \tan\phi'] \cos\alpha / \sum N \sin\alpha \quad (\text{II.16})$$

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

$$F_s = \sum [c' + (N - ul) \tan\phi'] \cos\alpha / \sum W \sin\alpha \quad (\text{II.17})$$

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

$$F_s = f_0 * F_s \quad (\text{II.18})$$

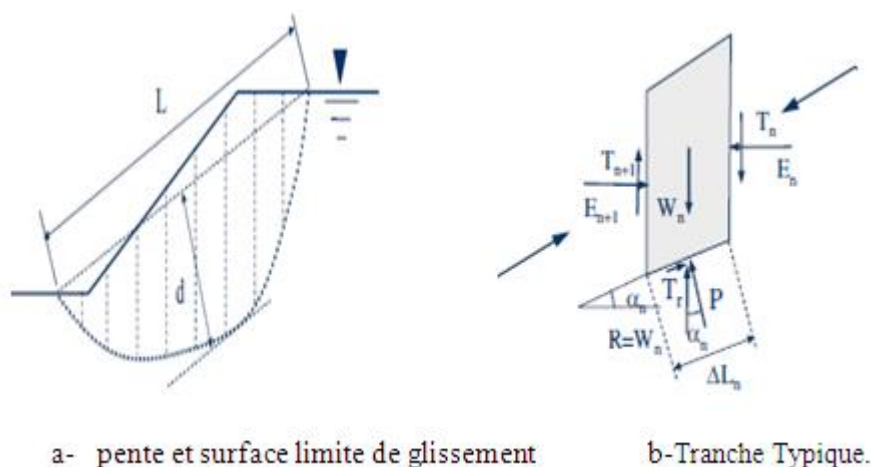


Figure II.4 : Forces considérées dans la méthode de Janbu [12].

II.3.2 La méthode d'éléments finis :

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 ya 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. [9]

II.3.2 Les méthodes probabilistes (stochastiques) :

Ce sont des méthodes de recherche aléatoires qui explorent et mémorisent le meilleur élément, parmi ces méthodes la plus simple est le type de monte Carlo. Malheureusement, elles sont robustes mais peu efficaces. On leur préfère souvent des méthodes pseudo-aléatoires telles que les algorithmes génétiques ou le recuit simulé. Ces procédures d'exploitation utilisent un choix aléatoire comme outil pour guider une exploration intelligente dans l'espace des paramètres codés. [3]

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a présenté les différentes méthodes de calcul de stabilité avec leurs différentes hypothèses, l'objectif de toutes ces méthodes est de trouver le coefficient de sécurité qui est le paramètre le plus important pour évaluer la stabilité d'un talus.

Pour un calcul de coefficient de sécurité par la méthode d'équilibres limites en se basant sur un ensemble fixe des conditions et des paramètres matériels ; cette méthode demeure appliquée à ce jour étant donné qu'elles renseignent sur le plan de glissement le plus probable et par conséquent permet à l'ingénieur de mieux appréhender le problème sur plusieurs aspects dont la reconnaissance géotechnique.

A decorative graphic of a scroll with a light purple gradient background. The scroll is unrolled on the left side and has a small circular tab at the top right corner. The text is centered on the scroll.

Chapitre III

Méthodes de confortements

III.1 Introduction :

Face à un problème de stabilité, il existe plusieurs solutions pour améliorer la stabilité d'un talus instable, solutions qu'on peut regrouper en quatre familles : celles qui agissent sur les conditions géométriques, sur les conditions hydrauliques, sur les caractéristiques mécaniques et enfin celles qui améliorent les caractéristiques du sol.

III.2 La modification géométrique :

Les conditions de stabilité étant directement liées du terrain, pour cela la modification géométrique et morphologie s'impose en premier lieu, elle peut être envisagée par plusieurs méthodes selon la nature du problème.

III.2.1 Le déchargement en tête :

Le déchargement en tête (l'allègement) consiste à terrasser le matériau dans la partie supérieure. Il est résulté une diminution du poids moteur et par conséquent, une augmentation de la valeur du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête [17].

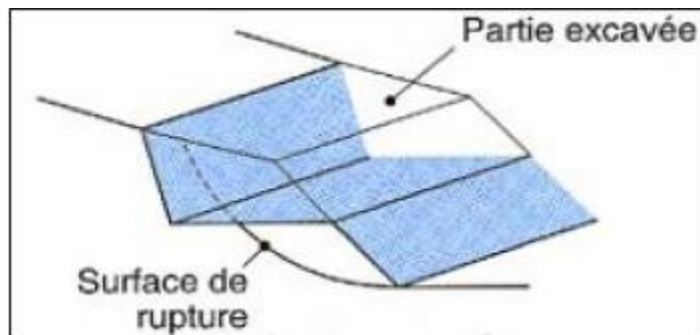


Figure III.1 : Déchargement en tête [17]

III.2.2 Le chargement en pied :

Le chargement en pied (ou remblais de pieds) d'un glissement est une solution d'urgence en cas de risque imminent du glissement, c'est une technique souvent utilisée et généralement efficace, l'ouvrage (butée) agit par contre balancement des forces motrices et peut aussi agir contre une rupture rotationnelle profonde [10].

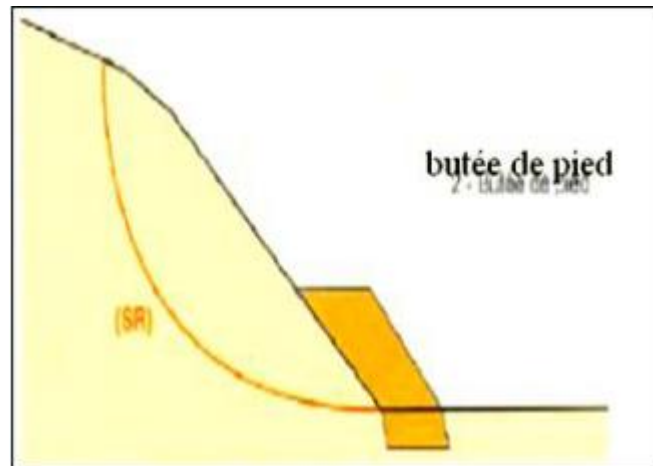


Figure III.2 : butée de pied [20]

III.2.3 reprofilage :

Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, il consiste à un adoucissement de la rupture de la pente moyenne .ce dernier est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sols très importants. Soit avec butée ou sans butées [10].

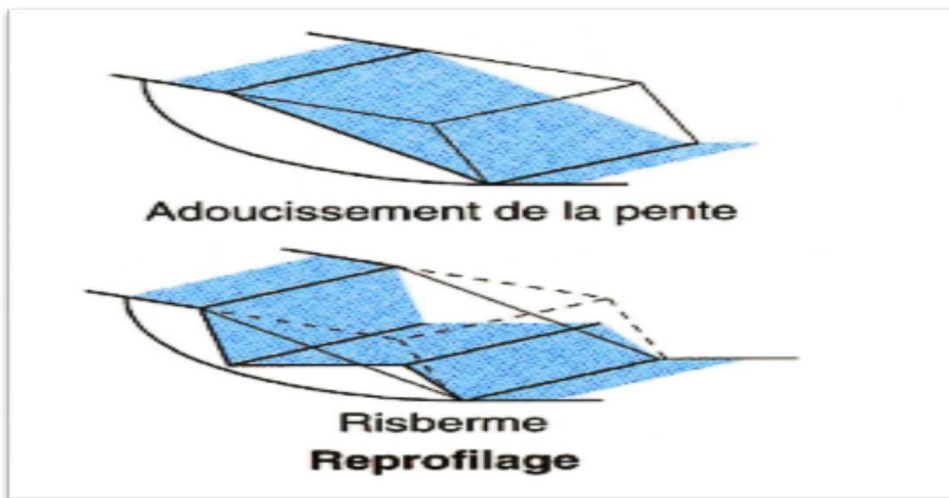


Figure III.3 : Reprofilage [1]

III.2.4 Substitution totale ou partielle :

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial [21].

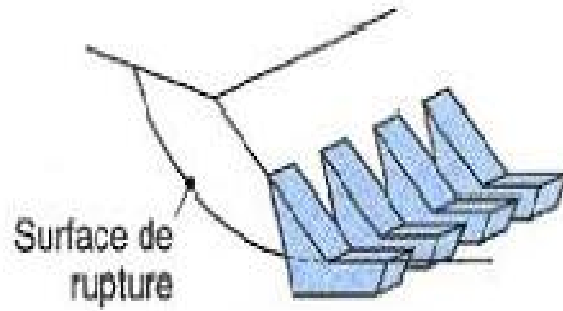


Figure III.4 : Substitution partielle [17]

Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place. La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport.

Les substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de banches ou de contreforts discontinus. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution [1].

III.3 Les conditions hydrauliques :

C'est généralement, le procédé le plus efficace pour améliorer la stabilité d'un talus. Il peut être réalisé de plusieurs méthodes .

Les pressions peuvent être responsables de la diminution de la valeur du facteur de sécurité ,dans ce cas le drainage peut être utilisé, l'efficacité de ce dernier est liée en particulier à la nature et l'hétérogénéité des terrains [22].

Les méthodes de drainage les plus fréquentes consistent en générale :

- a) capter les eaux de surface .
- b) Eviter les ruissellement et infiltrations dans les zones instables.
- c) .Expulser l'eau présente dans le massif instable.

Parmi ces méthodes on distingue les techniques suivantes :

III.3.1 Les tranches drainantes :

ont l'avantage d'être adaptées aux de grandes hauteurs (> 10m) en réalisant un nombre quelconque en parallèle.

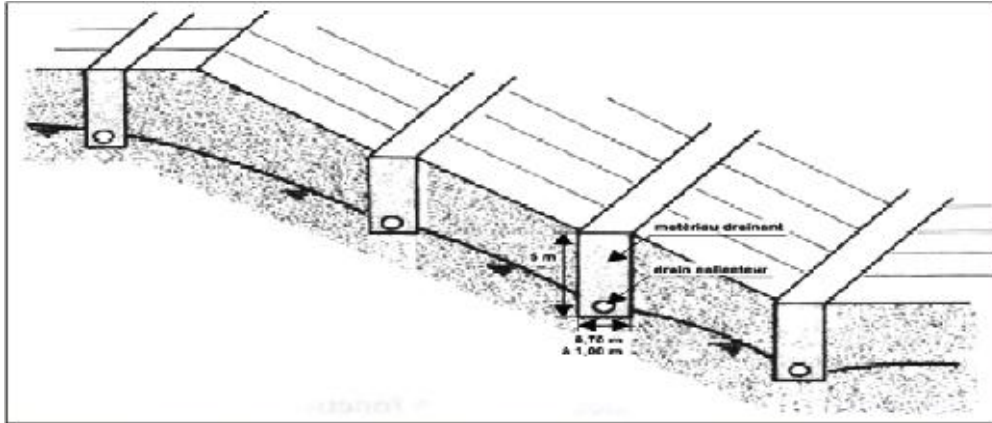


Figure III.5 : Schéma d'un système de tranchées drainantes [22]

III.3.2 Les drains subhorizontaux :

Ce sont envisageable lorsque on est en présence d'une nappe piégée dans un terrain imperméable, dans le cas des grands glissements de terrain, ils sont quelque fois associés à une galerie drainante qui joue le rôle d'un drain principale à partir du quel partent les faisceaux de drain.

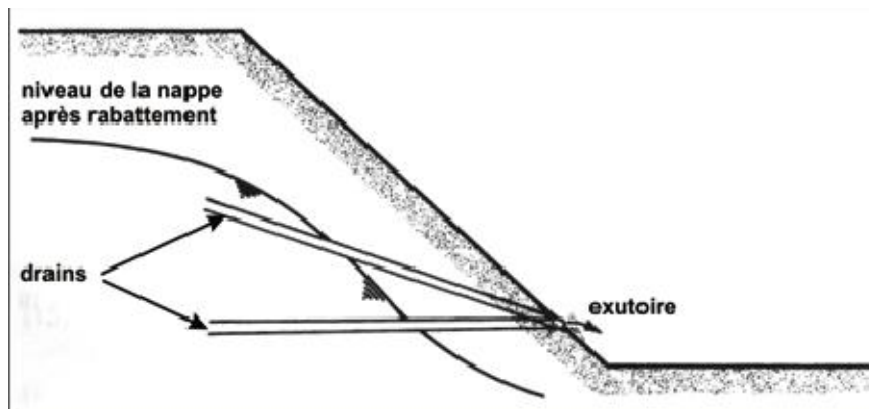


Figure III.6 : Drains subhorizontaux [22]

III.4 conditions mécaniques :

Il existe plusieurs mécanismes, qui ont pour but d'opposer ou bien de réduire la contrainte de cisaillement dans le versant susceptible de se glisser, on cite :

- a- L'ancrage (murs d'ancrage);
- b- Rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques;
- c- Murs de soutènement ;

III.4.1 L'ancrage :

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles d'acier multi torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines [20].

L'utilisation de tirants précontraints suppose :

- qu'on ait déterminé la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante du coefficient de sécurité ;
- qu'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants.

Généralement, les tirants sont mis par nappes de forages parallèles. L'espacement entre tirants d'une même nappe est fonction de l'effort total désiré et de la tension admissible par tirant.

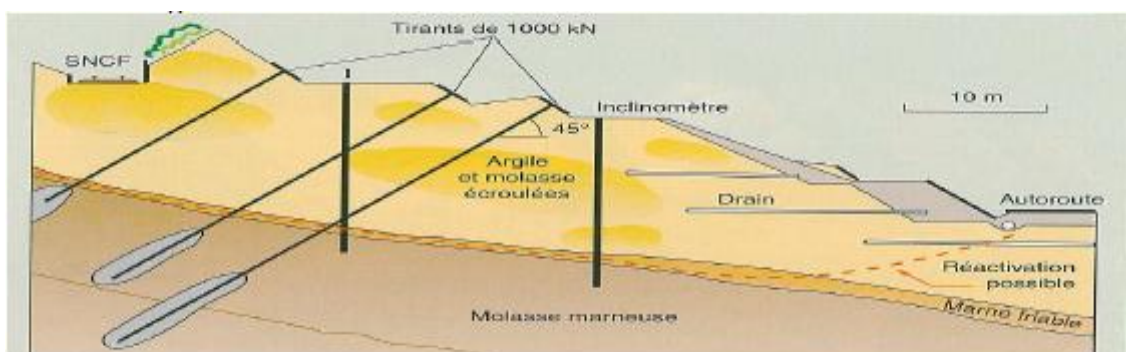


Figure III.7 : Schéma de confortation par tirants d'ancrages [20].

III.4.2 Les rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques :

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondations superficielles (semelles ou radiers).

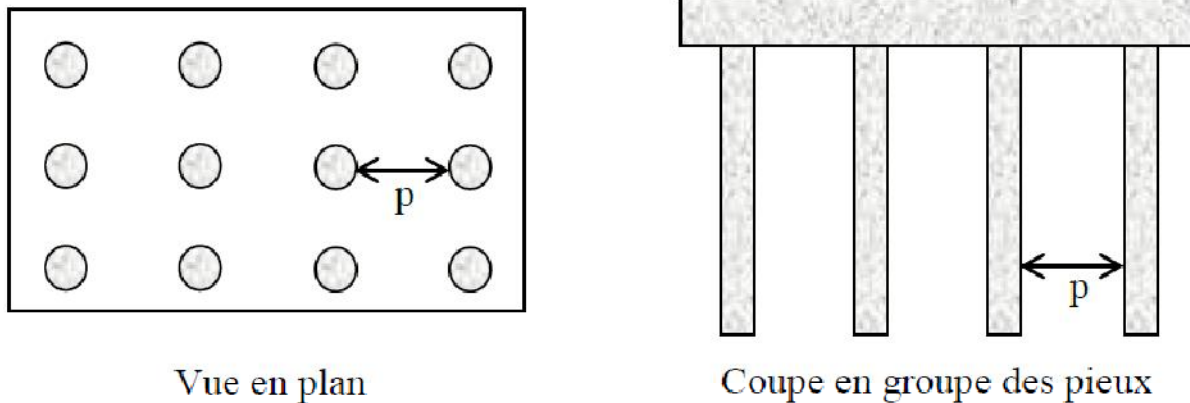


Figure III.8 : Les fondations profondes [21].

La stabilisation d'un glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe que par cloutage. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable.

Les risques de rupture d'un confortement par pieux ou barrettes se situent :

- dans le pieu par flexion/cisaillement ;
- au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le fût du pieu (plastification du sol) ;
- dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux ;

- dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux), en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

III.4. 3 le clouage :

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant (la partie supérieure de massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement).

L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Les clous ont donc des effets progressifs et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage [23].

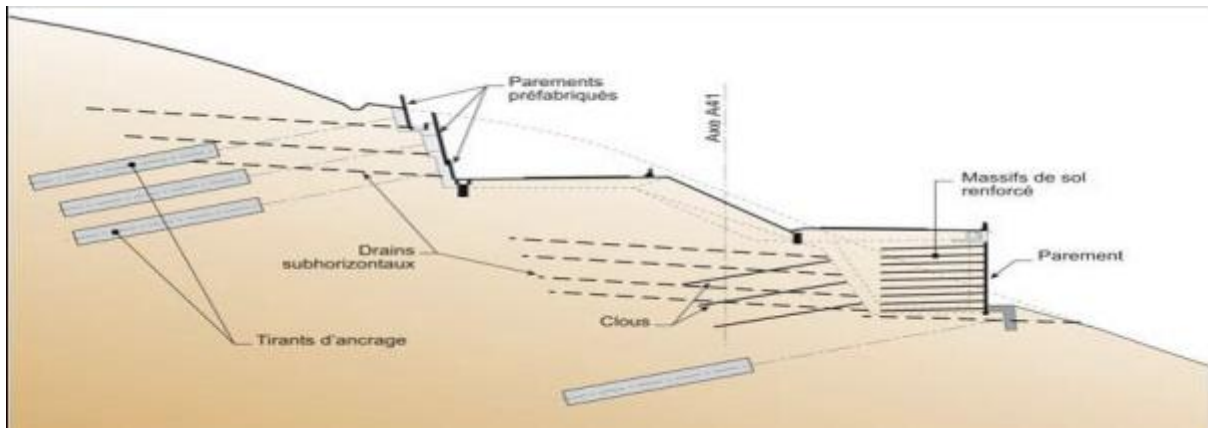


Figure III.9 : clouage d'un glissement [20]

III.4.4 Les murs de soutènement :

Un soutènement en pied de talus, cette solution nécessite un terrassement à l'amont du mur, peut causer des problèmes de stabilité pendant les travaux.

Il existe plusieurs types des murs de soutènement, classés selon leur morphologie et selon leurs modes de fonctionnement en deux grandes familles : (Murs rigides, Murs souples).

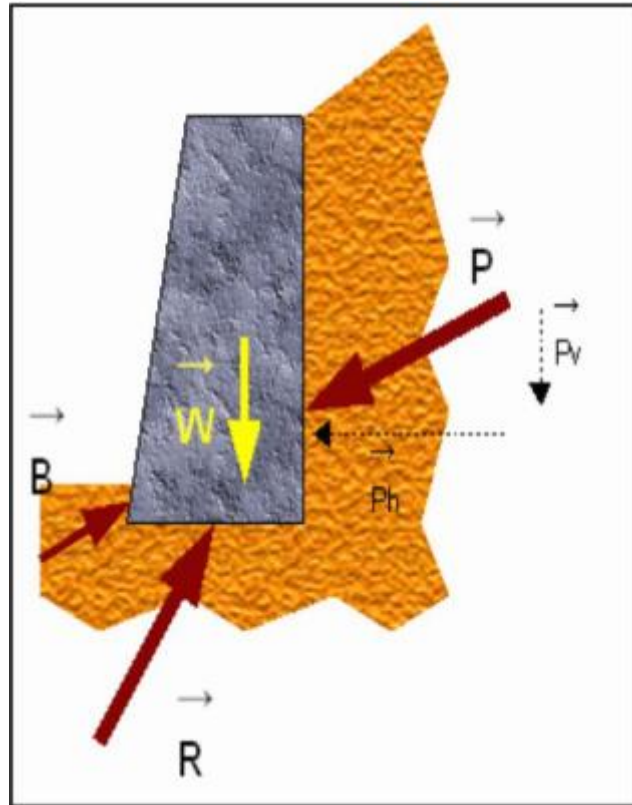


Figure III.10 : mur de soutènement [20]

III.5 Action sur les caractéristiques du sol :

Il reste la possibilité d'améliorer les caractéristiques mécaniques du sol

- soit en lui substituant un matériau de meilleure qualité, ceci se rapproche de la technique du masque :
- substitution totale des matériaux glissés après purge au delà de la surface de rupture,
- substitution partielle (sur une profondeur inférieure à 5 m) et réalisation de contreforts, bèches, éperons ou masque en matériaux frottants et drainants,
- soit en réalisant des injections de coulis, mais tous les sols ne s'y prêtent pas : le recours à cette technique est exceptionnel.

D'autres techniques, cuisson, congélation, sont, soit très onéreuses, soit inefficaces ^[10]

III.6 Technique de surveillance :

Lorsque les travaux de confortement ne sont pas envisageables, techniquement ou financièrement, ou qu'ils ne peuvent être réalisés avant un certains temps, une solution de surveillance peut être choisie. L'objectif est de prévoir la rupture suffisamment à l'avance

pour que des mesures préventives soient prises : mise en place d'un confortement supplémentaire.

La mise en place d'un système de surveillance suppose de définir :

- les paramètres mesurés :
 - cinématiques : en surface (topométrie, extensométrie) ou en profondeur (inclinométrie),
 - piézométriques (en particulier, pression interstitielle au niveau de la surface de rupture) et hydrauliques,
 - météorologiques (pluviométrie, nivométrie) ;
- la position et le nombre des points de mesure ; dans les sites à risque grave, une redondance des systèmes de mesure s'impose ;
- la fréquence d'acquisition : mensuelle, hebdomadaire, quotidienne ou plus fréquente ;
- le mode de transmission et de dépouillement des informations ;
- leur exploitation, notamment en ce qui concerne les alertes (définition des seuils, des mesures à prendre). ^[14]

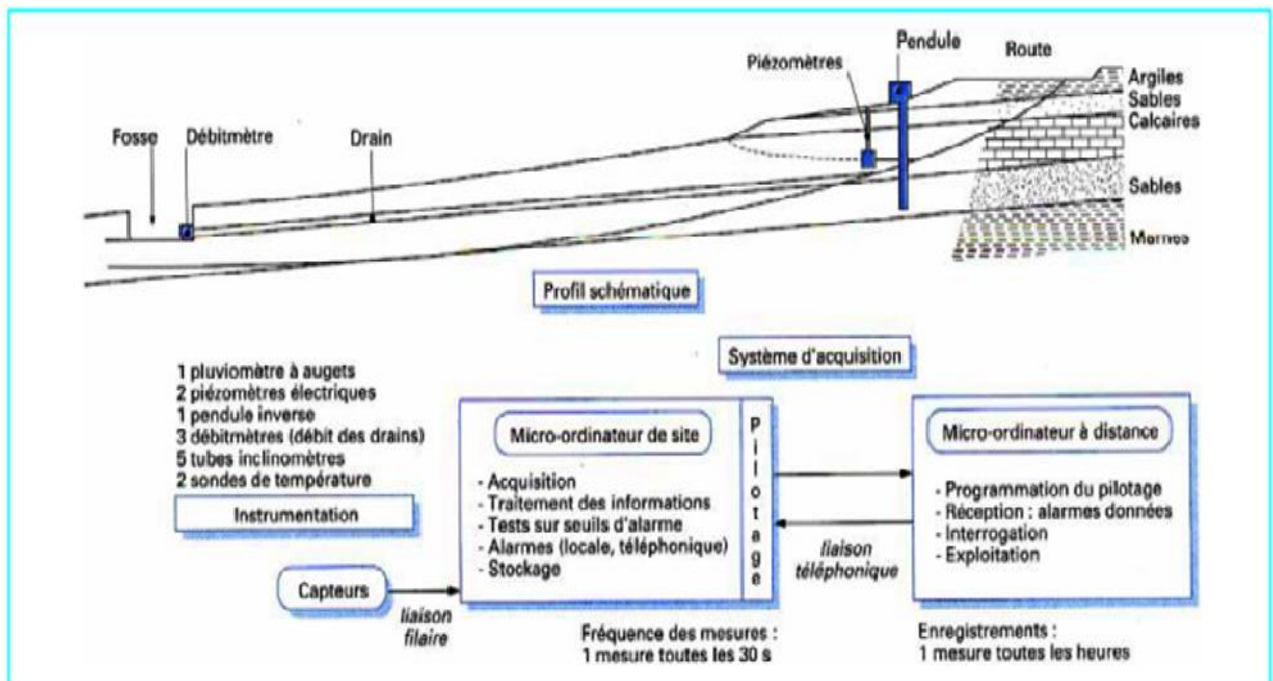


Figure 11 : système de surveillance de glissement [14]

III.5 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les différents types de confortement pour un talus instable, et l'efficacité de chaque méthode.

Malgré toutes les précautions que l'on peut avoir prises, on n'est jamais certain qu'il n'y aura pas de désordres sur un talus. S'il constitue un risque important, il faut alors envisager la mise en place de systèmes de surveillance et d'alerte.

A decorative graphic of a scroll with a light purple gradient and rounded corners. The scroll is partially unrolled at the top and bottom edges, with the unrolled parts extending outwards. The text is centered on the scroll.

Chapitre IV

Présentation de site d'étude

IV.1 Historique de l'entreprise :

L'historique de la création de la cimenterie de Meftah revient au début du siècle dernier durant le colonialisme français sous le nom d'une compagnie française « Nord-Africain LAFARGE », cette dernière a été prise nationalisée, après l'indépendance, sous l'égide de la SNMC (société Nationale des Matériaux de construction), le 14 Mars 1968.

Cette dernière a décidé de construire une nouvelle cimenterie à Meftah prévue pour une production de 01 millions de tonnes de ciments par an. Ce projet s'est inscrit dans le cadre du plan quadriennal 1971-1973. il a été individualisé par décision N° 71-20 DI du 10 Mars 1971.

Après la création de l'entreprise des ciments et dérivés des centre(ERCC) en 1982, la cimenterie de Meftah a été rattaché à cette dernière et à la filialisation de l'ERCC en 1988, la cimenterie de Meftah est devenue une partie de la filiale SCMI.

L'ERCC a été créé en février 1998 par décret N° 82- 232 du 30 Octobre 1982 en tant qu'entreprise de la société Nationale des Matériaux de Construction (SNMS).

IV.2 Présentation de la société :

Dénomination : société des ciments de la Mitidja par abréviation SCMI (filiale du groupe des ciments de l'Algérie par abréviation GICA).

- Date de création de la filiale : 01 Janvier 1998.
- Capital Société : 1.400.000.000 DA.
- Formule juridique : société par action (SPA).
- Effectif au 31/12/2008 : 576 employé.
- Superficie de l'usine : 40 hectares.

IV.3 Capacité de production :

La cimenterie de Meftah a été connue pour produire :

- 3.000 tonnes de ciments par jour
- 1 millions de tonnes de ciments de ciments par an.

IV.4 L'organisation de l'usine :

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

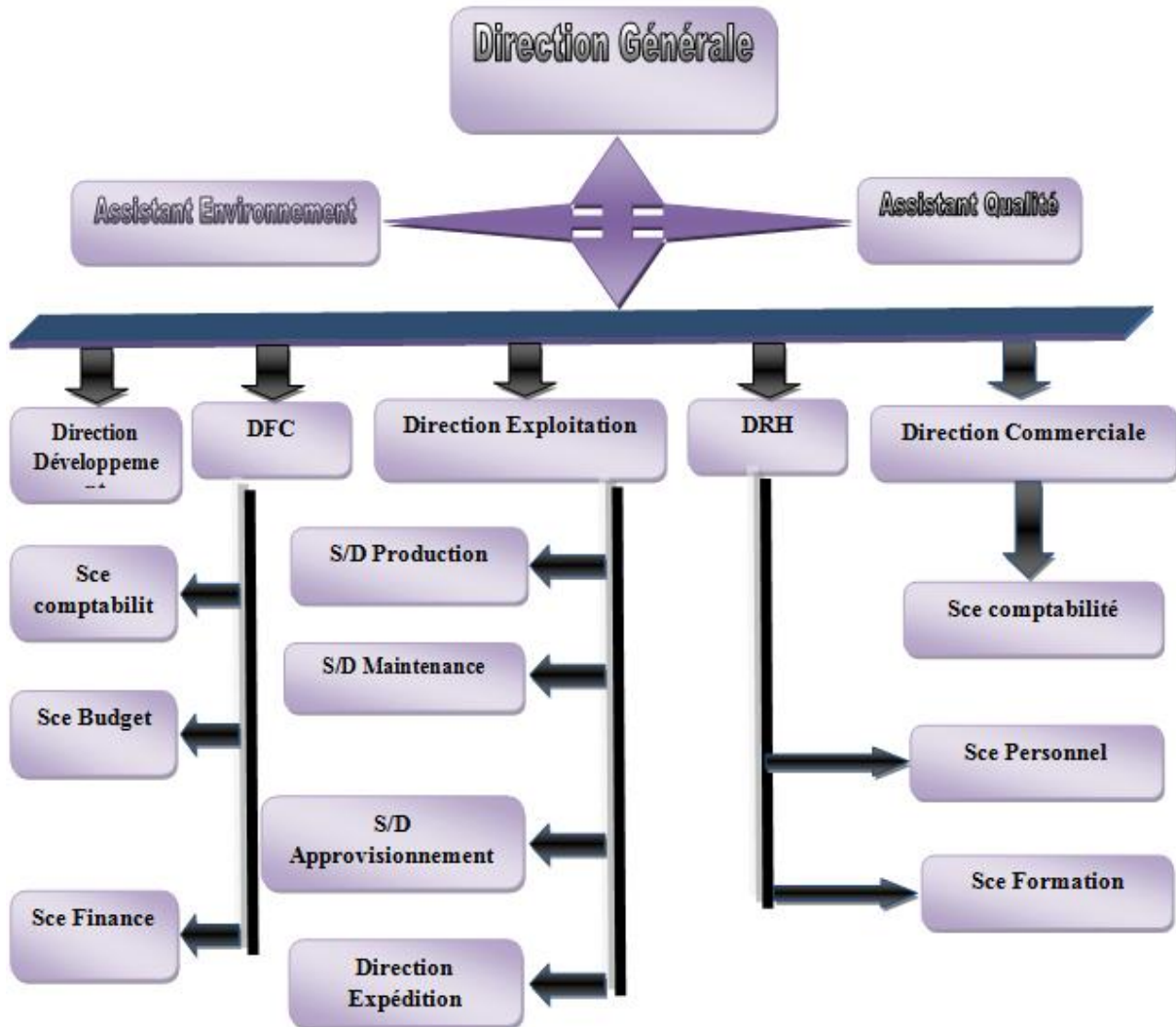


Figure IV.1 : la structure de l'usine

Tel que :

Sc : service.

S/D : sous-direction.

DRH : direction des ressources humaines.

DFC : direction des finances et comptabilité

IV.5 L'organisation de la carrière :

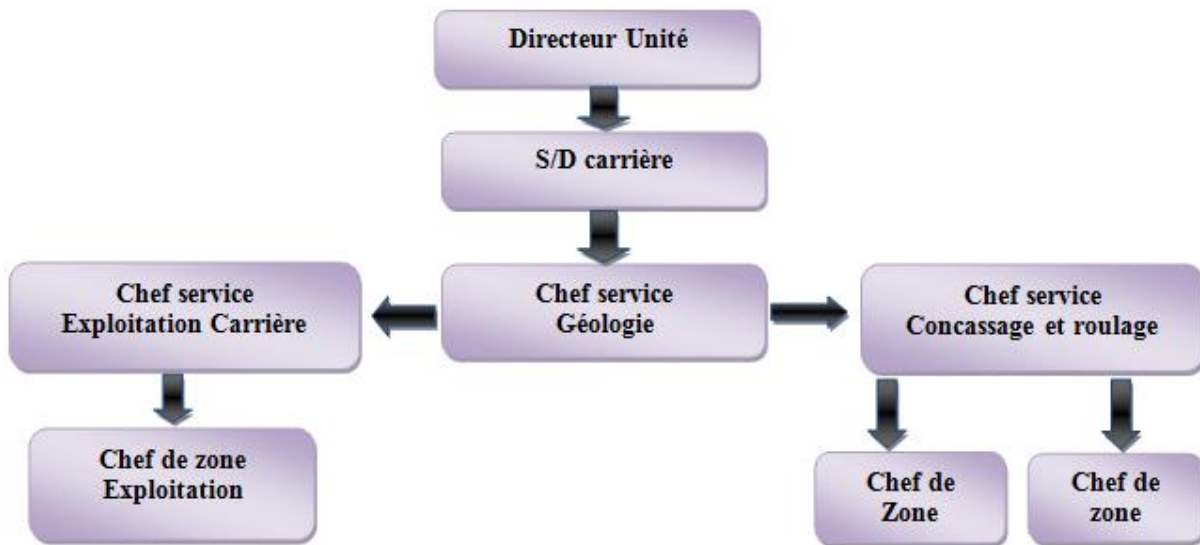


Figure IV. 2 : Schémas de l'organisation de la carrière.

IV.6 Localisation de la carrière :

La carrière de Meftah est située au pied du massif blidéen, à 25 km au SE de la ville d'Alger, et domine la plaine de la Mitidja sur 150 à 200 m de dénivelé.



Figure IV. 3 : Situation géographique de la carrière de Meftah.

IV.7 Description des instabilités :

Les différentes observations effectuées sur le terrain ont permis de déterminer divers indices d'instabilités suivant le mécanisme de leur déclenchement, l'importance du volume des terres affectés et les désordres générés, ils ont été distingués les types suivants :

- ✓ Un glissement profond qui s'est produit la fin 2010, qui a affecté la partie S-E de la carrière calcaire, et a détruit les gradins situés dans le sommet de la carrière, qui a subi plusieurs réactivations, la dernière en février 2012, dont 2 à 3 millions m³ de terrain ont déplacé vers le bas de la carrière.



Figure IV. 4 : Le volume glissé.

- ✓ Des glissements de terrain à faible ampleur dans le sommet de la carrière argile que se trouve dans la partie SE de la concession minière.
- ✓ Des chutes des pierres au dessus de niche d'arrachement dans la carrière calcaire.



Figure IV. 5: Chute des pierres

- ✓ Une ouverture principale dans la partie supérieur SW de la carrière indiquant un nouveau mouvement de terrain.



Figure IV. 6 : l'ouverture principale.

- ✓ Des coulées boueuses à faible échelle sont localisées à l'extrémité NW de la concession minière.

IV.8 Contexte géologique et hydrogéologique :

IV.8.1 Géologie régional de Meftah :

La region possède une structure géologique complexe telle que la présence de nombreuses diccordances, des structures de plis et des nappes de charriage .une déformation structure a affecté toute la région de Meftah et à généralement produit un plissement d'orientation NE-SO et des failles essentiellement normales le long de deux principale orientations NNE-SSO et ONO-ESE .cette déformation est plus visible dans le calcaire et dans les formations sous-jacentes .les travaux de recherche géologique et de prospection ont mis en évidence huit(8) régions :

a) la region I :

la region est en cours d'exploitation et l'épaisseur maximale de la couche de calcaire est de 80m dans le centre du gisement et diminue graduellement vers les extrémités .on note aussi la présence de plusieurs failles dont une importante est nettement visible sur le parement actuel de la carrière .le pendage générale vers le Nord(20° approximativement).les reliefs les plus élevés vers le sud.

➤ **la region II :**

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

➤ **La region III :**

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

➤ **La region VI :**

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

➤ **La region VII :**

Difficile à y accéder ; elle se situe à 2 km au Sud-Est de la carrière, mais pour y accéder il faudrait prendre une longue route se dirigeant vers le sud de la region 2. vers le Nord ; la couche de calcaire est d'une épaisseur de 15 à 40 m, par contre vers le sud cette épaisseur est

sans intérêt. Le calcaire de cette région est d'une couleur plus foncée. Il est important de mentionner que les régions 4 et 5 sont des gisements d'argile.

➤ **La region VIII :**

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

Le calcaire de cette région est d'une couleur plus foncée. Il est important de mentionner que les régions 4 et 5 sont des gisements d'argile.

➤ **La region VIII :**

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

Le tableau suivant montre la lithologie de la carrière :

Tableau IV. 1 : la lithologie de la carrière de Meftah [26]

Etage		Lithologie/facies		Epaisseur	Hydrogéologie
Hélvétien (m2) et (m2 c)		Marnes et calcaires à Mélobésiées		40 ou 50m	Aquifère principal de 50m d'épaisseur sur le versant Nord de Djebel Zerouala se vidangeant par de nombreuses sources à facies bicarbonaté calcique
Cartennien (m1c)	Cartennien (m 1 b)	Marnes et argiles	Grès	50 à 150m	Sur le versant Nord de Djebel Zerouala, c'est le facies marneux qui apparait avec une épaisseur de quelques dizaines de mètres. Ils forment le substratum de la nappe contenue dans les calcaires hélvétiens. Le facies gréseux est développé notamment à l'Est du versant Nord du Djebel Zerouala ou il succède aux poudingues du Carténien.
Cartennien (m 1 a)		Grès et poudingues		200m	Constitué de grès au sommet et de poudingue à la base de la série, cette formation constitue un aquifère modeste à porosité mixte
Eocène supérieur (e3g)		Grès quartzeux mouchetés			L'ensemble helvétien – carténien est discordant sur la série éocène formée essentiellement de quartzites et schistes imperméables. Il constitue le substratum des niveaux aquifères sus-jacent du Carténien.
Eocène (e2-3)		Schistes et quartzites			
Eocène (e1-2)		Flysch à petites Nummulites			
Eocène (e1a)		Grès et schistes			
Eocène (e''b1a)		Poudingues et grès à grands Nummulités			
Eocène (e''b1a)		Calcaires et grès à grands Nummulités			

IV.8.2 Pluviométrie :

Les mois d'Octobre à Décembre reçoivent les plus fortes de précipitations atmosphériques en comparaison avec les autres de l'année.

Tableau IV. 2 :Précipitation atmosphérique annuelle.

PRECIPITATIONS ATMOSPHERIQUES (en mm)												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	Jan v	Fev	Mar s	Avri l	Mai	Jui n	Jui l	Aoû t	Sep t	Oct	Nov	Dec
Moyenne mensuelle	75,7	84,7	55,2	64,6	54,4	9,0	6,0	9,7	22,2	89,9	109,8	94,7

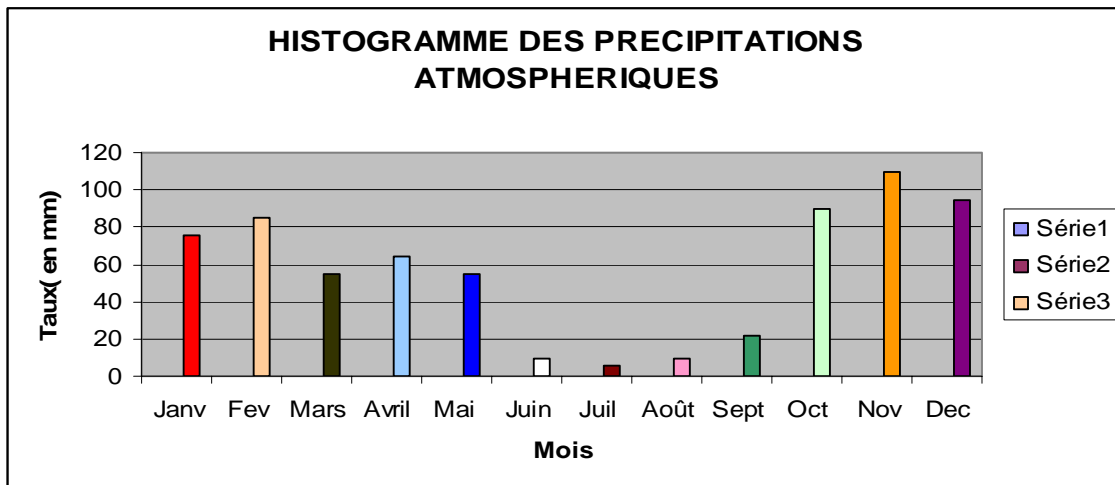


Figure IV.7 :Histogramme des précipitation atmosphérique [26]

IV.8.3 Caractéristique hydrogéologique du gisement :

Le site est circonscrit dans la partie septentrionale de l'atlas Blidéen à relief très escarpé et d'altitude moyenne de 150m à 900m . sur les montagnes et les piémonts,se développe la

culture de l'olive et d'autres espèces forestières telles que le peuplier, le chêne-liège et le pin. En plusieurs endroits, l'absence du couvert végétal accroît l'érosion hydraulique et engendre des figures de ravinement.

Sur le plan hydrographique, les fortes pentes de l'Atlas Blidéen, conjuguées à des terrains de perméabilité médiocre permettent le développement d'un réseau hydrographique assez dense en amont. Par contre, à l'aval, les caractéristiques morphométriques du bassin suggèrent une infiltration aux dépens du ruissellement. En effet, la valeur de l'indice de compacité de Gravelius K_c étant supérieure à 1 est révélatrice d'un bassin de forme allongée entraînant un temps de concentration très long ce qui favoriserait l'infiltration des écoulements superficiels.

Sous bassin versant de Dj.
Zerouala



Bassin de versant d'Oued El-
Harrach

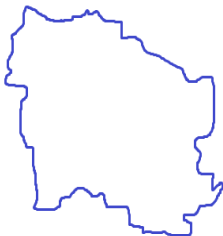


Figure IV. 8 : Localisation du sous bassin versant de Dj. Zerouala.

IV.9 Tectonique de la région :

Dans le massif de l'Atlas Blidéen comme la plupart des massifs de la région du littoral, plusieurs phases de plissements ont superposé leurs effets pendant le tertiaire. On y distingue :

- ★ Des plissements post-Eocènes : qui ont duré probablement jusqu'à début du quaternaire et se manifestent par des plis simples.

- ★ Une phase tectonique majeure d'âge Lutétien supérieur –Priabonien inférieur ayant violemment disloqué les couches.

On peut séparer les deux phases en observant que le flysch d'âge éocène supérieur est transgressif et discordant sur les plis d'âge Lutétien (Koudiat –El-Maden, KoudiatTichatect...)

A. Dans les plissements post-Eocène et le Quaternaire :

- Au Nord-Ouest, l'anticlinal post –astien du Sahel d'Alger, bordé au Sud par la flexure Nord-Mitidjienne.
- le synclinal ou « flexure-graben » correspond à la plaine Mitidjienne.
- Une flexure (flexure sud-Mitidjienne) borde la Mitidja au Sud d'une ligne passant Meftah, Khemis-El-Khechna. le long de cette ligne, toutes les couches néogènes sont redressées .les couches pliocènes elles -mêmes sont verticales au voisinage de Meftah.
- Au sud de cette flexure djebel Zerouala correspond à un brachy-anticlinal de direction Sud- Ouest Nord-est.

B- Des plissements intéressant l'Eocène supérieur et les terrains antérieurs.

- Au Nord, le synclinal de l'Arbatache.
- une zone anticlinale se présentant sous forme d'un chapelet de dômes, dôme de korilla du Djebel Guergour et du Koudiat-El-Madene.
- Synclinal de Draa-El-Diss.
- Synclinal du Djebel Zima.

Enfin, la bordure de la région de Meftah est suivie par une zone anticlinale ou affleure largement le crétaé.

Les dernières manifestations orogéniques dans cette région sont nettement postérieures à l'Astien et paraissent même avoir intéressé les marnes d'El-Harrach (pliocène supérieur, quaternaire inférieur).

Les différentes mesures de la fracturation observée dans la carrière, sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Stations de mesures de la fracturation, carrière de Meftah [26]

Stations de mesures	Failles	Fractures	Lithologie et direction des couches	Observations
A (extrémité Est du glissement, cote 200)	N70° > 60°N, stries de pitch 90°	N 170° > 90° N 25° > 55°NW N 35° > 55°SE N 90° > 90° N 140° > 90°	Grès fins carbonatés (3B) N 30° > 20° NW	Les fractures N 25° > 55°NW et N 35° > 55°SE sont conjuguées
B (extrémité Est du glissement, cote 230)			Contact stratigraphique : Marnes argileuses et grès de base (3A) N 60° > 60° NW	
C (extrémité Ouest de la carrière, niveau 230)	N180° > 90°		Grès de base N 50°E > 15°NW	Rejet de 10m de la faille
D (extrémité Ouest de la carrière, niveau 230)	Failles conjuguées : N 170° > 60°E N 170° > 60°W			
E (extrémité Ouest de la carrière, niveaux 215-230)	Failles conjuguées : N 180° > 60°E N 180° > 60°W			Failles conjuguées semblables à celles de la station D, voisine.
F (limite Est du glissement, niveau 260)	Faille normale N 40° > 90°	Nombreuses fractures de même direction, associées		Cet accident délimite une partie de la tête du glissement. Venues d'eau souterraine sur le miroir de faille.
G (escarpement de tête du glissement, niveau 270)			Affleurement des marnes de base en tête du glissement N 100° > 30°N	Pendage des marnes favorable au glissement
H (escarpement de tête du glissement, niveau 275)	Faille décrochante N 180° > 90° , pitch 25°	N 140° > 60°S N 10° > 75°W N 20° > 40°SE N 30° > 50°NW	Grès fins carbonatés (3B) N 75° > 25° NW	Réseau de fractures d'espacement métrique, individualisant des blocs
I (escarpement de tête du glissement, niveau 280)	Faille normale majeure et brèche tectonique épaisse N 60° > 45°E stries de pitch 90°.			Faille contemporaine de la formation du bassin de la Mitidja

IV.10 Programme de reconnaissance géotechnique :

Les reconnaissances géotechniques sont nécessaires pour une description correcte des terrains et l'estimation de leurs propriétés physiques et mécaniques qui seront utilisés dans les calculs. Il existe, généralement deux types de reconnaissance géotechnique : essais in-situ et essais en laboratoire.

Afin de faire une étude de stabilité sur le glissement du 12 février 2012, dans la zone du glissement, il a été réalisé deux sondages carottés de 30 m de profondeur et l'exécution de dix 10 essais de pénétration dynamique allant jusqu'au refus.

- **Analyse des données géotechniques :**

La reconnaissance effectuée consiste à l'implantation et la réalisation de deux sondages, son but principal est de permettre de mieux connaître :

- La nature lithologique.
- Les caractéristiques physiques et mécaniques.

IV.10.1 Les essais et moyens de reconnaissance in-situ :

Toute étude géotechnique doit commencer par une reconnaissance in-situ qui permet de déterminer les caractéristiques des sols en place.

Plusieurs types d'essais et mesures in-situ peuvent être réalisées à différentes étapes de l'étude d'un sol. Dans cet aperçu théorique, on va citer les moyens de reconnaissance in-situ réalisés dans la carrière de Meftah et qu'on dispose de données.

IV.10.1.1 Sondages carottés de reconnaissance :

L'investigation par sondages mécaniques constitue une étape très importante dans n'importe quelle étude géotechnique, ils sont également destinés à : dans notre cas d'étude

- Etablir deux coupes lithologiques de prospection constituée de terrains traversés donc donner une bonne identification des sols en profondeur.

L'examen de ces coupes lithologique des deux sondages carottés montre que le sol est constitué d'une couche d'épaisseur allant de 17 à 23m de blocs, cailloux et gravier dans une matrice limono-sableuse beige à jaunâtre avec des intercalés des bancs gréseux d'épaisseur métrique, et en profondeur en rencontre la marne grisâtre compacte, comme le montre les logs de sondages présentés en annexe.

En résumé, les sondages carottés réalisés, confirment le contexte géologique de la région, il s'agit des formations gréseuses parfois friables et en substratum on rencontre la marne grisâtre compacte pour tout le site.

IV.10.1.2 Essai de pénétration dynamique :

1/Principe de l'essai :

L'essai de pénétration dynamique est un test qui donne une indication qualitative sur la résistance du sol, il consiste à faire pénétrer dans le sol, par battage un train de tiges muni d'une pointe conique à l'aide d'un marteau tombant en chute libre appelé «mouton », pour une énergie de battage constante, on compte le nombre de coups N_c nécessaires pour obtenir un enfoncement de 20 centimètres .la formule de Hallandis donnée ci-dessous :

$$R_d = \frac{mXgXH}{AXe} * \frac{m}{m+m'}$$

Ou : R_d : est exprimé en pascals

M : est la masse du mouton (kg)

G : est l'accélération de la pesanteur (m/s^2)

H : est la hauteur de chute du mouton (m)

A : est l'aire de la section droite de la pointe (m^2)

$E=h/N_c$ est l'enfoncement par coup(m), h est prise égale à 20 cm pour un PDB, m' est la masse cumulée (kg), de l'enclume et de la tige-guide.

2/Présentation des résultats d'essais (Cas de Meftah):

Les résultats obtenus de l'essai N°7 sont représenté dans le graphe suivant :

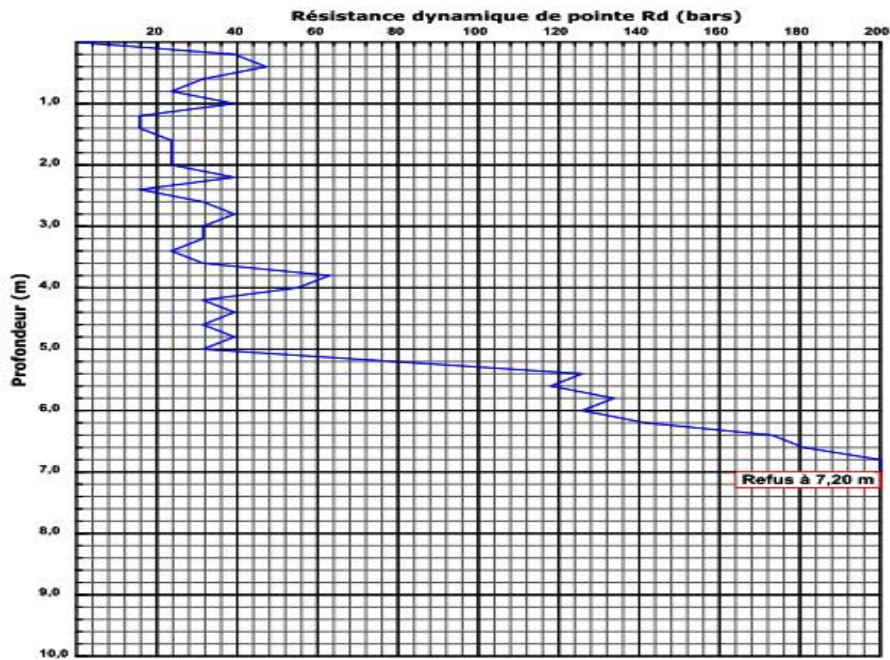


Figure IV. 9 : Représentation graphique d'un essai pénétrométrique [27].

Remarque :

- ✓ Les résultats d'essai sont en générale représentés sur un graphique arithmétique ou semi-log.
- ✓ On exprime R_d en fonction de z (la profondeur).

IV.10.2 Essai de laboratoire :

Les échantillons prélevés ont été soumis aux essais physico-mécaniques suivants :

IV.10.2.1 Essais physiques :

- Granulométries et sédimentométrie.
- Détermination des limites d'Atteberg.

a) Analyse granulométrique selon la norme NF P 94-057 :

★ Domaine d'application :

L'analyse granulométrique par tamisage au moyen de tamis à mailles carrées de dimension inférieur ou égale à 100 mm s'applique aux sols, aux matériaux rocheux et aux sous produits industriels utilisés dans le domaine du bâtiment et du génie civil.

Pour les particules de taille inférieure à $80\mu\text{m}$, l'analyse granulométrique est faite par la méthode de sédimentation ; cette analyse s'applique à la description des sols en vue de leur classification, à la détermination des classes granulométriques et à la vérification de conditions granulométriques imposées.

★ **Principe de l'essai:**

L'essai consiste à séparer les grains agglomérés d'une masse connue de matériau par brassage sous l'eau, à fractionné ce sol, une fois séché, au moyen d'une série de tamis et à peser successivement le refus cumulé sur chaque tamis. la masse de refus cumulés sur chaque tamis est rapportée à la masse totale sèche de l'échantillon soumis à l'analyse.

Selon le diagramme (figure), 50% des sols sont présentée sous forme des argiles, 40% sont des limons et 10% sont des sols organiques.

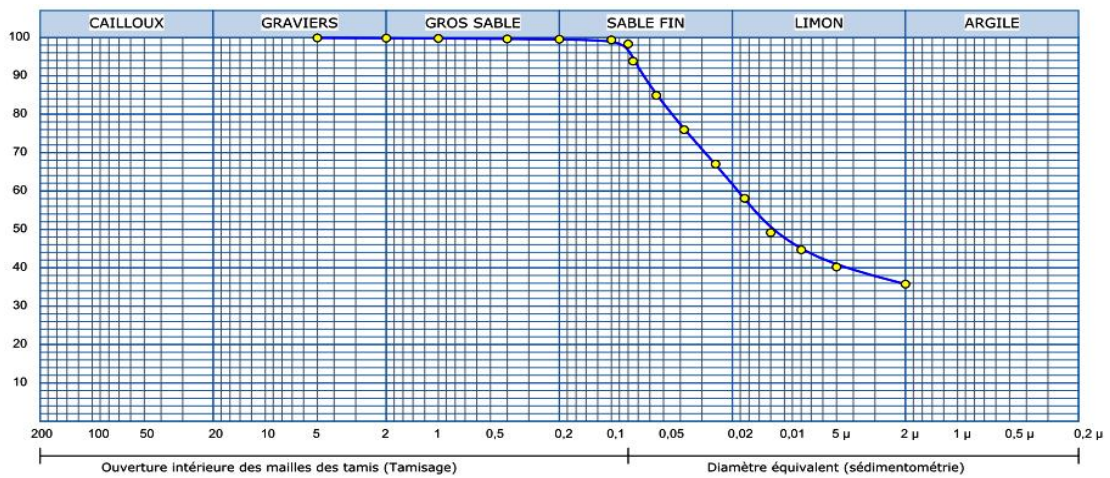


Figure IV.10 : Diagramme granulométrique de la carrière de Meftah [27].

B- Les limites d'Atterberg selon la norme NF P 94-51 :

★ **Domaine d'application :**

L'essai est destiné à la détermination des deux limites d'atterberg (limite de liquidité à la coupelle et limite de plasticité du rouleau) .elle s'applique aux sols dont les éléments passent à travers le tamis de dimension nominale d'ouverture de maille 400 µm.

Les limites d'atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance

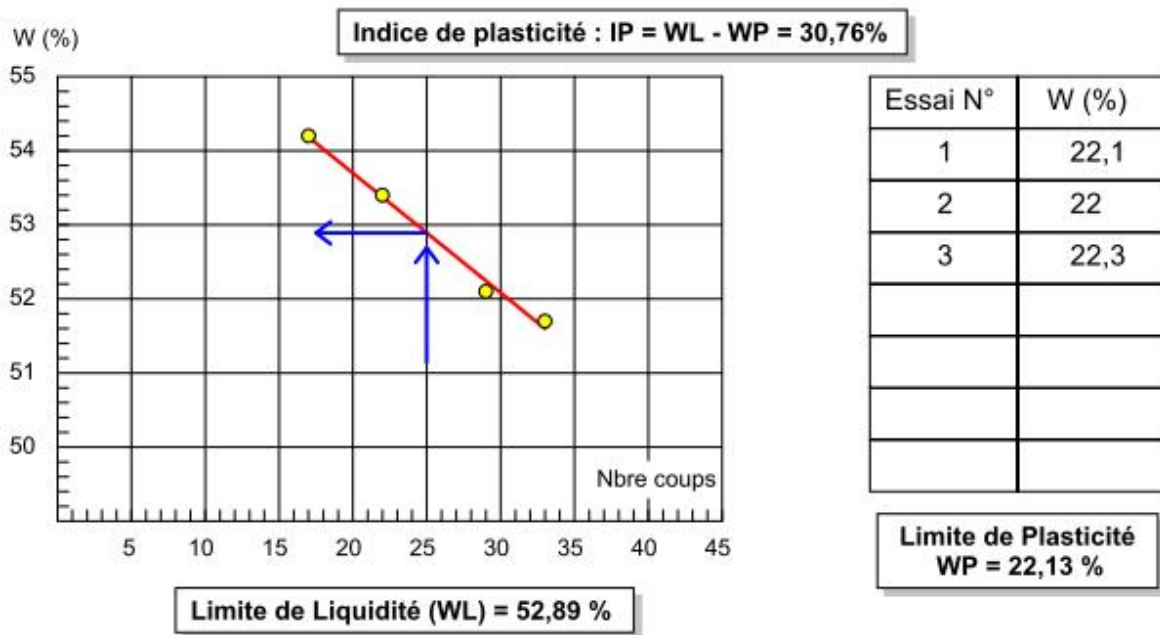
★ **Définition de limite d'atterberg :**

Limites d'atterberg : (limite de liquidité et limite de plasticité) : c'est les teneurs en eau pondérales correspondant à des états particuliers d'un sol.

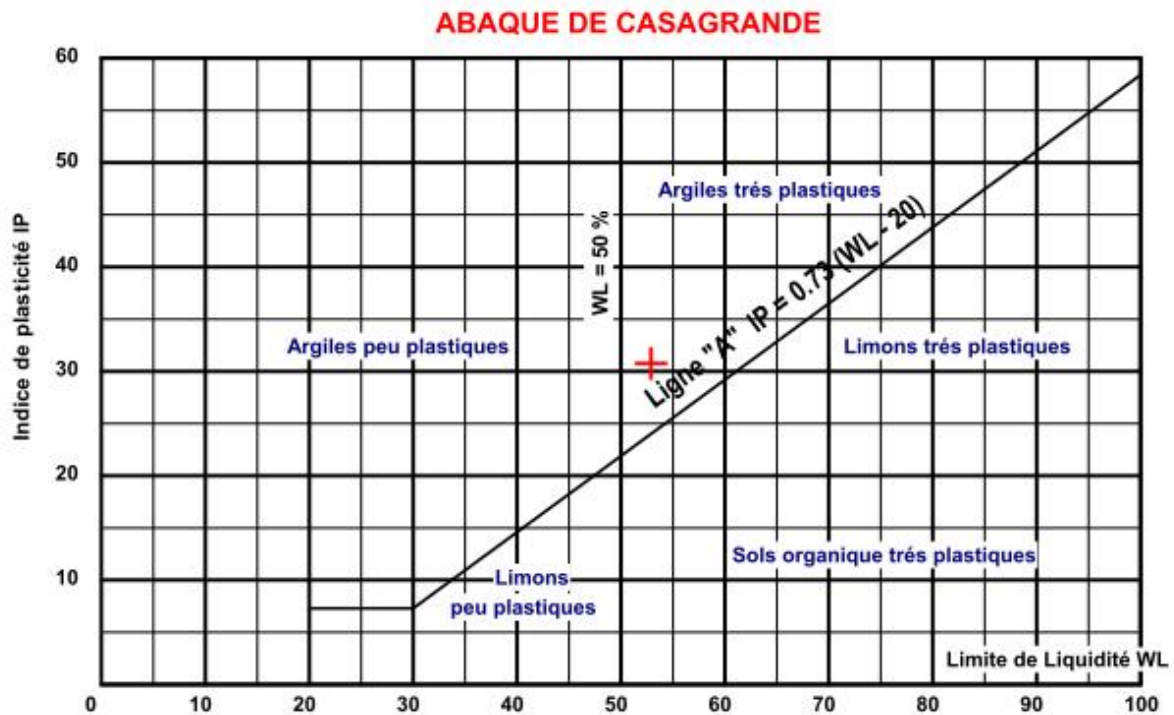
W_L – limite de liquidité : teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états liquide et plastique.

W_P – limite de plasticité : différence entre les limites de liquidité et de plasticité. cet indice définit l'étendue du domaine plastique.

$$I_P = W_L - W_P$$



a- indice de plasticité



b-Abaque de Casagrande

Figure IV. 11 : Limites d'Atterberg de la carrière de Meftah [27].

Les couples de valeurs des limites d'Atterberg (WL, IP) sont situés au-dessus de la droite de Casagrande $IP = 0.73 (WL - 20)$ et entre les deux droites de WL 50 % et 60%. Cette position indique que les sols appartiennent à des argiles très plastiques.

IV.10.2.2 Essais mécanique :

- o Cisaillement rectiligne (UU) pour la détermination de :
- o La cohésion C en bar et l'angle de frottement interne Φ en degré.

1) Essai de cisaillement rectiligne selon la norme NF P 94-71 :

★ But de l'essai :

Il s'agit de déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol en procédant au cisaillement rectiligne d'un échantillon sous charge constante.

L'essai de cisaillement permet de tracer la courbe intrinsèque du sol étudié, et à déterminer son angle de frottement interne ϕ et sa cohésion C.

★ Principe de l'essai :

Cisailler un échantillon de sol, suivant un plan horizontal imposé. une contrainte normale « σ » donné est exercée sur l'échantillon, on mesure le résistance au cisaillement « τ » correspondante

L'essai est répéter 3à 4 fois avec des contraintes normales différentes, permettant de tracer la droite :

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c$$

Les résultats des essais :

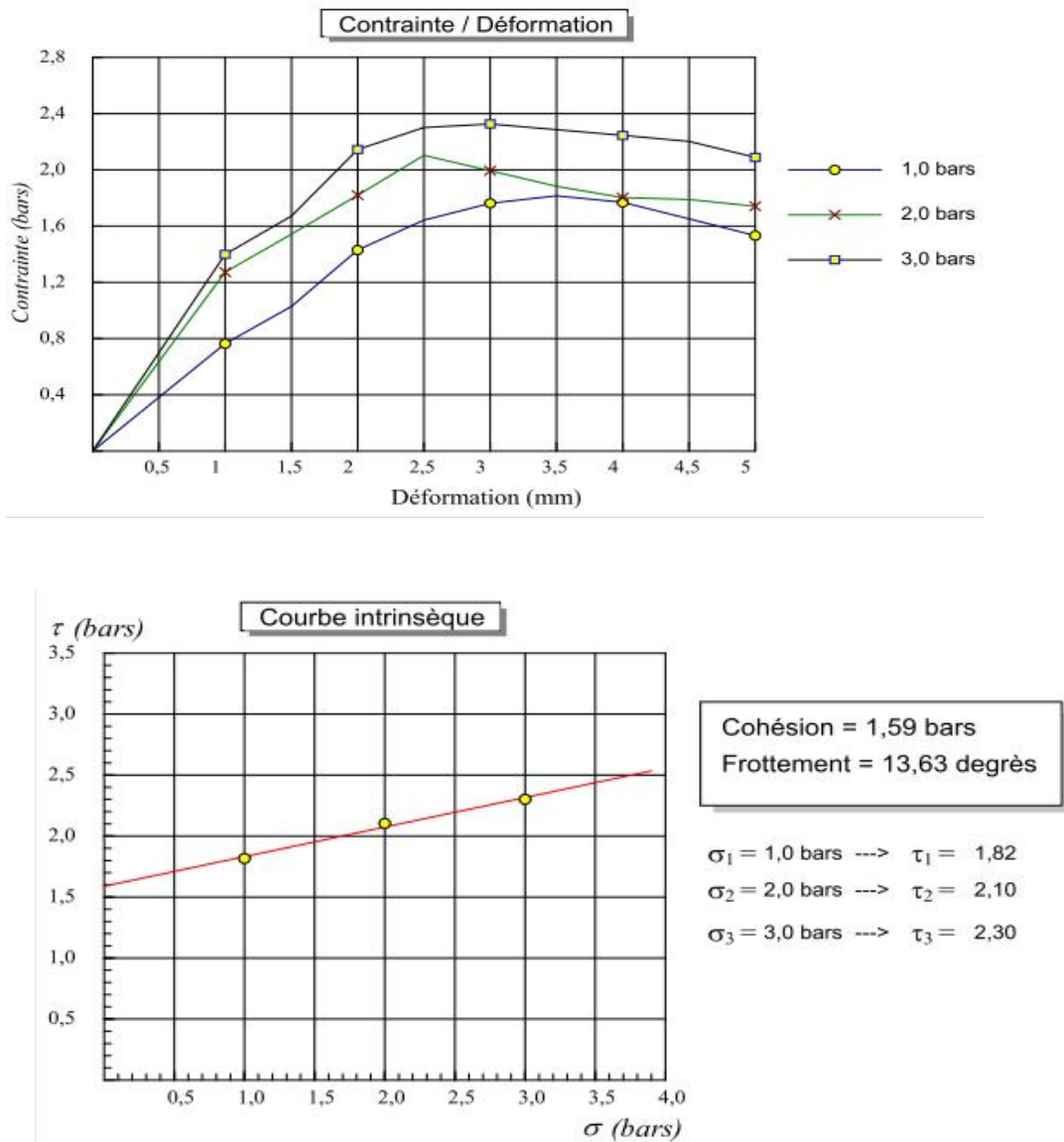


Figure IV. 12 : Essai de cisaillement rectiligne UU [27].

Les essais mécaniques donnent une moyenne de cohésion de l'ordre de 173 Kpa et une moyenne de 17.28° d'angle de frottement.

➤ **Les résultats obtenus des essais mécaniques :**

Tableau IV.4 : résultats des essais de laboratoire [27].

Sondages/puits		SC 01	SC 01	SC 01	SC 02	SC 02	SC 02
Profondeur (m)		12.5 à 13.0	23.4 à 24.0	26.0 à 26.4	6.0 à 6.5	18.8 à 19.2	20.5 à 21.0
Densité sèche	γ_d (t/m ³)		1.70	2.05		1.77	2.13
Teneur en eau pondérale	W _n (%)		16.7	11.3		16.6	9.1
Teneur en eau de saturation	W _s (%)		21.8			19.6	
Degré de saturation	S _r (%)		76.7			85	
Densité humide	γ_h (t/m ³)		1.98	2.28		2.06	2.32
Granulométrie	5 mm	34.79	99.80	99.87	71.23	100.0	100.0
	2 mm	80.32	99.50	99.80	59.27	99.80	100.0
	0.08mm	18.41	96.43	98.30	9.32	96.97	98.40
Sédimentométrie	20 μ m		61.50	62.30		69.50	66.40
	2 μ m		37.73	35.75		32.29	34.31
Limites d'Atterberg	W _L (%)	36.4	55.11	52.89	32.09	51.56	54.33
	I _P	12.33	32.14	30.76	9.66	29.86	30.56
Cisaillement rectiligne ou Triaxial	Type d'essai		UU	UU		UU	UU
	C (bar)		2.15	2.27		1.59	2.08
	ϕ (°)		11.53	16.68		13.63	12.41

A decorative graphic of a scroll with a light purple gradient and rounded corners. The scroll is partially unrolled at the top and bottom, with the unrolled sections extending outwards. The text is centered on the main body of the scroll.

Chapitre V

Calcul de stabilité et confortement

VI.1 Introduction

En générale, le calcul de stabilité des talus est déterminé à partir du calcul à la rupture selon l'approche du critère de Mohr-Coulomb qui suppose que le sol est rigide plastique.

Les logiciels informatique de nos jours facilitent la prise en compte de plusieurs paramètres et conduisent a des solutions générales et plus réaliste de la stabilité des talus. Dans cette étude le logiciel de calcul est GEO-SLOP, développé par Geo-Slop international ltd.

Ce logiciel nous a permis de modéliser le glissement de terrain de la carrière calcaire de Meftah en appliquant les résultats des analyses expérimentales et la géométrie riel de ce glissement, le choix de ce logiciel a été motivé par sa diversité du fait qu'il est constitué d'une suite de différentes modules, par sa souplesse, ce logiciel répond bien aux objectif fixés dans cette étude.

V.2 Objectif de travail :

L'objectif principal de cette modélisation du talus de la carrière de Meftah est de connaitre le mécanisme qui a engendré la rupture en 2010, et de calculé la stabilité de la masse glissée et de déduire le mécanisme qui peut provoquer un autre glissement.

V.3 Hypothèses de calcul :

Afin d'atteindre l'objectif de cette étude, nous rappelons tout d'abord les hypothèses judicieuses qui ont été retenus quant aux propriétés des sols déduites de l'étude expérimentale dans le rapport géologique sur la réactivation de glissement en 2012 et les donné de base qui ont été nécessaire a la réalisation du modèle numérique avec GEO-SLOP.

Les hypothèses utilisées dans cette étude sont les suivantes :

- La première hypothèse a rapport a la géologie de la zone de glissement, comme décrit précédemment sur la stratigraphie de la zone de Meftah, les sols retrouvés dans la zone du glissement sont des marnes argileuses d'âge burdigalien (cartennien), des grès moyens poreux attribuée a l'helvétien de base, des grès calcaire ocre karstifiés d'âge l'helvétien..
- La deuxième hypothèse vises les méthodes classique de stabilité de type équilibre limite utilisées dans le module SLOP/W. en effet, dans ce module nous retrouvons la plupart des abordées au chapitre II telles que les méthodes de Bishop, de Janbu, de Morgenstern-Price. Selon la méthode choisie, SLOP/W calcule le facteur de sécurité de

talus, dans notre travail de modélisation du glissement de Meftah, nous utilisons la plupart de ces méthodes citées.

V.4 Cas étudié :

Les cas étudié concernant l'étude de stabilité de talus de la carrière calcaire de Meftah sont répartie comme suite :

- En premier lieu, la stabilité de talus de la carrière avant sa rupture en 2010 dont nous aurons a appliqué les résultats obtenus l'or des essais géotechniques et a définir ce talus formé deux couches de marnes en profondeur et une couche de grès au-dessus, dans cette partie également des cas de simulations paramétrique vont être appliqué sur les marne et les grès afin d'étudié l'influence de paramètre mécanique qui est la cohésion sur la stabilité de talus.
- Le deuxième cas d'étude, c'est la stabilité de talus a l'état actuel, dans ce cas plus précis nous aurons aussi a appliqué les donnés géotechniques fournis par le beureau d'étude, ainsi une simulation avec les résultats obtenus dans la partie de calcul inverse qui ont provoqué le premier glissement. Et à la fin nous allons faire une étude paramétrique sur l'influence de la hauteur de la nappe sur la stabilité de ce talus.

V.5 Représentation du modèle géométrique :

Pour la réalisation des deux modèles géométrique nous avons utilisé les donnés de base suivant :

- Une coupe géologique qui est faite par le bureau français MICA environnement le 17 janvier 2013
- Une carte topographique délivrée par le centre d'étude et de service technologique de l'industrie des matériaux de construction (CETIM) le 23 mars 2009.
- Les valeurs de propriétés mécaniques obtenues dans l'étude expérimentale.

Dans ce modèle générale de la zone de glissement, on retrouve un talus hétérogène de 395m de hauteur, de 585m de longueur et des pentes variable de 20 à 30 %, ce modèle hétérogène est constitué de deux couches de marne et une couche de grès.

Le domaine de notre modèle géométrique retenu, s'étend sur une longueur de 600m et une hauteur de 300m.

V.6 Modélisation dans GEO-SLOP :

Une fois notre modèle géométrique du talus défini dans le code du calculer GEO-SLOP, nous devons intégrer les principales composantes afin de déterminer les facteurs de sécurité du glissement de terrain de Meftah de 2010 et les facteurs de sécurité de la zone de glissement à l'état actuel par les différentes méthodes de calculer, ces composantes sont les propriétés du sol à savoir le type de sol, le modèle de sol, son poids volumique, sa cohésion, son angle de frottement, puis la nappe ou la ligne piézométrique.

Dans notre travail plusieurs approches de calculer ont été considérées :

- Une première approche dans laquelle la stabilité du modèle est étudiée à partir des données géotechniques fournies par le bureau d'étude
- une deuxième approche dans laquelle la stabilité du talus est étudiée à partir du calculer inverse (back analysis)
- une troisième approche dont la zone glissée est étudiée à l'état actuel
- une quatrième approche dont la stabilité de la zone glissée est calculée à partir des données qui ont provoqué le glissement de 2010
- Une dernière approche dans laquelle les effets de la nappe, sont pris en compte dans le modèle avec quatre profondeurs différentes

V.7 Paramètre géotechnique :

Les caractéristiques géotechniques des différentes couches constituent le massif de talus de Meftah obtenus lors de l'étude expérimentale par le bureau d'étude TITRI:

Tableau V.1 : caractéristique géotechnique des trois couches [28]

La couche	couleur	Le poids volumique (KN/m ³)	La cohésion (Kpa)	L'angle de frottement
grès	Marron	22	0	38°
Marne compacte	Bleu	18	215	11.53
marne	vert	18	159	13,6°

V.7.1 Les étapes de construction de modèle numérique de talus avant la rupture :

- **création de modèle géométrique :**

Afin de construire notre modèle géométrique de talus de la carrière de Meftah, nous avons fait une coupe topographique à partir de la carte topographique qui est présentée dans les annexes, la figure ci-dessous présente le talus avant la rupture de 2010.

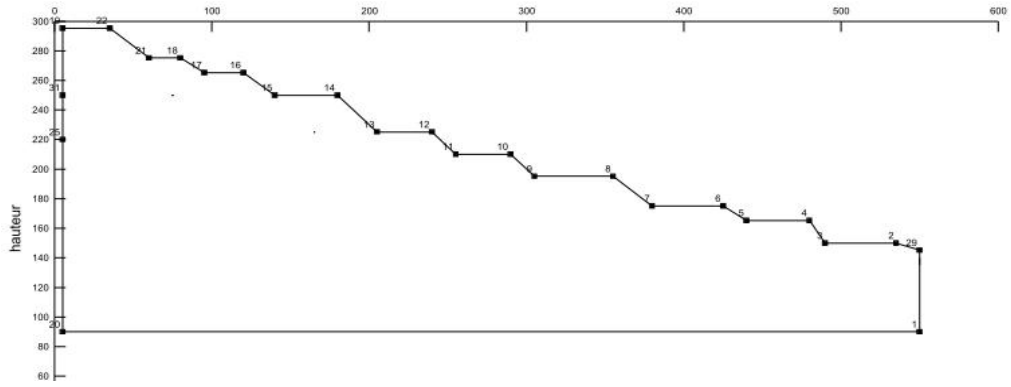


Figure V.1 géométrie générale de talus de Meftah avant sa rupture

- introduction des différentes couches :

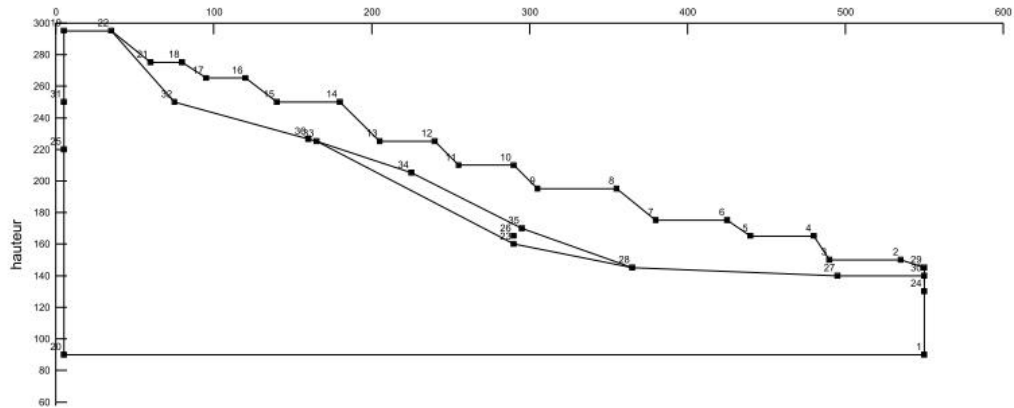


Figure V.2: répartition des trois couches constituant le talus de Meftah

- Définir la position de la nappe :

Dans notre étude, les effets de l'eau sont spécifiés avec une ligne piézométrique.

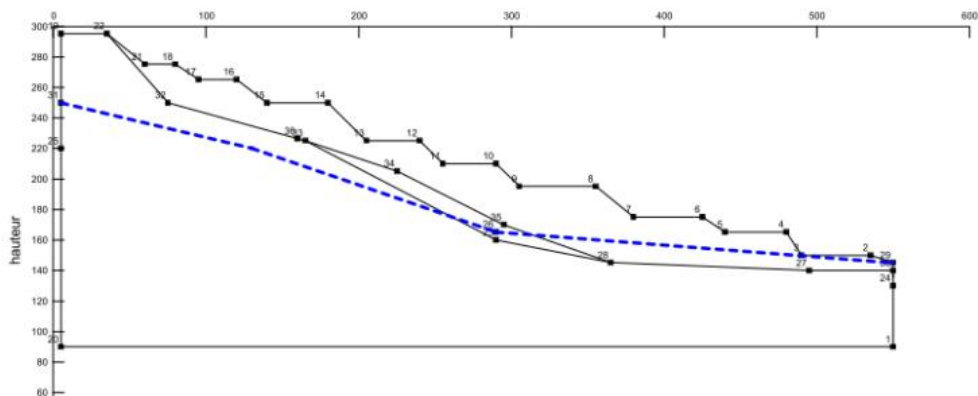


Figure V.3 : introduction de la ligne piézométrique

- introduire les caractéristiques mécaniques de chaque couche.

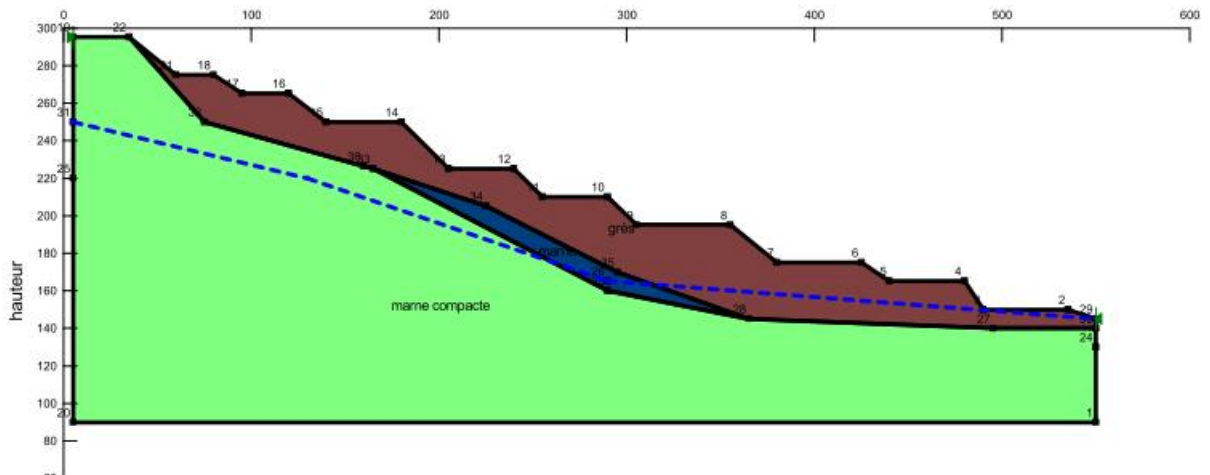


Figure V.4 : introduction des caractéristiques géotechniques de chaque couche

V.8 Modélisation des différentes approches :

V.8 .1 cas de talus avant la rupture de 2010:

V.8 .1.1 Facteur de sécurité a partir des données géotechniques :

Dans cette partie, nous avons analysé, d'une part, les résultats de la modélisation en considérant le talus avec les caractéristique mécanique des trois couches étudiées expérimentalement par le beureau d'étude et d'autre part, nous avons présenté l'ensemble des simulations de ce talus.

Les analyses de stabilités pour les trois méthodes d'équilibre limite utilisé (Bishop, Janbu, Morgenstern-Price), dans SLOP/W sont présentées à la figure suivante, cette figure montre le plan de rupture critique, résultant du coefficient de sécurité minimale ainsi le tableau ci-dessous donne un résumé des valeurs des Fs trouvés avec ces trois méthodes.

Tableau V.2: coefficient de sécurité Fs pour les méthodes utilisées dans SLOP/W

Méthodes	Bishop	Janbu	Morgenstern-Price
Fs	1.41	1.18	1.32

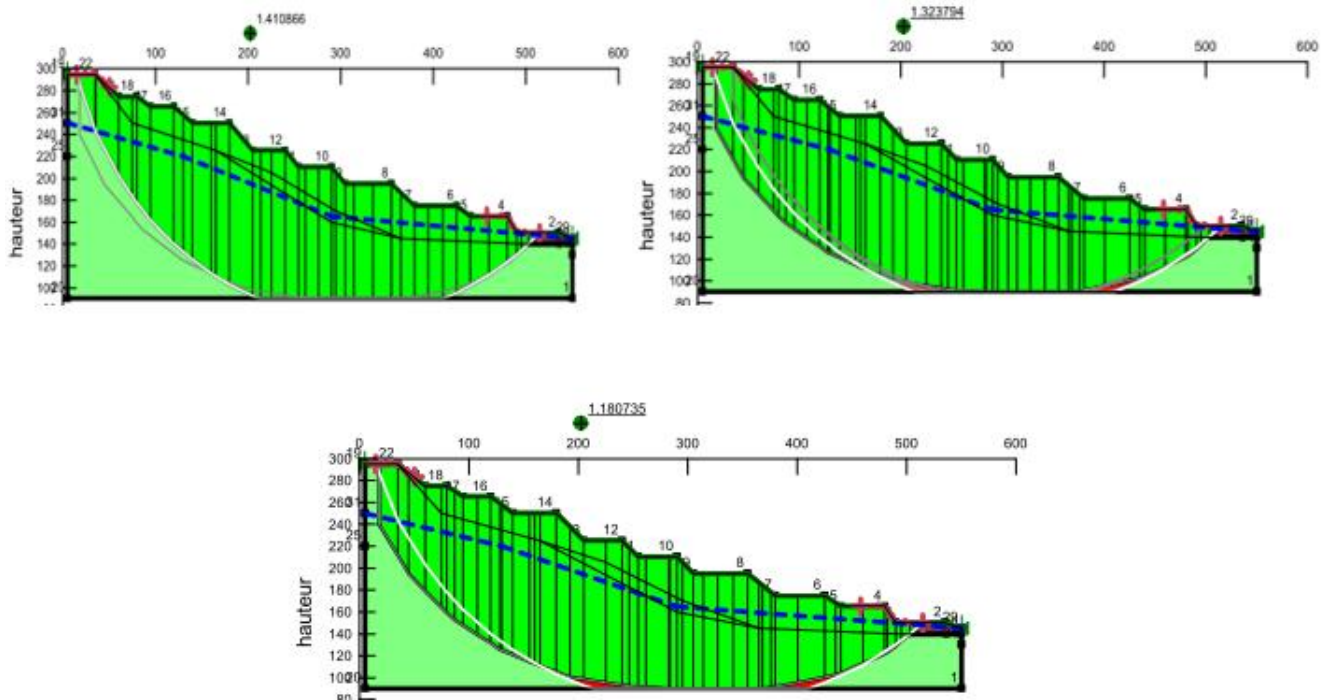


Figure V.5 : plans de rupture et valeurs de coefficient de sécurité pour les trois méthodes

- **Interprétation et conclusion :**

Les résultats de cette analyse montrent que le talus de 2010 est dans un état presque stable puisque les valeurs de coefficient de sécurité pour toutes les méthodes de calcul sont supérieures à 1 ($F_s > 1$).

On peut conclure d'après les résultats de cette analyse, puisque un glissement de grande ampleur a eu lieu en décembre 2010 que les valeurs des caractéristiques mécaniques des différentes couches ont des incertitudes. C'est pour sa dans la partie qui suivre nous allons faire une calcul inverse pour déterminé les valeurs qui ont provoqué ce glissement.

V.8 .1.2 Application de principe de calcul inverse :

Dans cette partie nous avons appliqué le principe de calcul inverse (back analysis), d'où la théorie de cette technique se base sur la variation d'un seule paramètre et garder les autres constant, puisque il ya un manque des donné géotechnique du glissement du 2010, et la valeur de cohésion des grès qui est prise nulle semble erronée, comme les grès sont exploité par abattage a l'explosif donc certainement ils ont une cohésion supérieur a 0. Dans cette partie l'objectif de la modélisation est double, d'une part la détermination du mécanisme qui a

engendré la rupture, et d'autre part, l'étude de l'influence des paramètres mécaniques sur le facteur de sécurité.

- **Paramètre mécanique des différentes couches :**

Dans cette partie, on fixe la valeur de la cohésion des grès à 100 kpa pour toutes les analyses, et on varie la valeur de la cohésion des marnes jusqu'à une valeur de sécurité $F_s < 1$, puisque le glissement est déjà passé, donc on se basant sur un retour d'expérience, la couche dans laquelle la rupture est introduite d'après le rapport géologique, ainsi notre visite sur site est la couche des marne et les valeurs mécaniques pris en compte dans cette modélisation sont présenté dans les tableaux suivant :

Tableau V.3 : les caractéristiques mécaniques pour les différentes simulations

Les cas considérés	La couche	Le poids volumique (KN/m ²)	Cohésion (Kpa)	Angle de frottement (°)
1 ^{ère} cas	Grès	22	100	38
	Marne	18	100	13.6
	Marne compacte	18	215	11.53
2 ^{ème} cas	Grès	22	100	38
	Marne	18	100	13.6
	Marne compacte	18	200	11.53
3 ^{ème} cas	Grès	22	100	38
	Marne compacte	18	100	13.6
	Marne compacte	18	150	11.53
4 ^{ème} cas	Grès	22	100	38
	Marne compacte	18	100	13.6
	Marne compacte	18	120	11.53
5 ^{ème} cas	Grès	22	100	38
	Marne compacte	18	100	13.6
	Marne compacte	18	110	11.53
6 ^{ème} cas	Grès	22	100	38
	Marne compacte	18	100	13.6
	Marne compacte	18	100	11.53

• **Analyse des résultats :**

Les résultats de cette analyse, avec tous les cas considérés sont illustrés dans le tableau ci-dessous

Tableau V.4 : Valeurs de Fs par les différentes méthodes d'équilibre limite

Les cas étudiés	Bishop	Janbu	Morgenstern-Price	FELLENIUS
1	1.41	1.17	1.32	1.14
2	1.36	1.14	1.27	1.1
3	1.2	1	1.12	0.97
4	1.1	0.75	1.03	0.88
5	1.06	0.74	1.01	0.87
6	1.03	0.89	0.98	0.84

Le plan de rupture ainsi les valeurs de sécurité minimales pour la valeur de la cohésion qui a pu provoquer le glissement sont illustrées dans les figures suivantes :

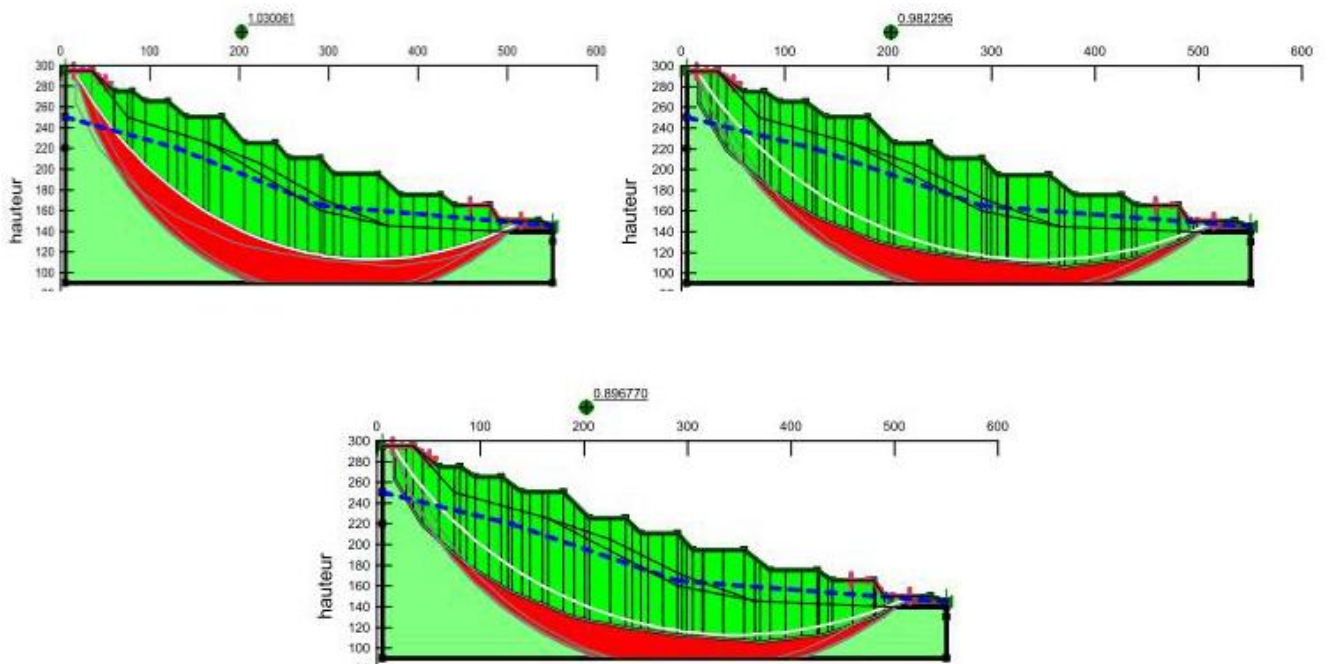


Figure V.6 plans de rupture ainsi les valeurs de sécurité minimales pour le dernier cas

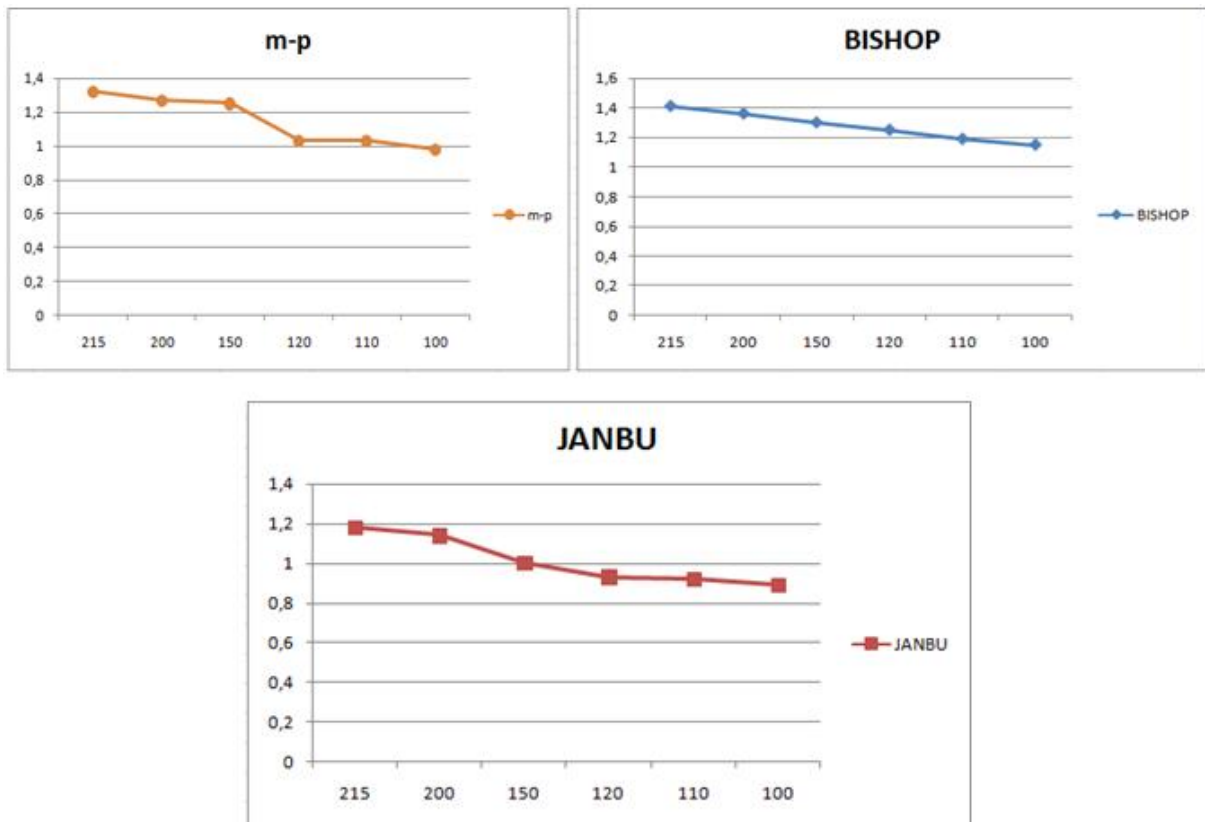


Figure V.7 : influence de la cohésion sur le facteur de sécurité des trois méthodes de calcul.

- **Influence de la cohésion sur le facteur de sécurité :**

Cette comparaison plus poussée sur l'influence de c sur les six cas considérés permet d'observer que le facteur de sécurité croît linéairement avec l'augmentation de la cohésion, elle montre également avec plusieurs combinaisons des propriétés des marnes argileuses avec un même jeu de données excédent plus de 5% (pour les six cas envisagés) pour la méthode de bishop et Morgenstern-Price, en revanche la différence entre les valeurs de coefficient de sécurité obtenus par la méthode de Janbu et Morgenstern-Price avoisine environ 2%, cette observation faite sur les six cas analysés confirme les conclusions sur lesquelles, d'une part la méthode de Janbu ne satisfaisant que l'équilibre des forces donne des valeurs de F_s plus faible que les autres méthodes et elle sous-estime le facteur de sécurité et, d'autre part, la méthode de bishop qui respecte uniquement l'équilibre des moments surestime le facteur de sécurité et donne des valeurs de sécurité plus élevées que les autres méthodes, en revanche la méthode qui satisfait toutes les conditions d'équilibre est celle de Morgenstern-Price et elle est précise et donne des résultats plus précis. Pour toutes ces raisons la méthode de Morgenstern-Price qui

respecte à la fois l'équilibre des moments et des forces est utilisé, comme la méthode d'analyse la plus précis, par la suite les modélisations du talus de Meftah qui suivent.

Afin de poursuivre cette comparaison, nous avons étudié l'influence de paramètre mécanique C (cohésion) des marnes argileuse sur le facteur de sécurité le long de la surface de rupture avec la méthode Morgenstern-Price pour les six cas étudié. Nous avons remarqué que l'augmentation de C modifie la valeur de coefficient de sécurité, donc par conséquent les effets de coefficient soit important sur la résistance et donc sur le facteur de sécurité.

IV.8 .2 cas de talus actuel :

Le deuxième cas d'étude c'est d'analyser la stabilité de talus après le glissement de 2012 et pour ce faire on a utilisé la coupe géologique pour dessiner le modèle numérique qui est présenté dans la figure suivante, et pour les étapes de construction de modèle ce sont les mêmes de premier.

- **Le modèle géométrique :**

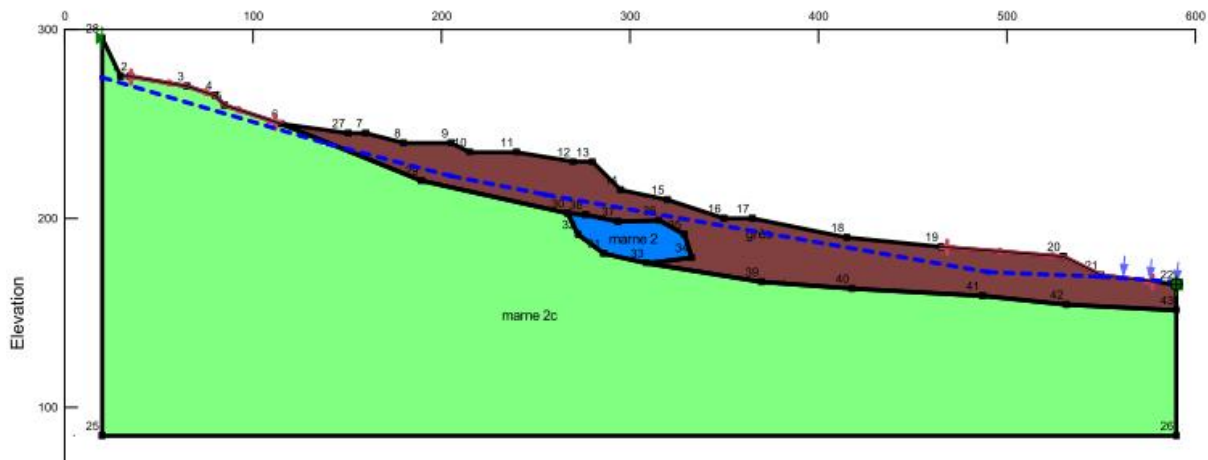


Figure V8 : modèle générale du talus actuel

IV.8 .2.1 modélisation de talus actuel :

Les analyses effectués de cette approche ont pour objectif de calculer le facteur de sécurité de la zone glissé et déterminer l'état de sa stabilité, les propriétés mécaniques du talus à introduire dans SLOP/W sont identiques de celle la première simulation.

- **Les résultats d'analyses :**

Les résultats d'analyses sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 : les valeurs de coefficient de sécurité

Méthodes	Bishop	Janbu	Morgenstern-Price
Fs	0.92	1.03	1.03

Le plan de rupture ainsi le facteur de sécurité de chaque méthode utilisé dans le calcul est présenté dans les figures

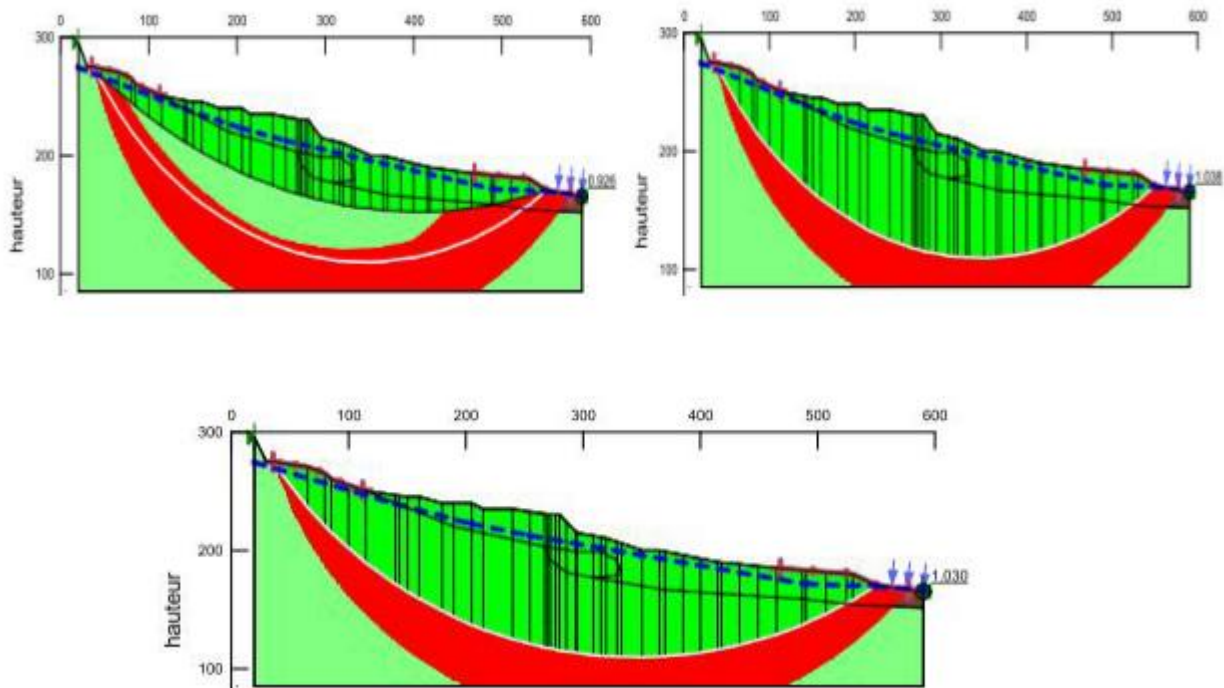


Figure V.9 : le plan de rupture ainsi le facteur de sécurité

Les résultats de cette simulation montrent que le facteur de sécurité obtenu pour les trois méthodes est proche de 1. Comme nous avons cités précédemment la méthode de Morgenstern-Price est la méthode de calcul opté de cette étude, le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Morgenstern-Price montre un état critique de talus et un plan de surface de rupture qui se situe en amont de niche d'arrachement de premier glissement jusqu'à le niveau 150 ou la base de la carrière en aval.

En conclusion le talus de la carrière de Meftah a l'état actuel et avec les caractéristiques géotechniques de l'étude expérimentale est en état d'instabilité très possible.

V.8 .2.2 Le facteur de sécurité a partir des données qui ont provoqué le glissement de 2010 :

Dans cette partie nous avons étudié la stabilité de la zone glissée on introduisant les caractéristiques mécaniques qui ont provoqué le premier glissement

- **Les résultats de la simulation :**

Les coefficients de sécurité ainsi les plans de la rupture pour chaque méthodes utilisés dans le calcul sont montrés dans la figure et le tableau ci-dessous :

Tableau V.6 : les valeurs de facteur de sécurité des trois méthodes utilisé dans cette analyse

Méthodes	Bishop	Janbu	Morgenstern-Price
Fs	0.65	0.81	0.82

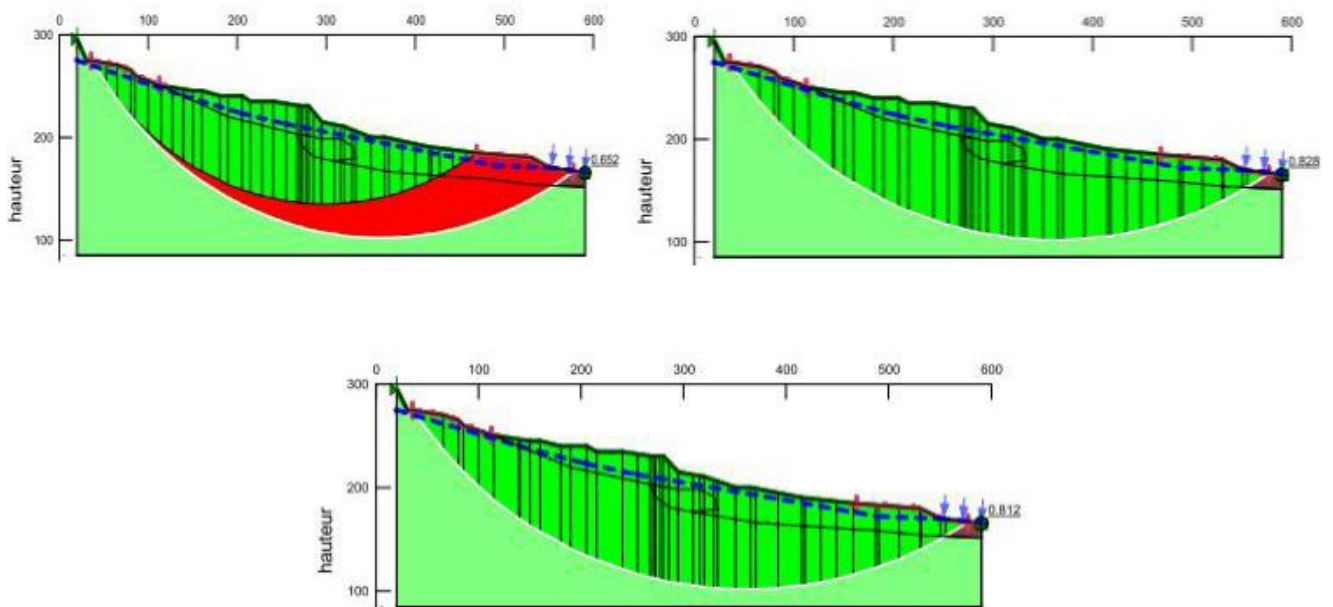


Figure V.10 : plan de rupture et facteur de sécurité

L'analyse de la stabilité du talus de Meftah avec les données géotechniques qui ont provoqué le glissement montre un facteur de sécurité $F_s < 1$ pour toutes les méthodes et un plan de rupture variable pour chaque méthode.

D'après ces résultats d'analyse nous pouvons constater que si la cohésion des terres argileuses se diminue avec l'action de l'eau jusqu'à la valeur qui provoque le premier glissement, le talus actuel sera dans un état d'instabilité certain.

V.8 .2.3 Influence des nappes d'eau :

Dans cette analyse nous allons mener une analyse paramétrique avec quatre profondeurs de nappe différentes. D'une part de tenir compte des effets de l'eau de notre modèle, et si le rabattement de la nappe pourrait être une solution de stabilisation, cette analyse paramétrique est réalisée avec la méthode de Morgenstern-Price pour les quatre profondeurs envisagées.

La comparaison graphique, pression interstitielle d'eau avec ces quatre profondeurs de nappe envisagées et surface de rupture critique associée au facteur de sécurité minimale pour toutes les profondeurs de nappe étudiées, les valeurs des coefficients de sécurité pour les quatre profondeurs utilisées sont présentées au tableau qui suit.

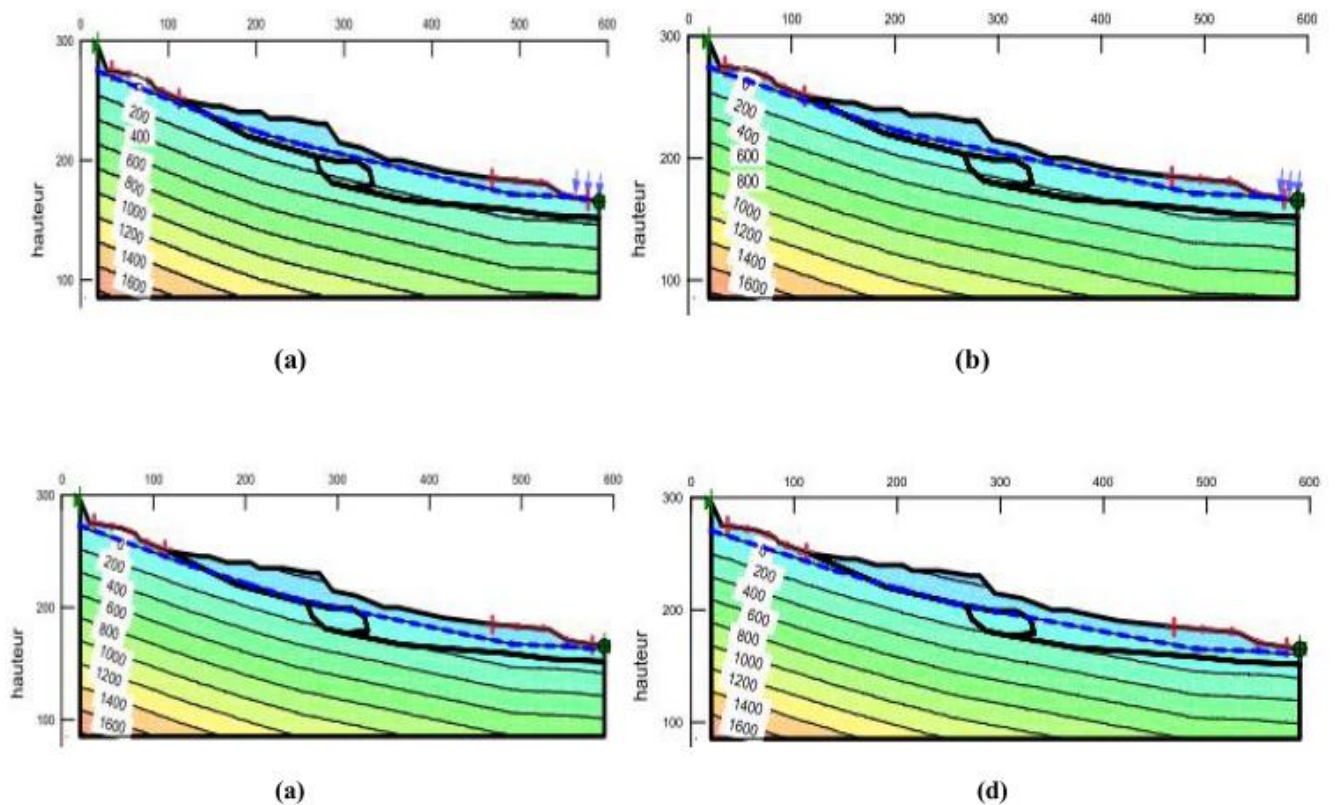


Figure V.11 profil de pression interstitielle d'eau (U_w en Kpa) dans SLOP/W obtenus pour les profondeurs de nappes envisagées ; (a) nappe 1, (b) nappe 2, (c) nappe 3, (d) nappe 4

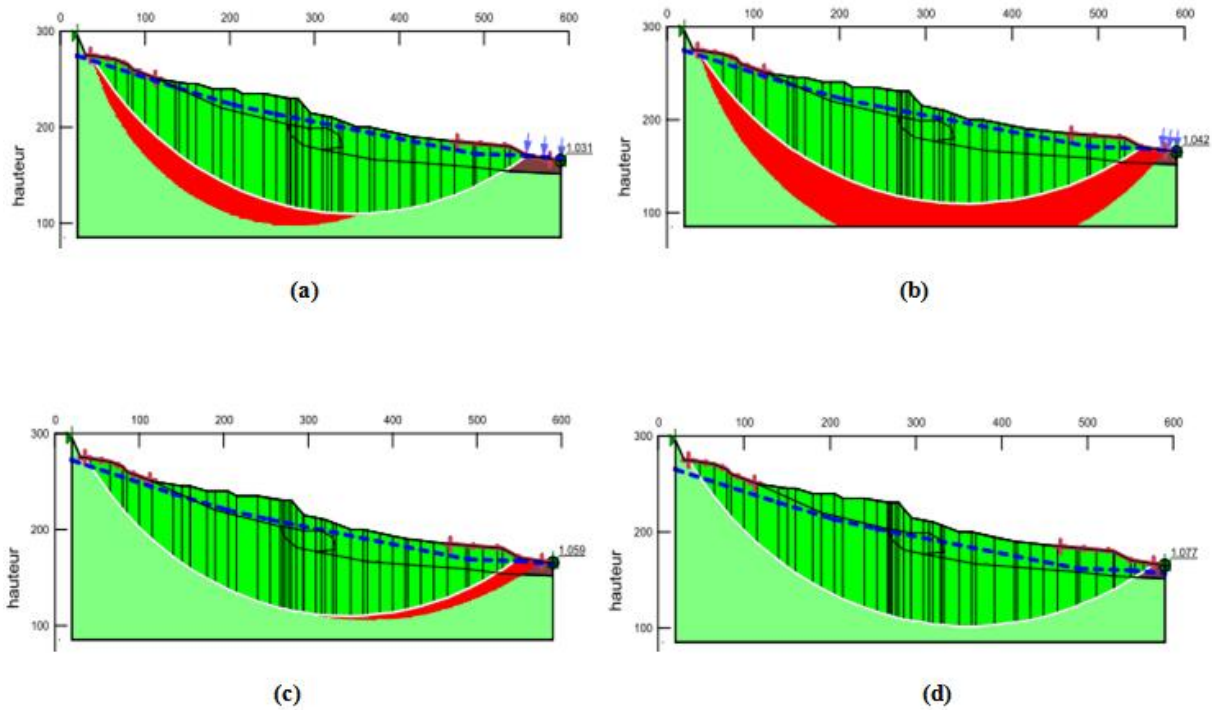


Figure V.12 : surfaces de rupture et facteurs de sécurité F_s pour les quatre profondeurs de nappe

Tableau V.7 : résultats des valeurs de sécurité pour les cas de profondeurs de nappe considéré.

Rabatement de la nappe	Nappe (a) 0.5 m	Nappe (b) 1m	Nappe (c) 3m	Nappe (d) 5m
F_s	1.03	1.04	1.06	1.07

- **Analyses et comparaisons :**

Afin de mener une comparaison plus poussée sur les différentes profondeurs de nappes et leur influence sur le talus, nous avons analysés les valeurs de coefficient de sécurité et surface de rupture pour chaque profondeur, et nous avons remarqué que les valeurs de coefficient de sécurité améliorent très peu malgré la variation des profondeurs de nappe.

En conclusion, la hauteur de la nappe et la répartition de pression d'eau n'ont pas vraiment un rôle très important sur le facteur de sécurité et la localisation de la surface de rupture.

Et de point du vue stabilisation technique, le rabattement de la nappe reste une solution non envisageable et non recommandé car le talus est instable malgré si nous rabattons la nappe de 5 m ce qui est impossible techniquement.

V.9 Confortement :

Après les simulations faites sur la stabilité de talus actuel de la carrière de calcaire de Meftah, et d'après les résultats de calcul le talus semble instable, donc des phases de confortement doit être achever afin de garantir une stabilité a long terme, les diapositives et les moyennes de confortement sont étudié dans la parie suivante.

V.9.1 Reprofilage :

Les travaux de reprofilage consiste à enlever les masses des grès dans la partie supérieur de la zone instable toute en lissant des bermes de sécurité de 5 a 10 m et réduire l'angle de la pente a environ 25°

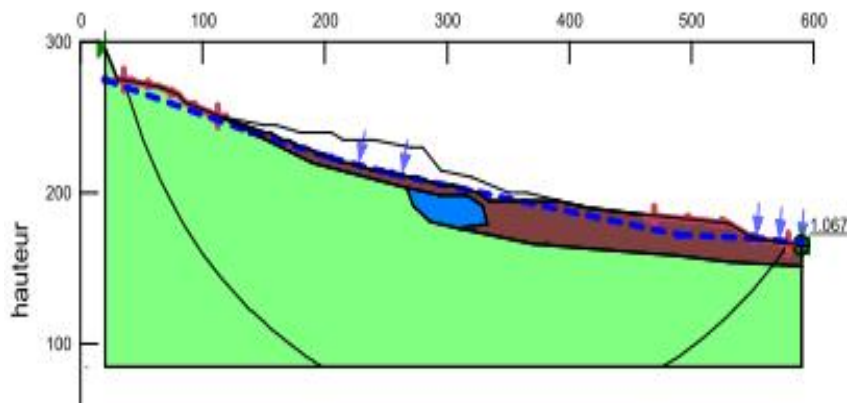


Figure V.13 : facteur de sécurité avec retaluage de talus

Le facteur de sécurité obtenus par la méthode de Morgenstern-Price n'est pas vraiment amélioré malgré le retaluage de la pente, donc on peut conclure que le reprofilage seul ne satisfait de stabilisé le talus.

V.9.2 Butée du pied :

Dans ce cas le type de confortement utilisé et la buté de pied par enrochement, il consiste à mettre des matériaux d'enrochement en pied de talus dans le niveau 150 et ils seront plaqué contre le talus.

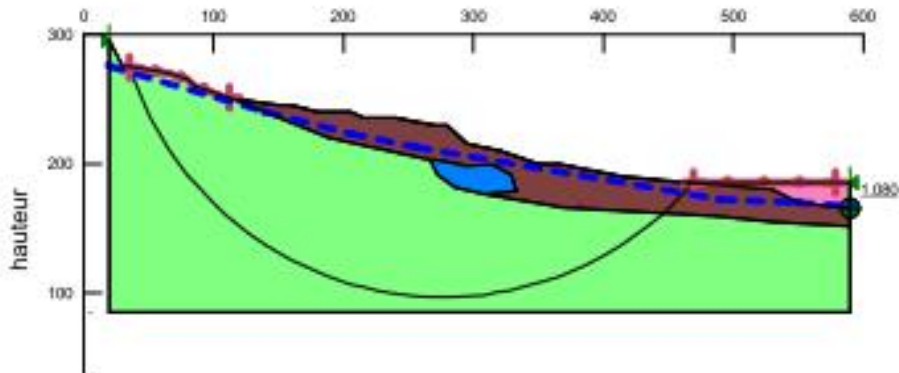


Figure IV.14 : facteur de sécurité avec buté de pied

Le confortement par enrochement montre des valeurs de coefficient de sécurité faible, alors son effet sur la stabilité

V.9.3 Renforcement par Pieux :

Dans cette étape les pieux de renforcement sont a l'ordre de cinq, ils sont implanté dans la partie supérieur de la zone instable, et ils sont perpendiculaire a la long de glissement, les pieux utilisé dans cette simulation ont une résistance au cisaillement égale a 10000 KN, les coordonnés d'implantations de ces pieux sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau V.8 : l'emplacement des pieux de renforcement

Type de renforcement	Les coordonnés en surface (m)		Les coordonnés en profondeur(m)	
Pieux	X	Y	X	Y
- 1	115	250	115	230
- 2	120	250	120	230
- 3	125	248	125	230
- 4	130	247	130	230
- 5	135	247	135	230

Les résultats de renforcement par pieux du talus ainsi la position des pieux sont illustré dans la figure suivante :

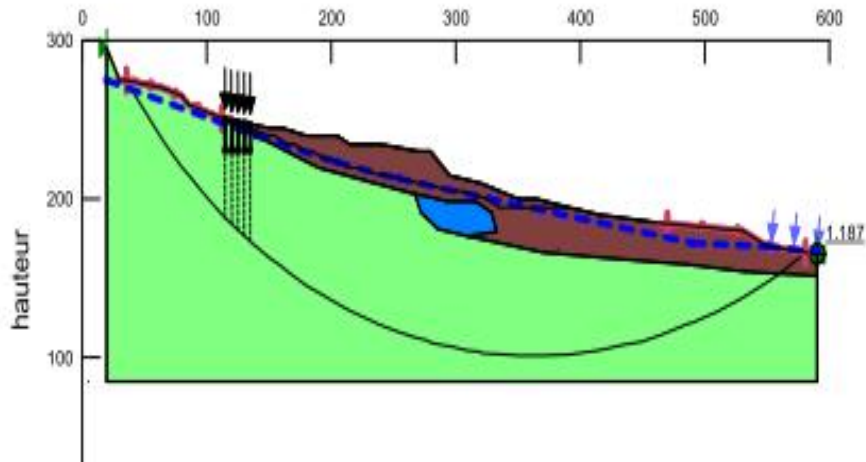


Figure V.15 : renforcement par pieu et valeur de sécurité associé

Nous avons remarqué que La valeur de coefficient de sécurité obtenu après un renforcement de talus par 5 pieux perpendiculaire est 1.18. Donc une faible amélioration par rapport à l'état initiale.

Donc on peut conclure que le renforcement par pieux ne peut pas maintenir ou garantir une stabilité certaine de talus.

V.9.4 Combinaisons des trois méthodes :

Pour cette partie nous avons combinai les trois méthodes de renforcement citées ci-dessus, les détails de réalisation sont identique a celle des phases précédentes

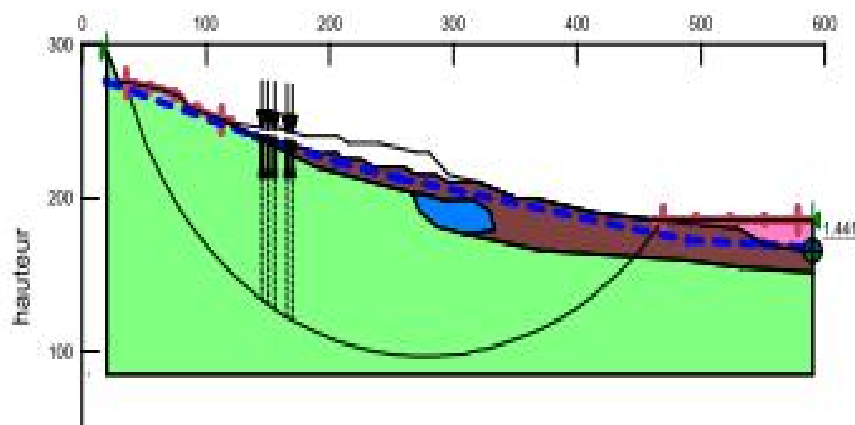


Figure V.16 : valeur de sécurité pour les trois méthodes de confortement

Les résultats de simulation à partir de confortement par la combinaison des trois renforcements précédents montrent que le facteur de sécurité s'améliore d'une façon importante. Donc à la fin on peut déduire que la combinaison des pieux, reprofilage et la l'encochement en pied du talus semble une solution efficace pour résoudre le problème d'instabilité du talus actuel de la carrière de calcaire de Meftah.

V.10 Conclusion

Nous avons utilisé les méthodes de calcul à la rupture dans SLOP/W (Bishop, Janbu, Morgenstern-Price), basé sur l'équilibre des tranches pour mener notre analyse numérique du glissement du talus de la carrière calcaire de Meftah avant sa rupture en 2010 et l'état du talus actuel, et nous avons également analysés les effets de deux paramètres qui sont la cohésion et la nappe sur la stabilité de talus.

Le manque des données géotechniques de qualité nous poussé à faire un calcul inverse afin de déterminer les caractéristiques géotechniques les plus défavorables pour le glissement de 2010, dans la troisième modélisation nous remarqué que ces valeurs de caractéristiques mécaniques donne un coefficient de sécurité inférieur à 1 pour le talus actuel.

Cette étude de la stabilité du talus de Meftah à l'aide du logiciel GEO-SLOP, a permis de mettre en évidence que le talus de la carrière de Meftah est instable à l'état actuel.

Ces calculs effectués avec SLOP/W indiquent les risques potentiels d'un glissement de terrain qui peut se produire, selon ces calculs les éléments déclenchant les plus logiques de cette instabilité, d'après cette modélisation sont la topographie du talus, ajoutant les effets de la nappe sur les paramètres mécaniques des marne argileuse.

En ce qui concerne le type de confortement adéquat pour la stabilisation nous avons modélisé la stabilité de talus pour tous les types de confortement mais le talus reste instable, en revanche l'analyse de la combinaison de plusieurs renforcements montre une stabilité meilleure.

Conclusion générale

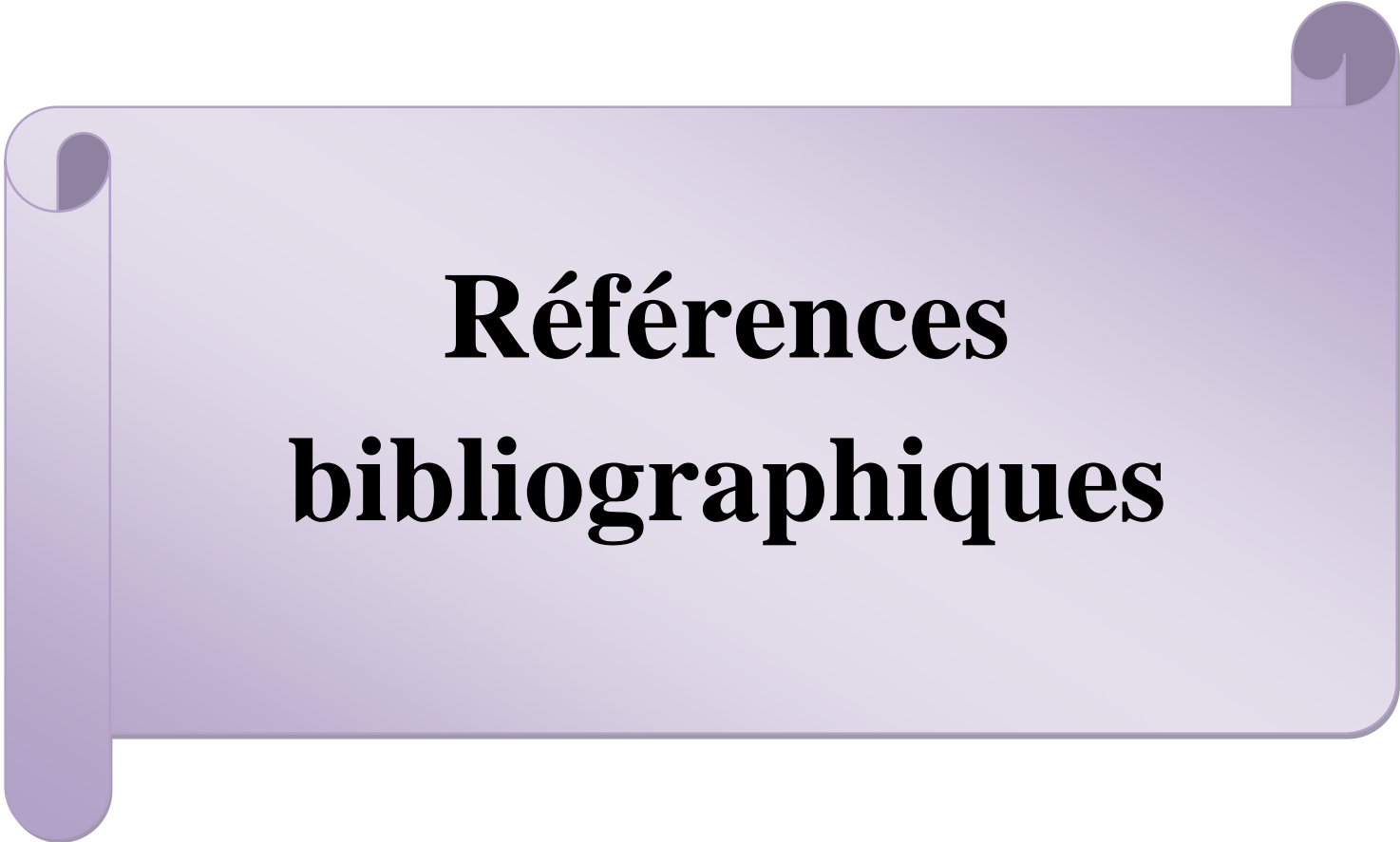
L'étude de stabilité des talus de la carrière de calcaire de Meftah (Wilaya de Blida) pour laquelle un glissement de terrain s'est produit le 11 décembre 2010 et s'est réactivé en février 2012 ; a montré la grande importance des caractéristiques mécaniques à introduire dans les deux modèles. Le premier modèle a été construit sur la base d'une coupe longitudinale confondue avec l'axe de glissement dont le sens est SE – NO, et l'autre modèle a été construit sur la base d'une coupe géologique.

Le logiciel de calcul de stabilité utilisé a permis de faire un calcul bidimensionnel du facteur de sécurité, en utilisant les trois méthodes d'équilibre limite (Bishop, Morgenstern-Price ainsi que celle de Janbu) et en considérant que la rupture est circulaire. Les matériaux composant le terrain de la carrière ont été admis par hypothèse comme étant des matériaux isotropes de Coulomb.

Une bonne étude de stabilité nécessite des données géotechniques de qualité, toutefois le retour d'expérience peut être une solution qui permette de déterminer certains paramètres géotechniques, ce dernier exige une bonne connaissance de terrain.

La modélisation de talus actuel a montré que ce dernier est en état instable vu que les coefficients de sécurité obtenus pour les trois méthodes utilisées sont inférieurs à 1. Par conséquent cette instabilité de talus de la carrière nécessite un renforcement, les solutions suggérées ont montré une amélioration de la valeur de F_s , reste à faire une étude détaillée sur l'aspect économique et technique de ces types de confortement.

D'après les résultats de cette étude et la visite sur site, nous constatons que le talus de la carrière de Meftah représente un risque potentiel d'un glissement, les facteurs d'instabilité sont variés, alors on peut conclure que c'est un aléa moyen.



Références bibliographiques

Référence bibliographique

[1] : **DURVILLE, Jean-Louis** ; [2008], stabilité des pentes, glissement en terrain meuble.

[2] : **Walid CHENAFI**, [2006], étude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière de Ain El Kebira, mémoire d'ingénieur

[3] : **BOUDLAL OMAR**; [2013], thèse de doctorat en génie civil. Étude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations

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

[5] : **Florence Chevallier**, Édition : Mai 2011. Collection Prévention des risques naturels »,

[6] : **Mohammed Hamza AISSA** ; [2011], « Analyse et modélisation d'un glissement de terrain. Cas de sidi Yousef (Béni Messous, Alger) » ; mémoire de master en géotechnique.

[7] : « Office fédéral de l'environnement Division Prévention des dangers », septembre 2009.

[8]: **Société Suisse de Géomorphologie (SSGm)** Géomorphologie de la montagne , Août 2009.

[9] : « S.I.E.E : société d'ingénierie pour l'Eau et l'Environnement », 2008.

[10] : **Reiffsteck Ph** , 2001 « Mécanique des sols avancé, stabilité des pentes ».

[11] : **Evgueni Porokhovoi** ; [1995] : « stabilité à long terme des talus de mines à ciel ouvert dans les massifs de roches basiques et ultrabasiques ».Ecole Nationale des Pontes. France

[12] :**DURVILLE, J.L** ; **HÉRAUD, H** ; [2001] : «Description des roches et des massifs rocheux » ; Technique de l'ingénieur, traité construction.

[13] : **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 chaussées de Luxembourg.

[14] :**Djeral lynda** ;[2013] : « Analyse des mécanismes de déformation et de la rupture progressive du versant instable d'ain El-Hammam,these de doctorat en geotechnique,université de T-Ouzou .

[15] : **M^{elle} MENDJEL Dj** ; [2012] : « analyse inverse dans le calcul géotechnique-application au calcul de la stabilité des talus » thèse de doctorat des sciences.

[16] : **SEDDIKI, A** ; [2008] : « analyse de la stabilité des pentes sous séisme » mémoire de magister de l'université Mohamed Boudiaf de M'SILA.

[17] : **HAMIDI, M** ; [1994] : « Etude géotechnique de la stabilité des talus dans le quartier de Zerga de la mine d'Ouenza » ; Mémoire de Magister de l'école nationale polytechnique d'Alger.

[18] : **MASEKANYA ,Jean-Pierre**, [2007] : « Stabilité des pentes et saturation partielle Etude expérimentale et modélisation numérique », thèse de doctorat en science de l'ingénieur.

[19] : **Tahiri, A** , [1992] : « Modélisation des massifs rocheux fissurés par la méthode des éléments distincts » ; thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées en géologie de l'ingénieur.

[20] : **AHMED,A**, [2012] : « étude numérique et confortement d'un glissement de terrain sur la RN 12 » ,Mémoire d'ingénieur, Ecole Nationale Polytechnique, El-Harrach

[21] : **Philipponnat G, et Hubert B**, [1997] : « fondations et ouvrages en terre », Ed Eyrolles , Paris.

[22] : **BENMEZIANE Mustapha** ; [Septembre 2005], mémoire de master en Géosciences Appliquées à l'Ingénierie de l'Aménagement.

[23] : **HAMADI .Y** , [2011] : « cartographie géotechnique des risques de glissement et des risques d'inondation de la ville de Bejaia ».

[24] **Jean-Alain Fleurisson, Martin Grenon** , [2014] : « Conception géo mécanique de talus de mines a ciel ouvert ».

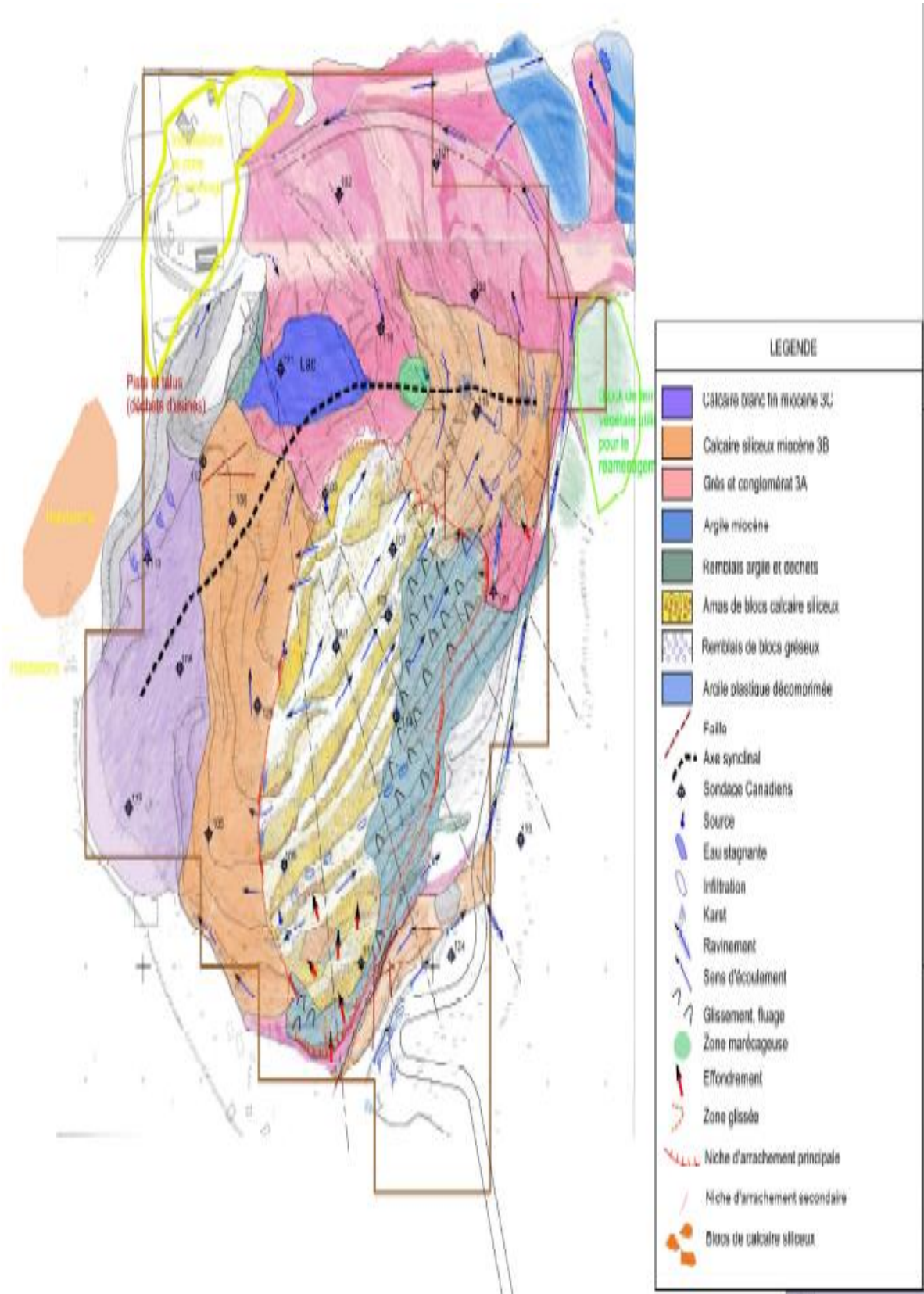
[25] **BENKECHKACHE Imene**, [2012] : « investigation de la dégradation du cadre bâti sous l'effet du glissement de terrain » ; mémoire de magistère.

[26] : rapport géologique de la carrière de Meftah

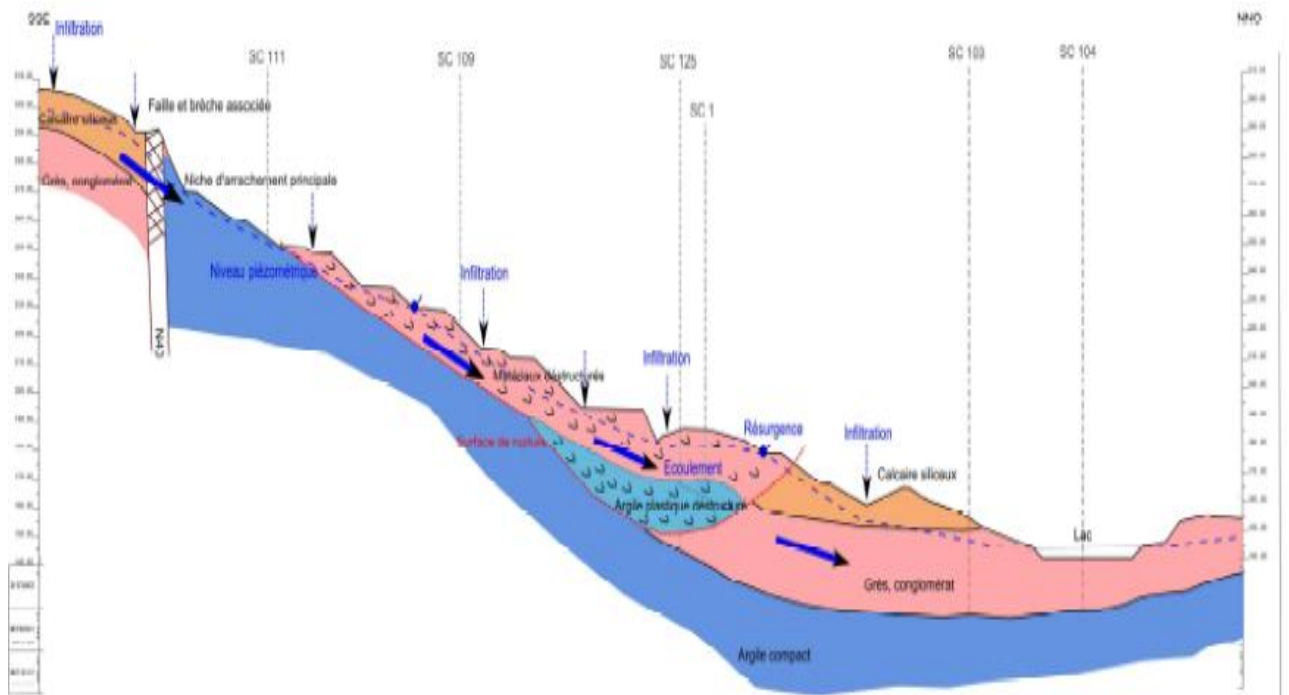
[27] : rapport d'essai géotechnique de la carrière de Meftah

ANNEXES

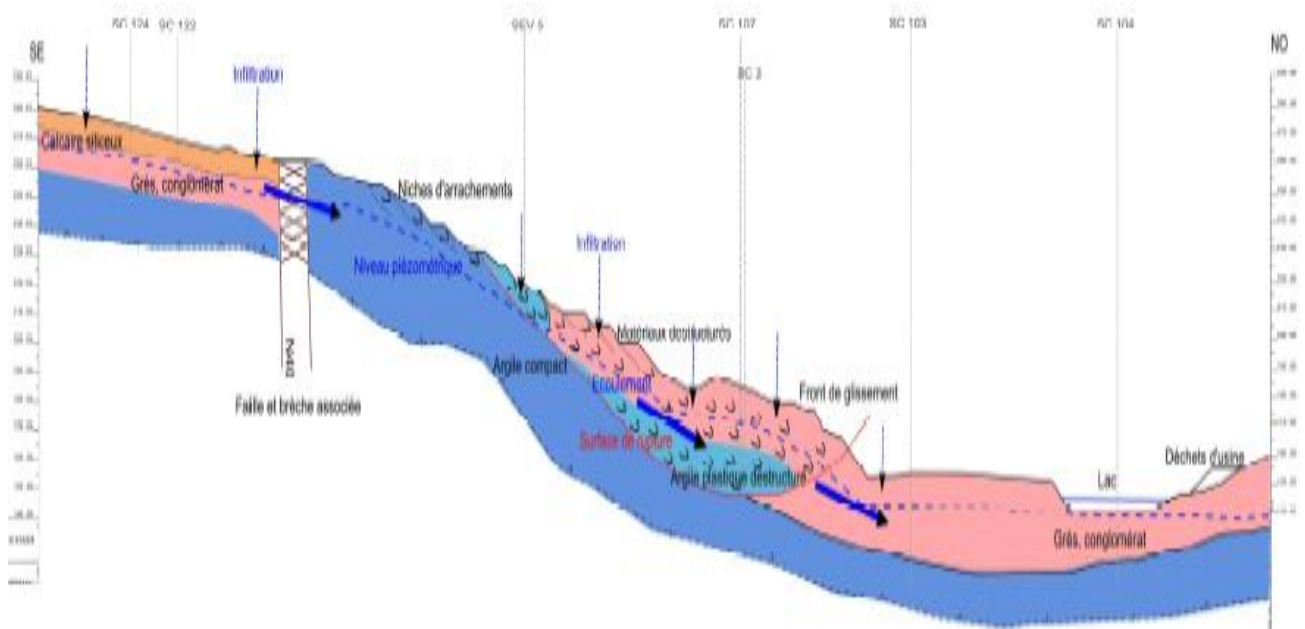
Les données nécessaires de la réalisation de modèle géométrique :



La carte géographique de la carrière de Meftah

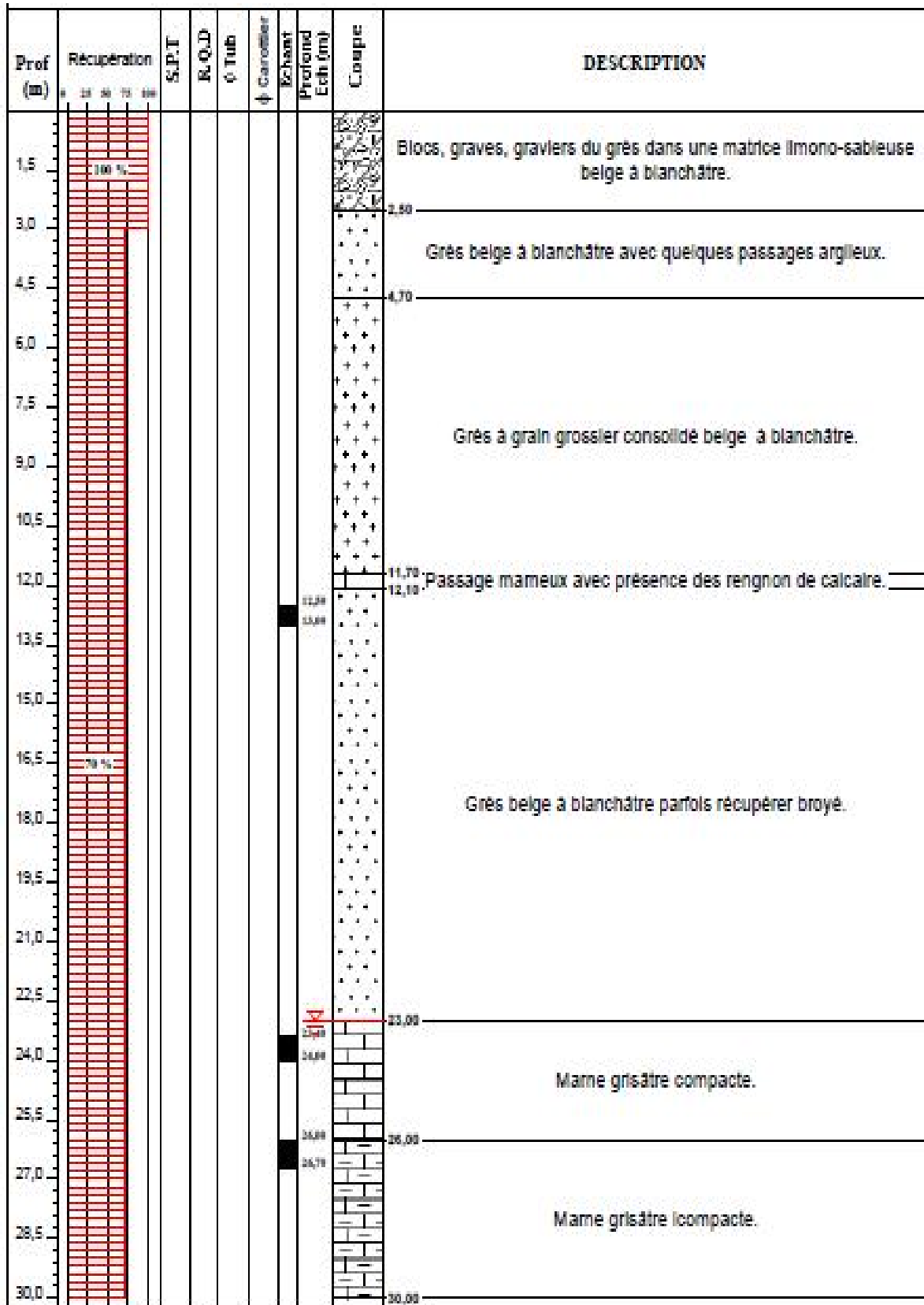


La coupe géologique de la carrière de Meftah G2

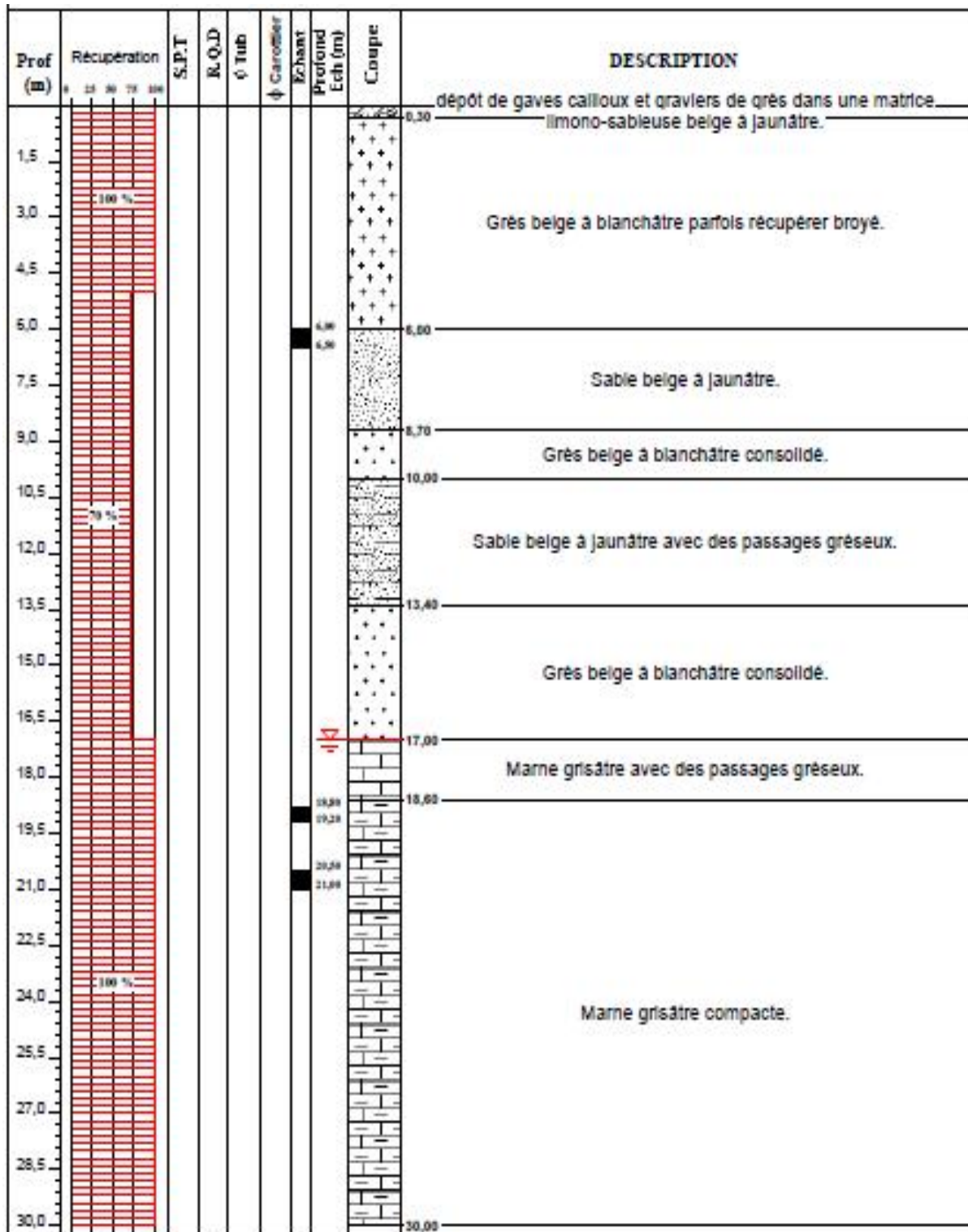


La coupe géologique de la carrière de Meftah G3

Les coupes lithologiques :



La coupe lithologique de Sondage N°01



La coupe lithologique de sondage N°02

Présentation de l'outil de simulation Géo-Slope :

Introduction :

Géo-Slope est un logiciel de calcul géotechnique. Il permet de traiter les différents problèmes du sol comme le glissement des terrains, le tassement, et d'autres problèmes liés à la géotechnique.

Ce programme de conception assistée par ordinateur permet d'utiliser la méthode des tranchés pour déterminer le facteur de sécurité des massifs en pente constitués d'une ou plusieurs couches de sol, avec ou sans nappe, avec ou sans sollicitations sismiques, avec ou sans succion, ce programme est composé de huit modules distincts. Voici une brève présentation de ces différents modules:

- **SLOPE/W**: Permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques (Bishop, Janbu, Spencer, Morgenstern-Price) et aussi par la méthode des éléments finis mais à l'aide de la modélisation obtenue par le programme SIGMA/W.
- **SEEP/W**: Permet de calculer les infiltrations des eaux (Par la méthode des éléments finis).
- **SIGMA/W**: Permet d'analyser, calculer, évaluer les pressions interstitielles d'eau. (Par la méthode des éléments finis).
- **QUAKE/W**: Permet de définir le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme (Par la méthode des éléments finis).
- **TEMP/W**: Permet d'analyser les problèmes géothermiques du sol (par la méthode des éléments finis).
- **CTRAN/W** : modélisations du mouvement d'une contamination dans des matériaux poreux.
- **AIR/W**: analyse des interactions entre l'eau et l'air du sol dans des matériaux poreux.
- **VADOSE/W** : analyse de flux en dessous de la surface du sol, dans la vadose non saturée et qui rejoignent le régime de l'eau dans le sol.

Dans notre étude, on va se limiter au programme SLOPE/W utilisé dans l'analyse du comportement des talus. Ce module permet de décrire la géométrie du problème, la stratigraphie du site, les paramètres de résistances des sols, ainsi de calculer le facteur de sécurité minimale et désigner la surface de rupture.

Présentation de la SLOPE/W :

SLOPE/W est un logiciel qui utilise la théorie d'équilibre limite pour calculer le facteur de sécurité des pentes. La formulation complète de SLOPE/W permet d'analyser facilement les problèmes de stabilité des pentes simple et complexe en utilisant différentes méthodes de calcul du facteur de sécurité.

SLOPE/W a des applications dans l'analyse et conception des projets géotechnique, civil, hydrogéologique et minier.

Domaine d'application

SLOPE/W est un puissant programme d'analyse de stabilité des talus. Utilisant la méthode de l'équilibre limite, il est capable de modéliser les sols de types hétérogènes, de stratigraphie complexe avec différentes conditions de pression interstitielle. Des analyses peuvent être exécutées en utilisant des paramètres déterministes ou probabilistes d'entrée. En plus, les forces programmées en utilisant l'analyse des forces en éléments finis peuvent être utilisées dans la programmation en équilibre limite pour la plupart des analyses de stabilité des pentes. La combinaison de tous ces dispositifs signifie que SLOPE/W peut être employé pour analyser presque n'importe quel problème de stabilité de pente rencontré.

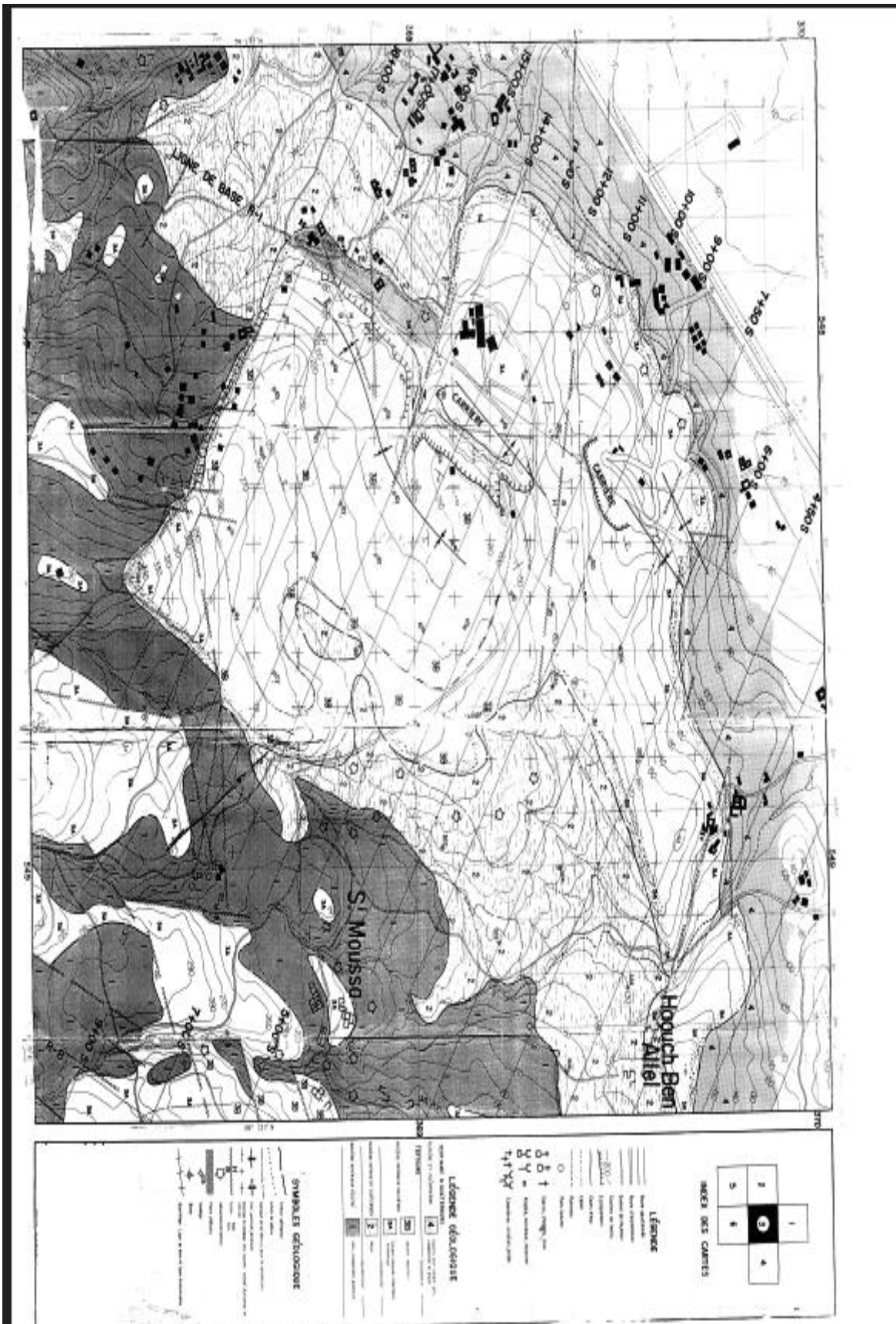
L'interface du logiciel :

Les menus disponibles et la fonction de chacun sont les suivants:

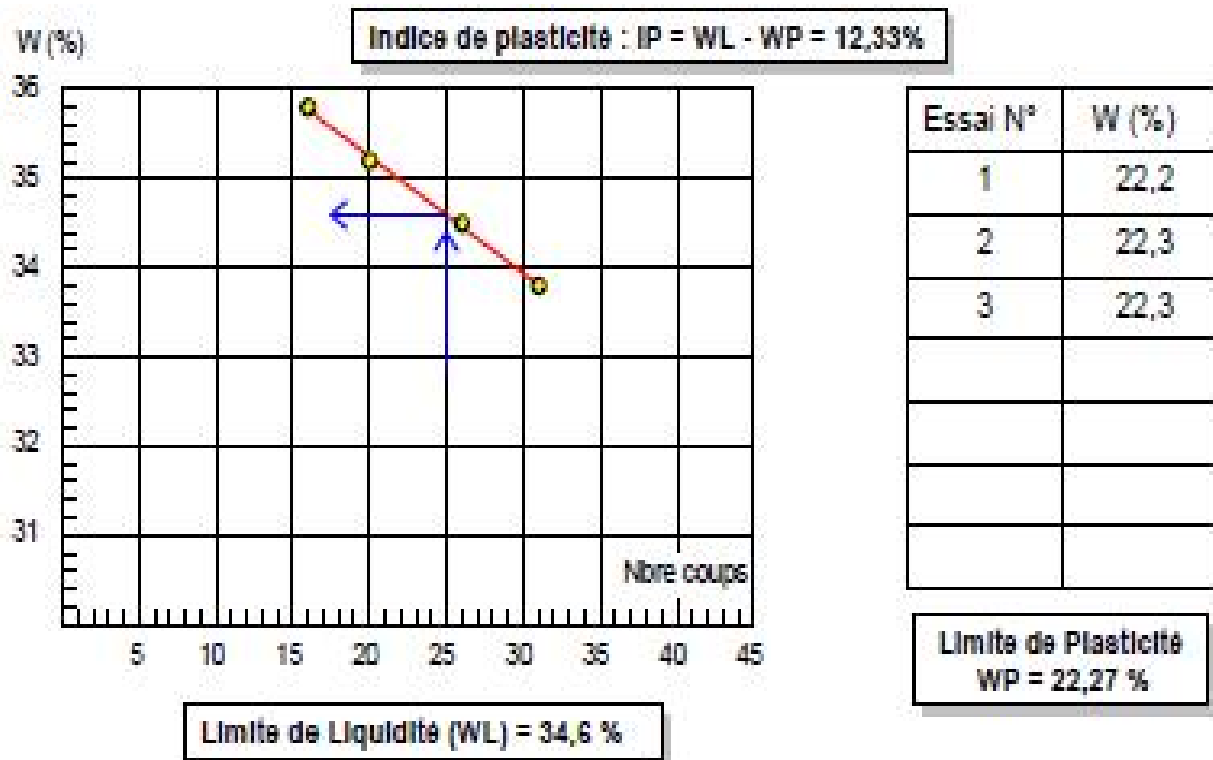
- **File:** Ouvre et enregistre les fichiers, les importations des photos et imprime le dessin.
- **Edit:** permet de copier le dessin dans la Presse-papiers du Windows.
- **Set:** définit les paramètres de la grille, le zoom, les axes et de la page.
- **View (aperçu):** Options d'affichage des contrôles, des informations des sols et des points, et d'affichage des forces inter-tranchent sur un schéma corporel de chaque tranche et le polygone force.

- **Keyin (menu):** Permet d'introduire automatiquement à l'aide des tableaux les paramètres géométriques de la pente (coordonnées et couches), les caractéristiques mécaniques des différentes couches constituant le talus, des conditions complémentaires nécessaires pour le calcul, le niveau de la nappe, de sélectionner les différentes méthodes de calcul, les surcharges, l'effort sismique et les confortements.
- **Draw (dessin):** permet d'introduire manuellement les paramètres géométriques de la pente (coordonnées et couches), des conditions complémentaires nécessaires pour le calcul, le niveau de la nappe, les surcharges et les confortements.
- **Sketch (croquis):** Définit les objets graphiques d'étiqueter, d'améliorer et de clarifier les résultats du problème
- **Modify (modifier):** Permet de déplacer, modifier ou supprimer les objets graphiques, les textes et les photos.

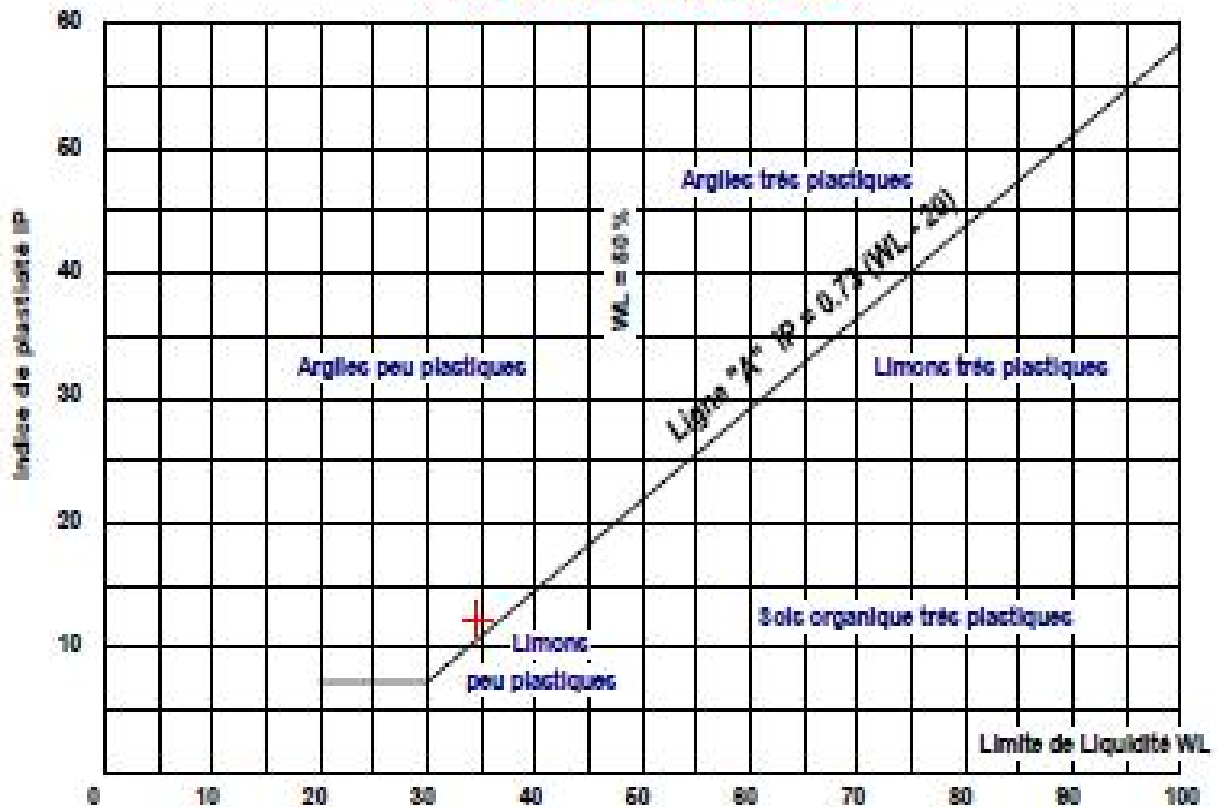
Levé topographique de la carrière de Meftah avant l'exploitation :



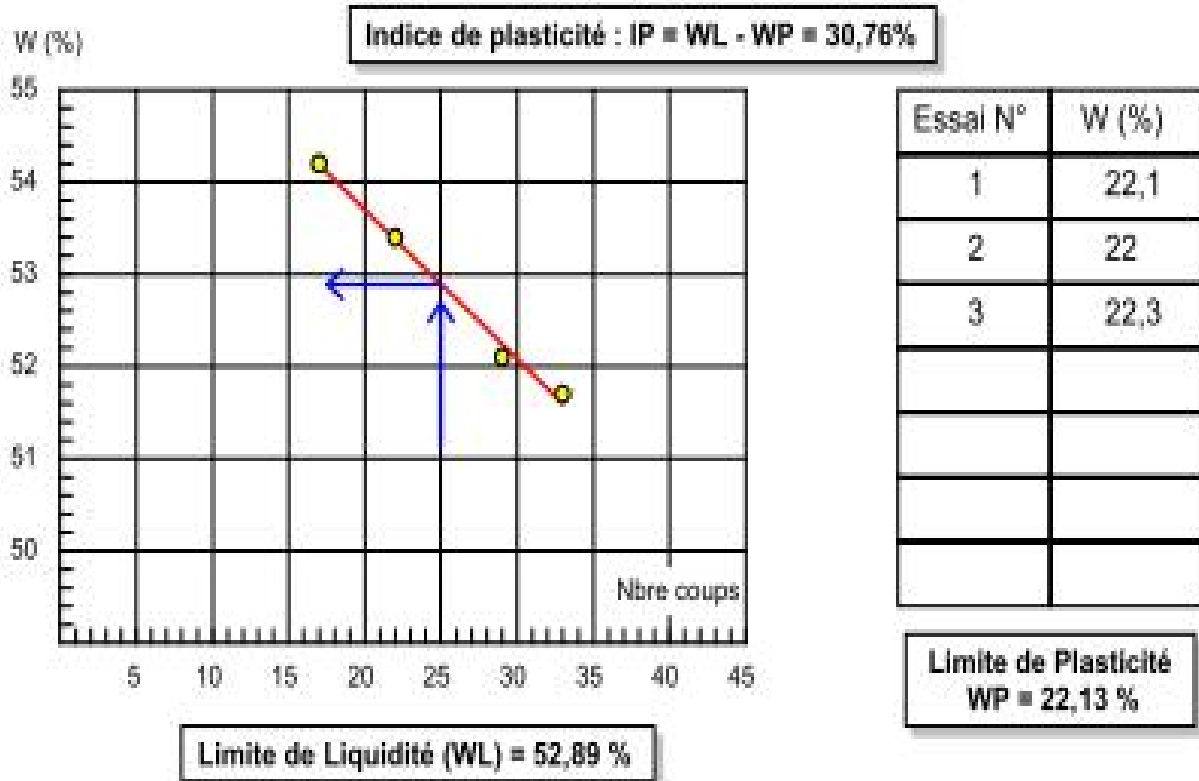
Courbes de limites d'atterberg :



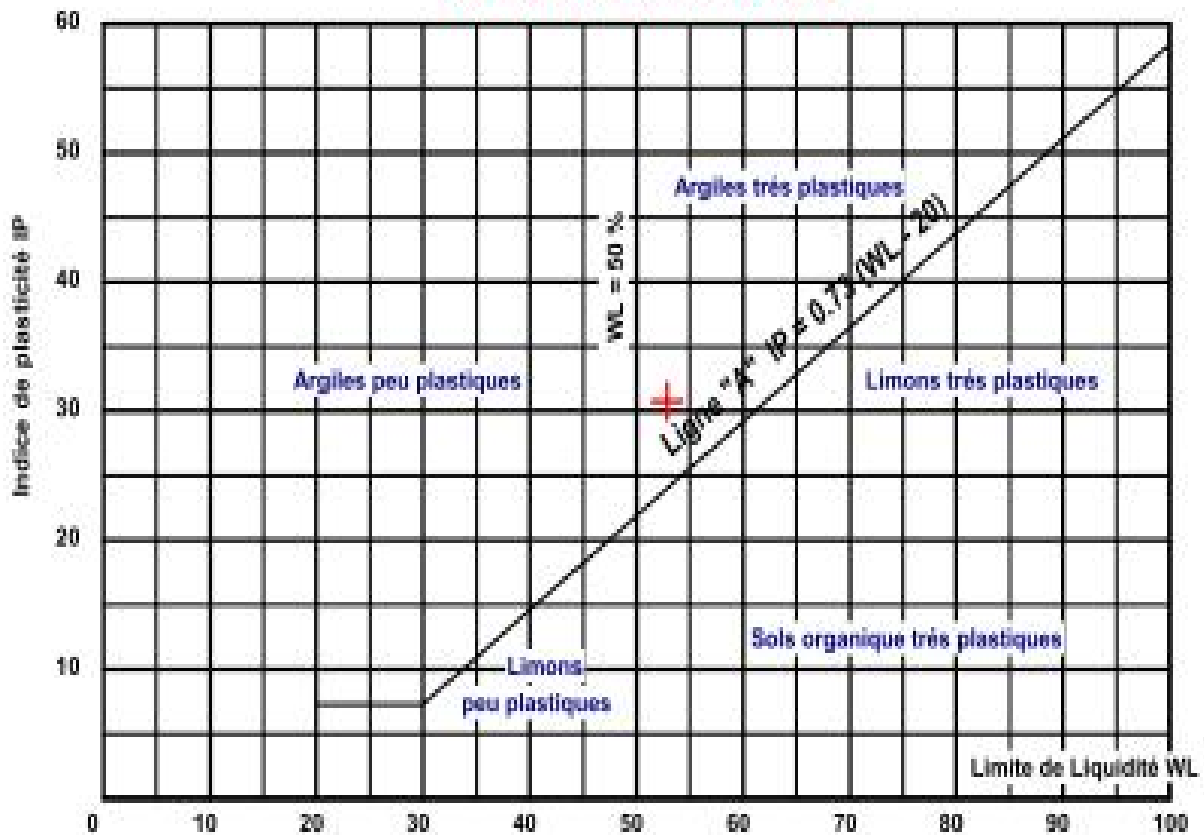
ABAQUE DE CASAGRANDE



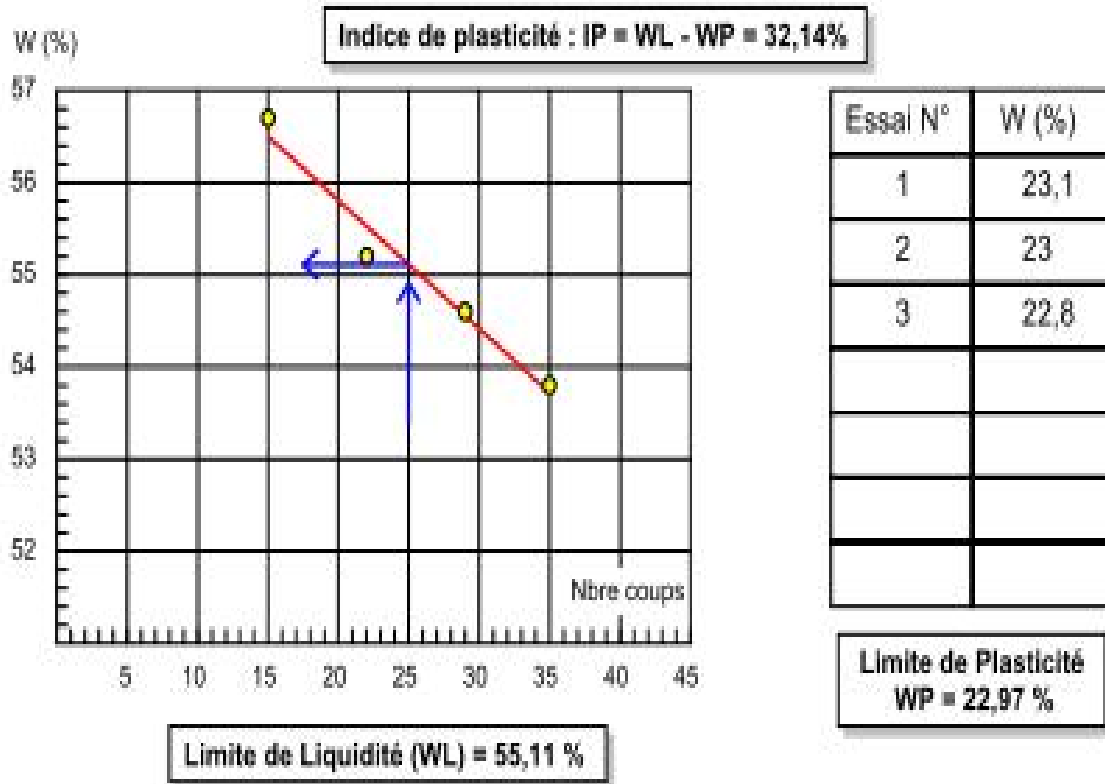
La limite d'atterberg de limon peu plastique de la profondeur (12,5 à 13) m



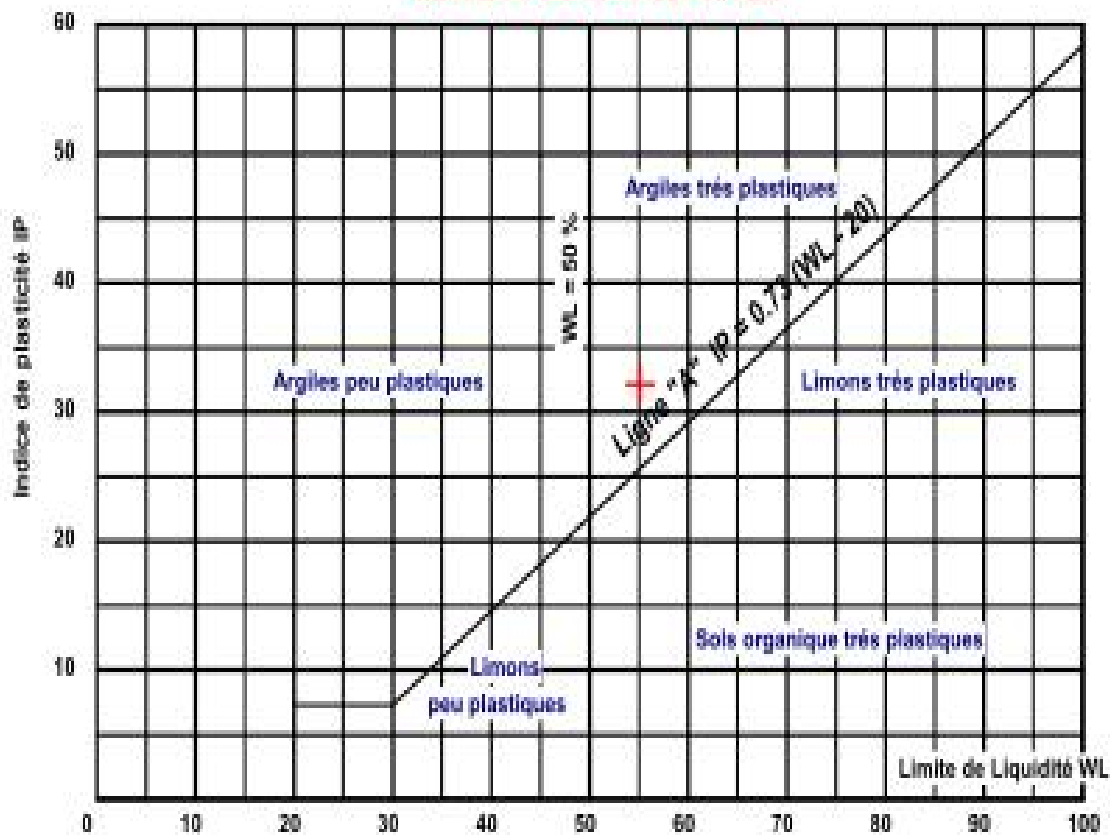
ABAQUE DE CASAGRANDE



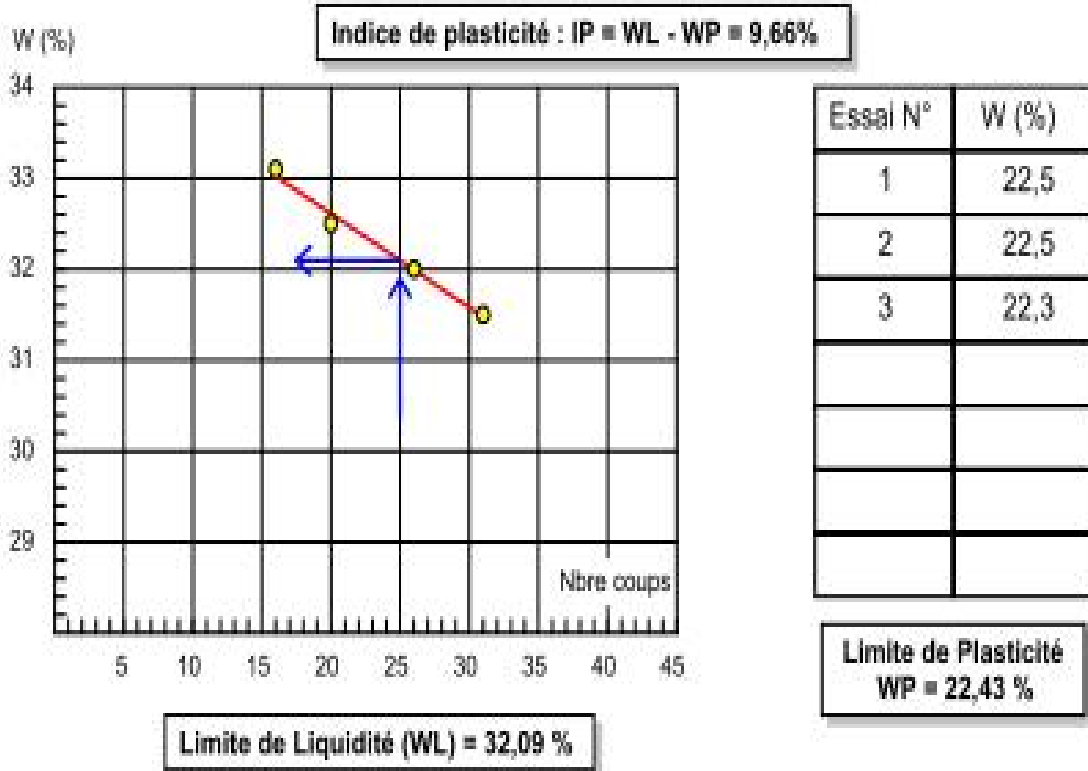
La limite d'atterberg de l'argile très plastique de la profondeur (26 à 26,4) m



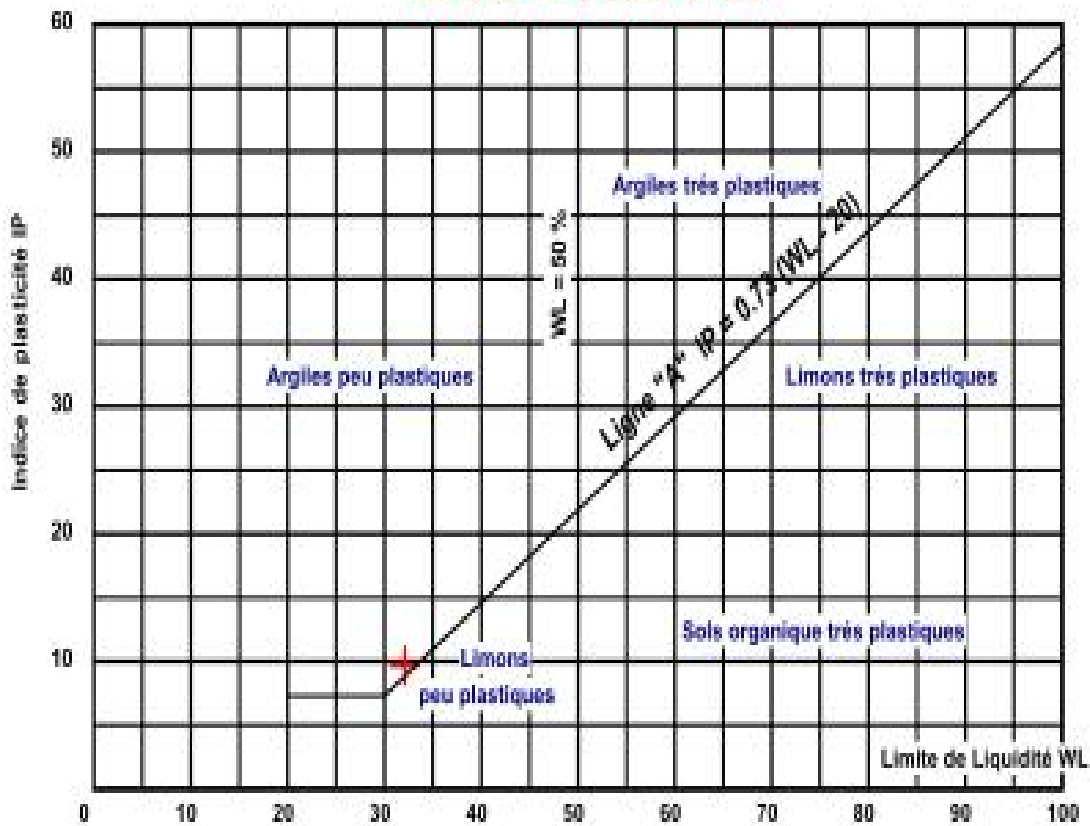
ABAQUE DE CASAGRANDE



La limite d'atterberg de l'argile très plastique de la profondeur (23,4 à 24) m

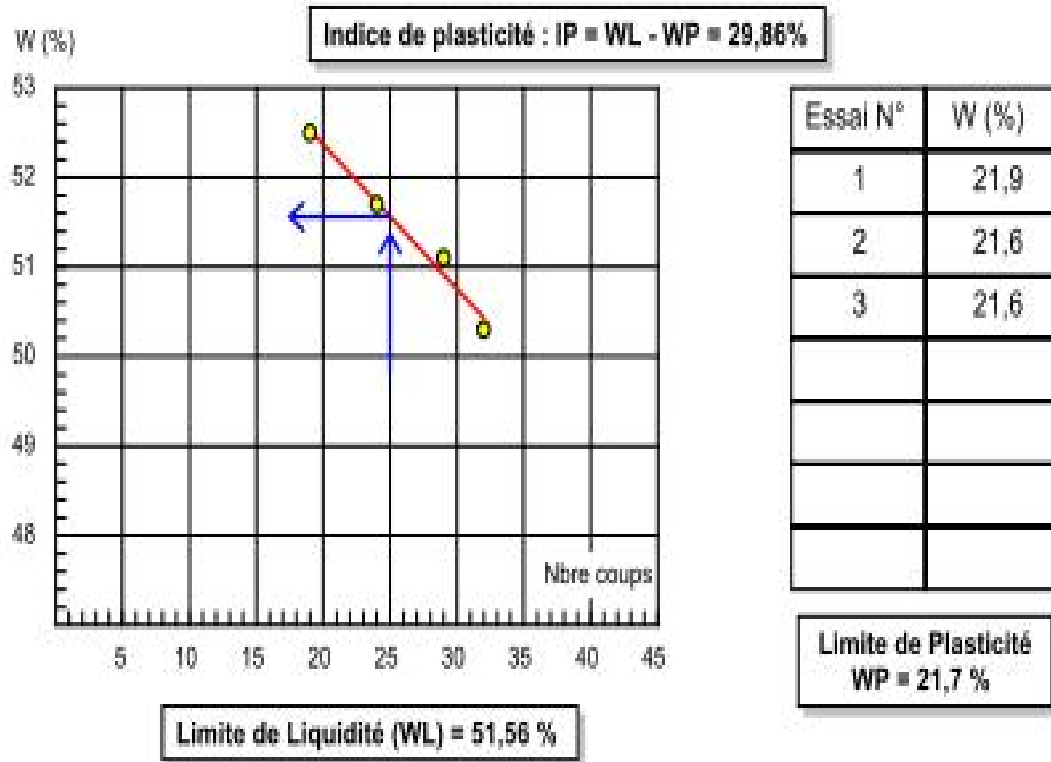


ABAQUE DE CASAGRANDE

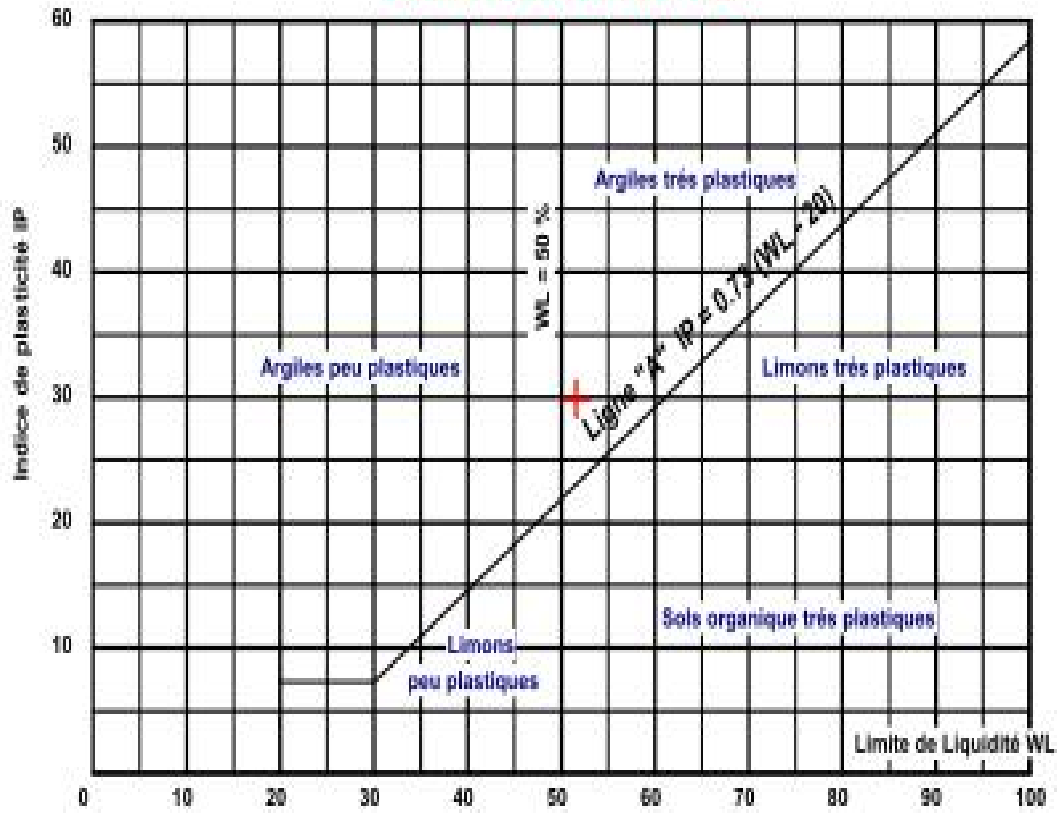


La limite d'atterberg de limon peu plastique de la profondeur (6 à 6,5) m

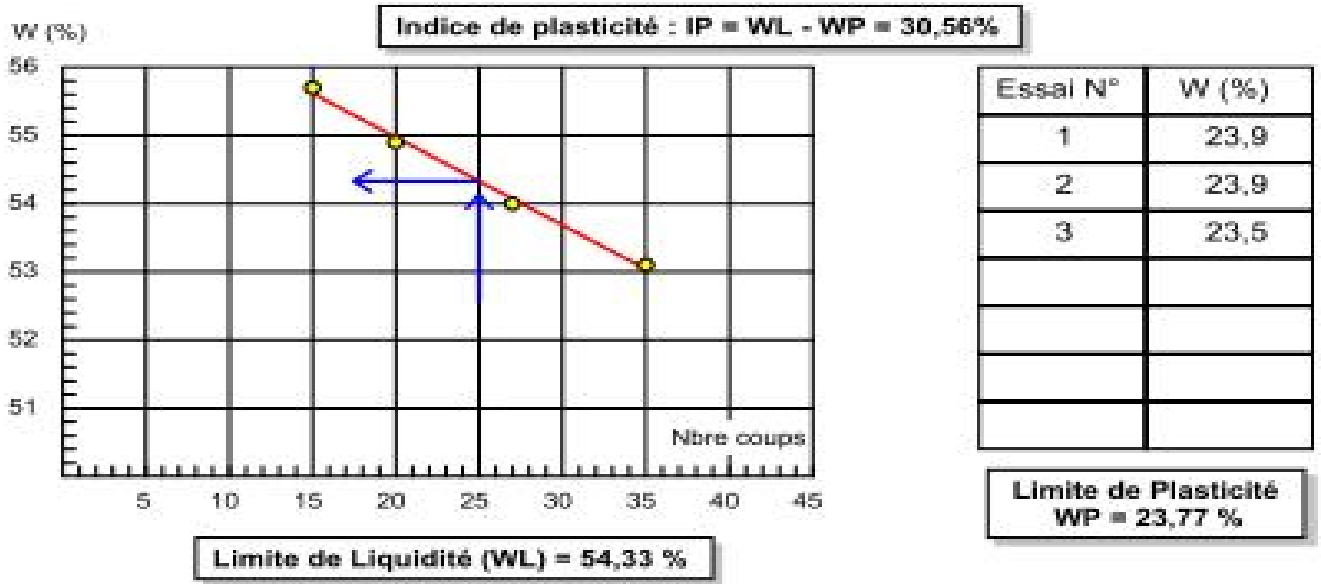
Sondage2



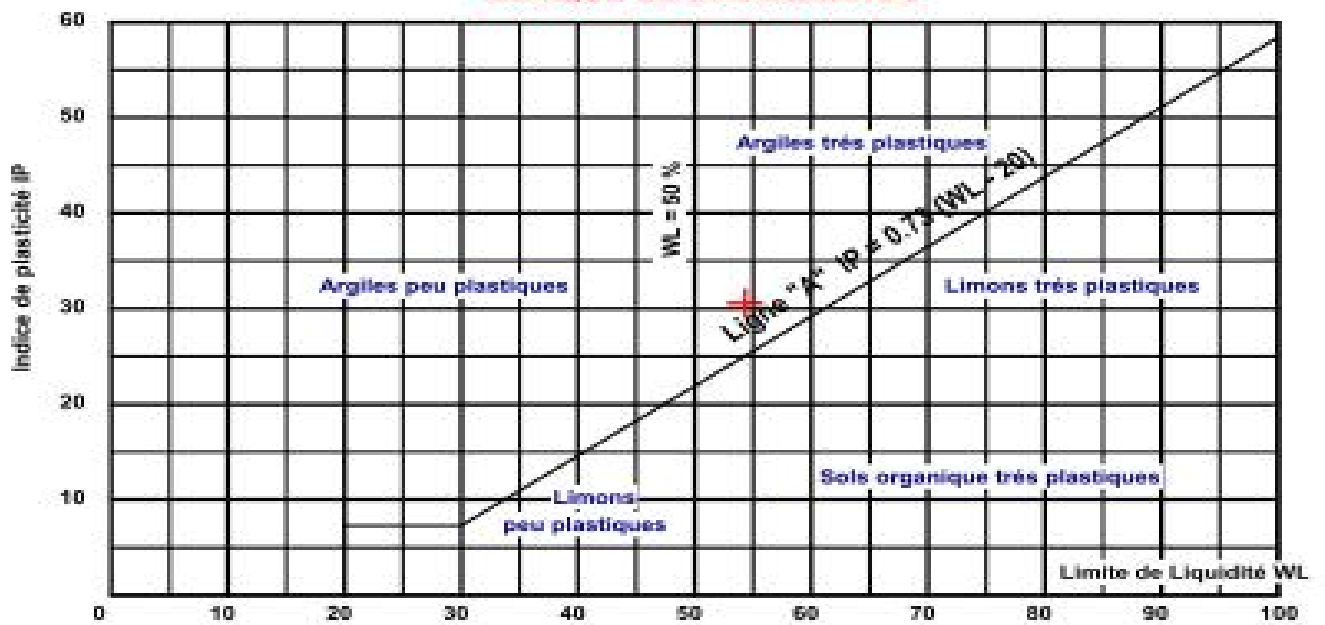
ABAQUE DE CASAGRANDE



La limite d'atterberg d'argile très plastique de la profondeur (18,8 à 19,2) m
 Sondage 2

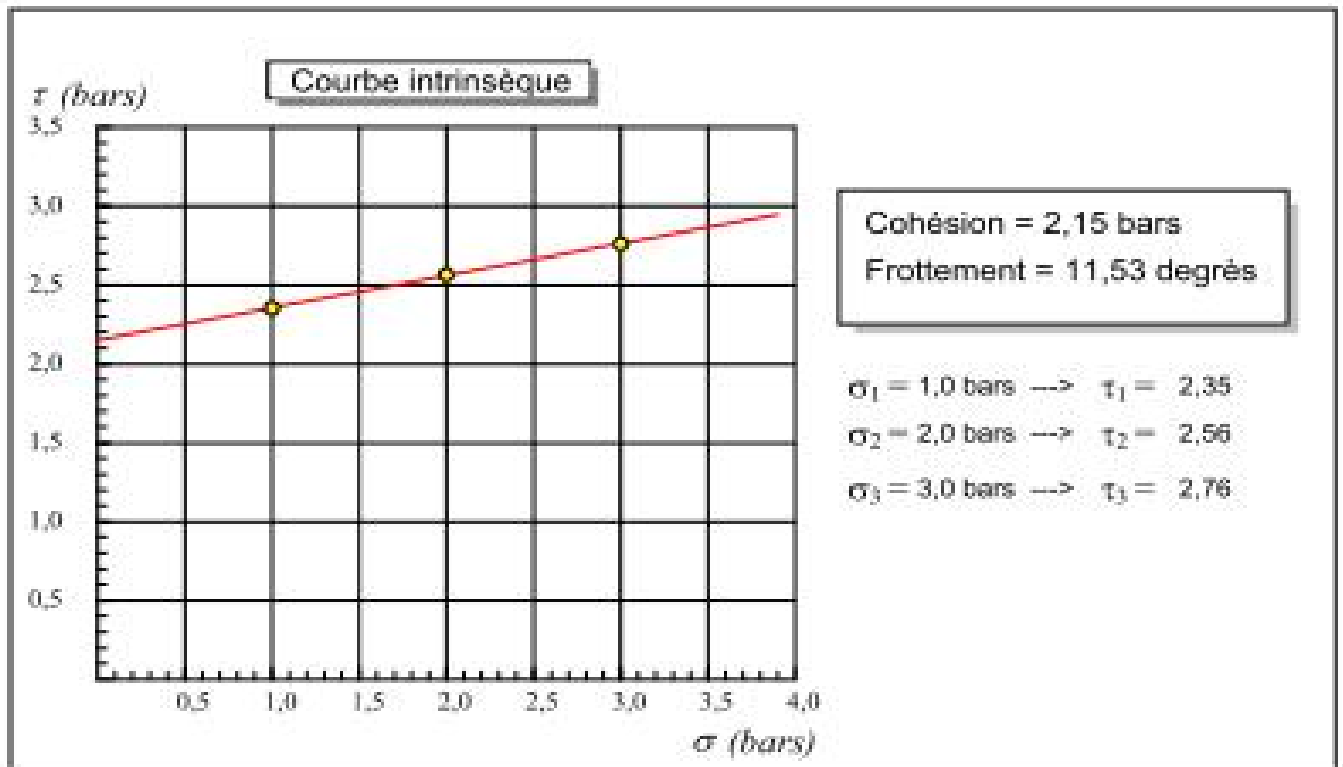
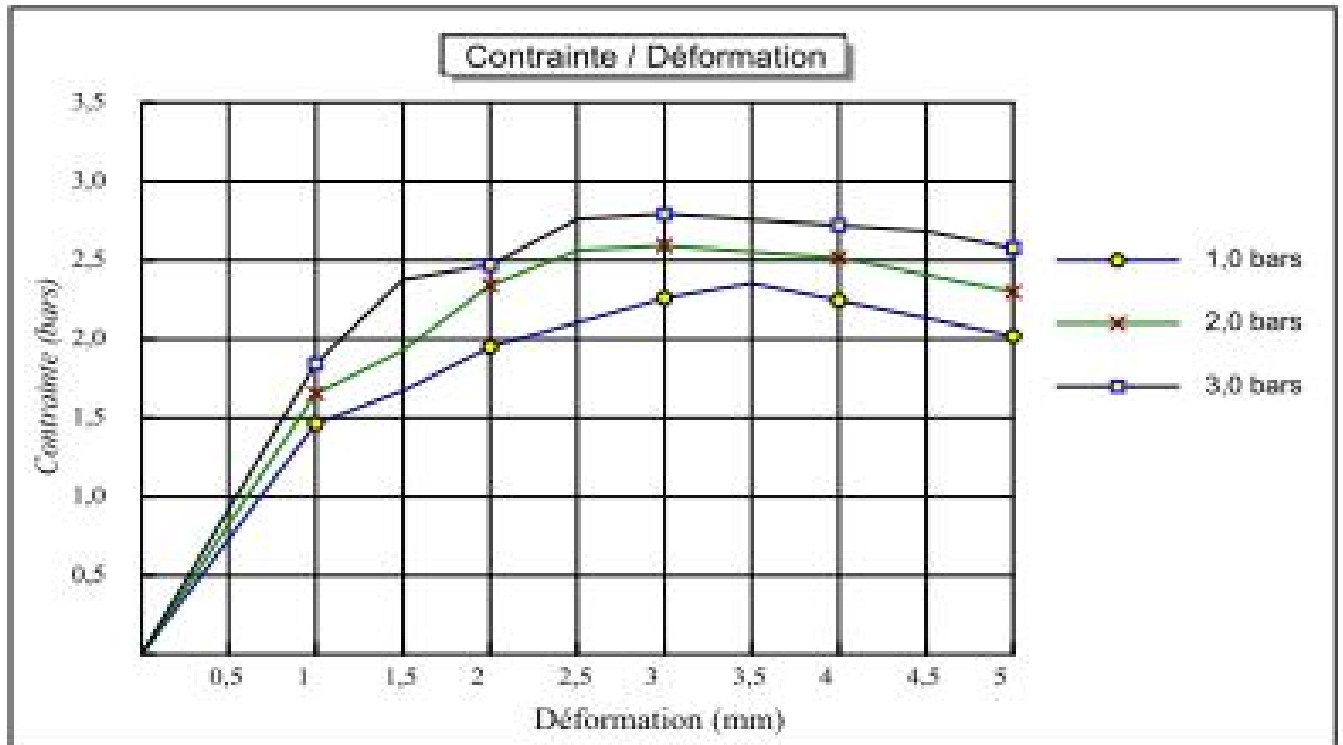


ABAQUE DE CASAGRANDE



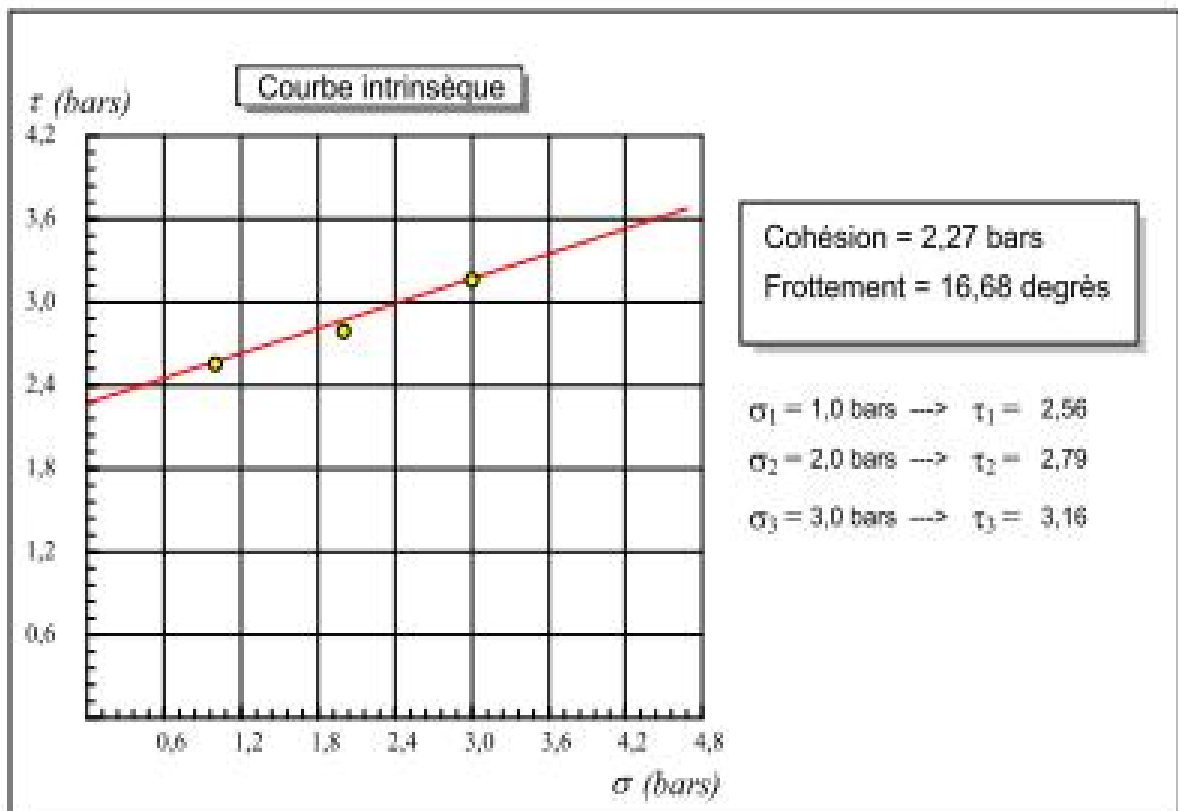
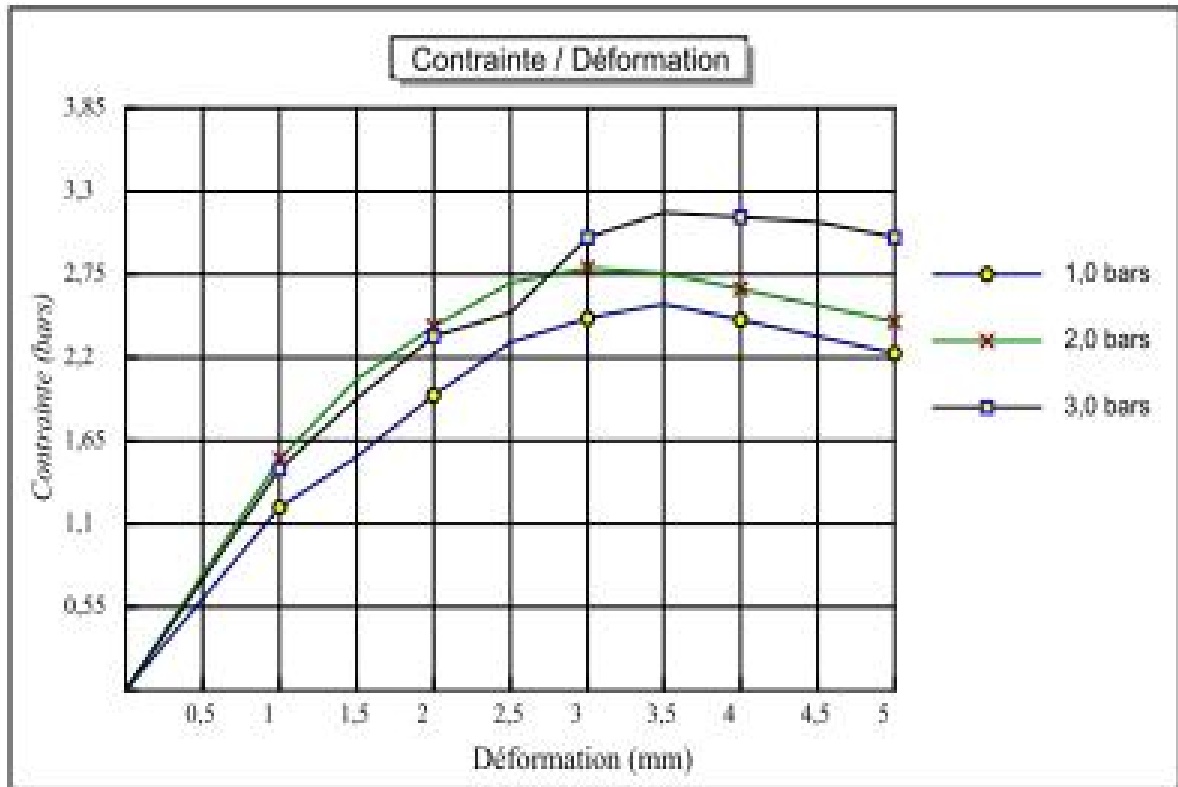
La limite d'atterberg de l'argile très plastique de la profondeur (20,5 à 21) m

Sondage 2



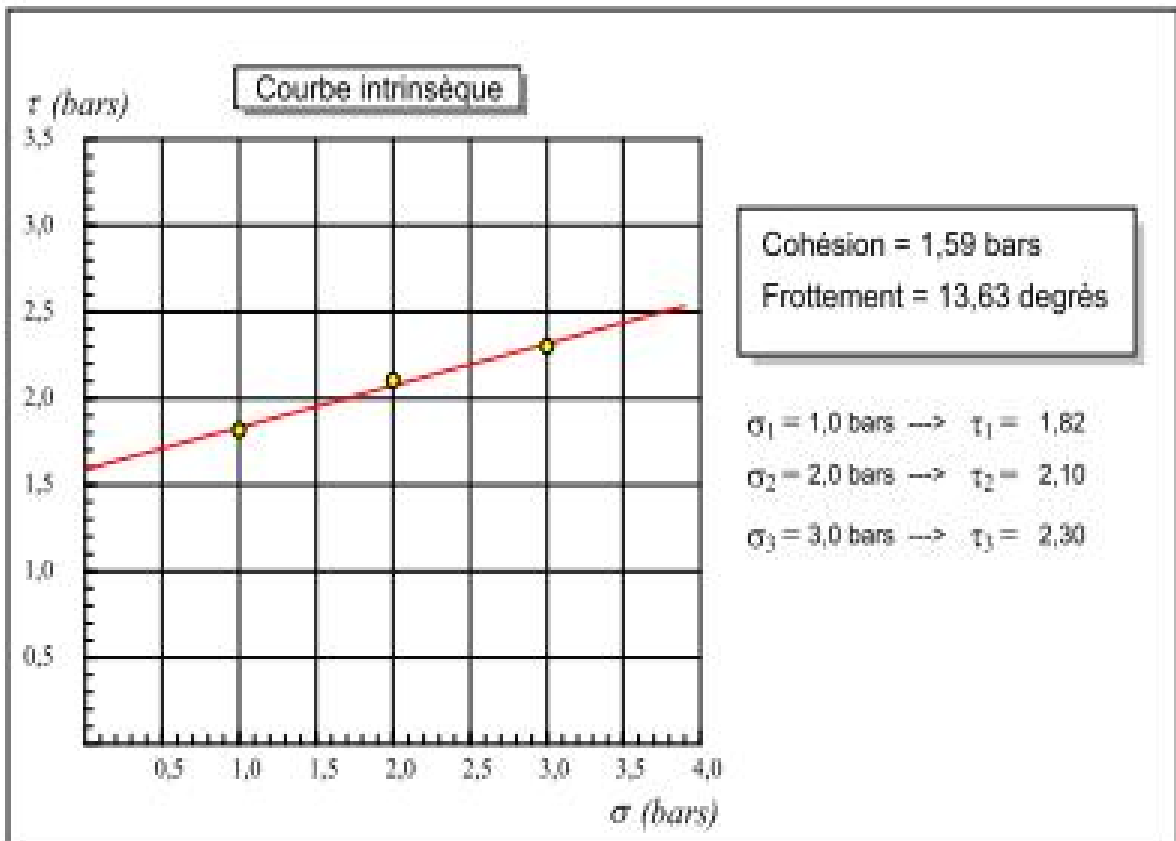
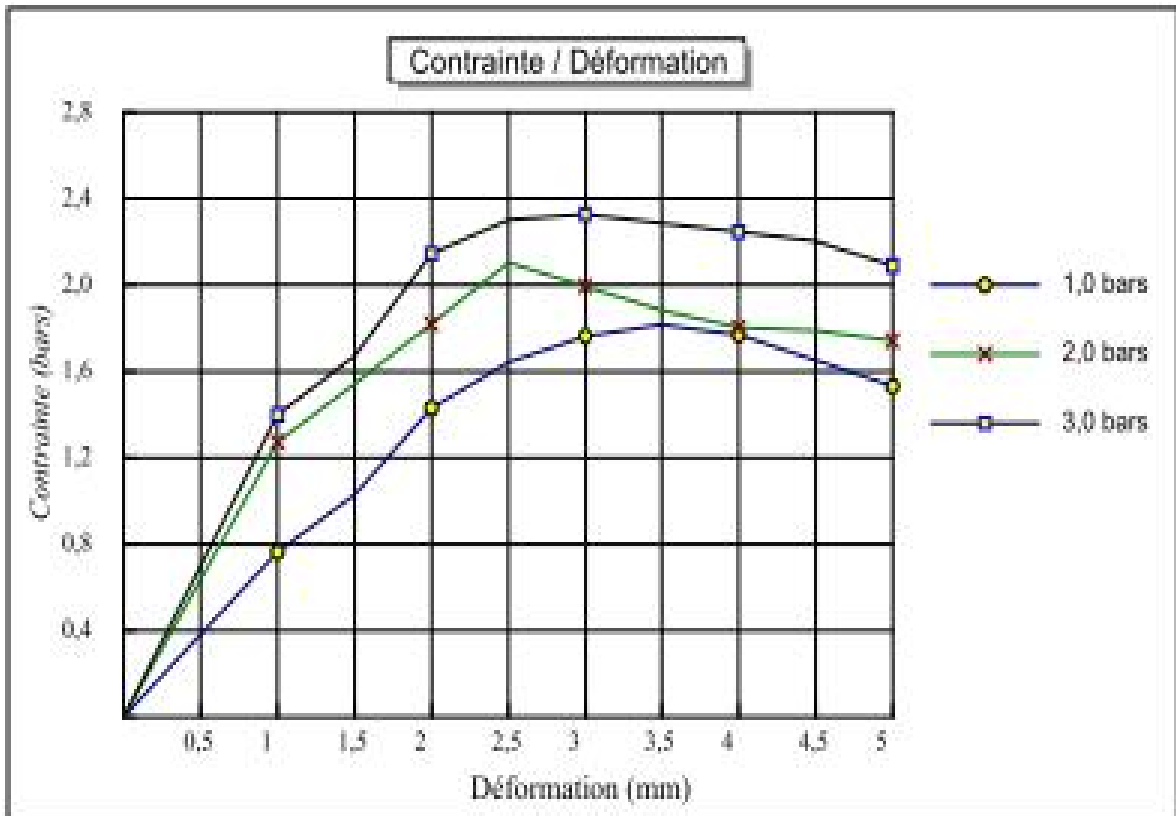
Essai de cisaillement rectiligne UU de la profondeur (23,4 à 24)

Sondage 1



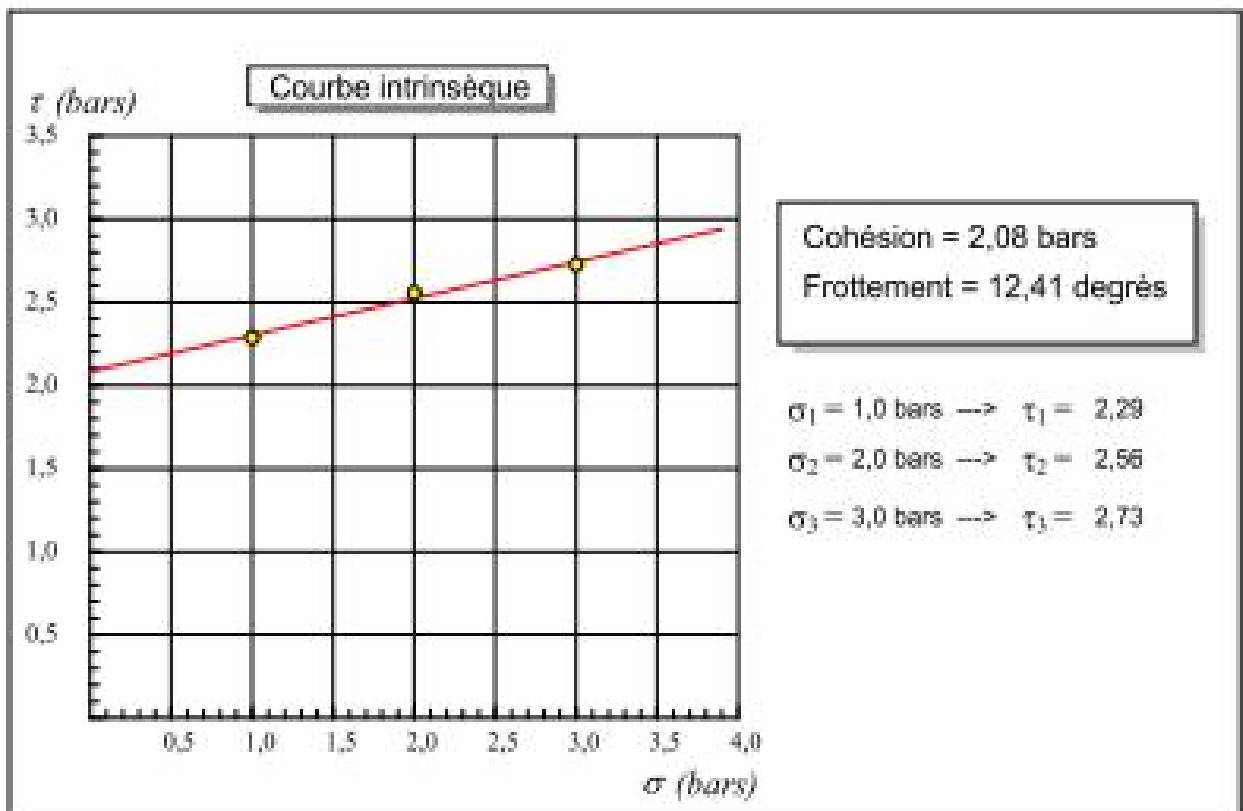
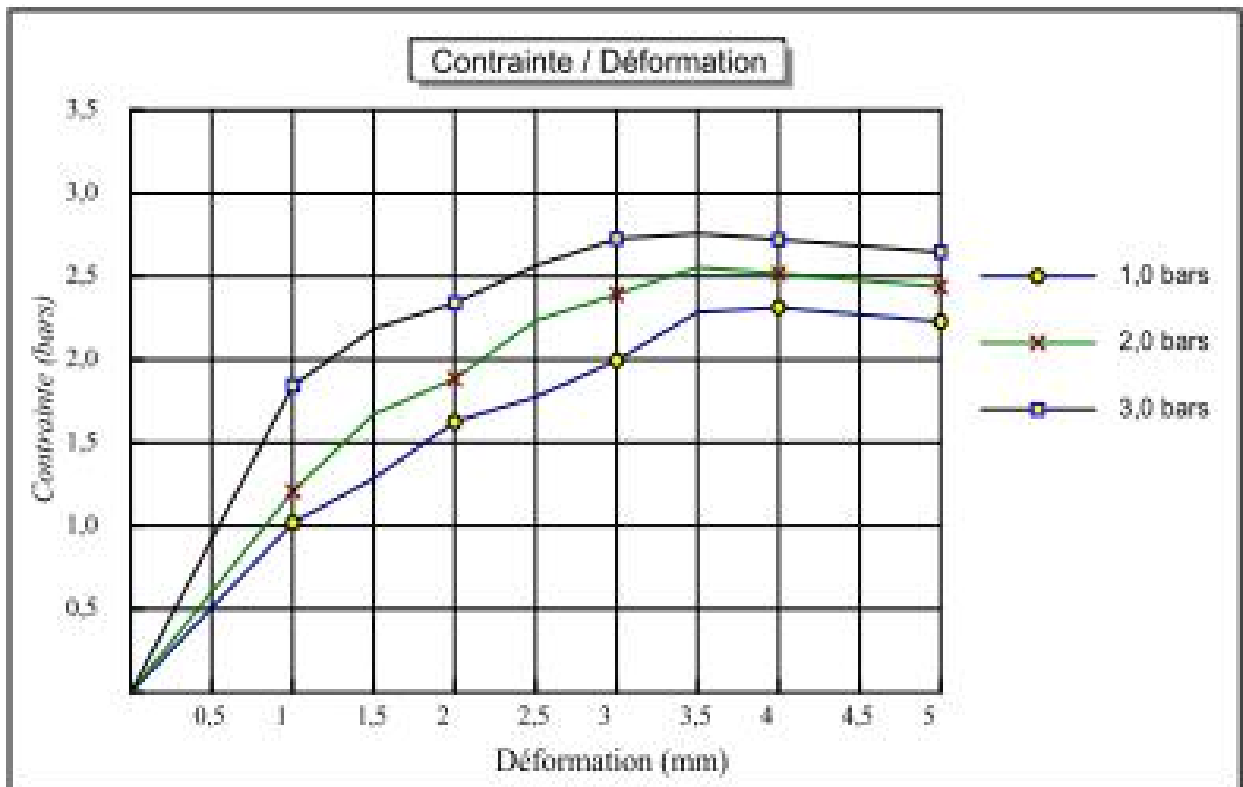
Essai de cisaillement rectiligne UU de la profondeur (26 à 26,4) m

Sondage 2



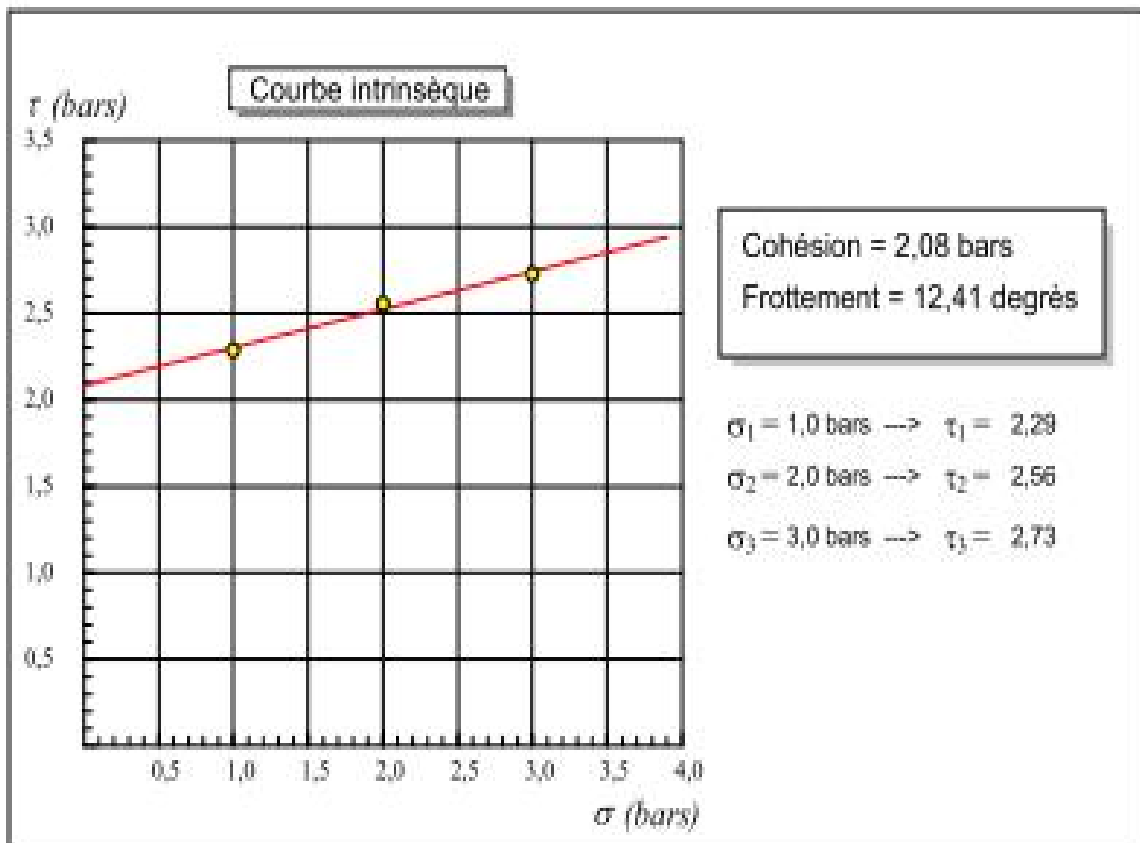
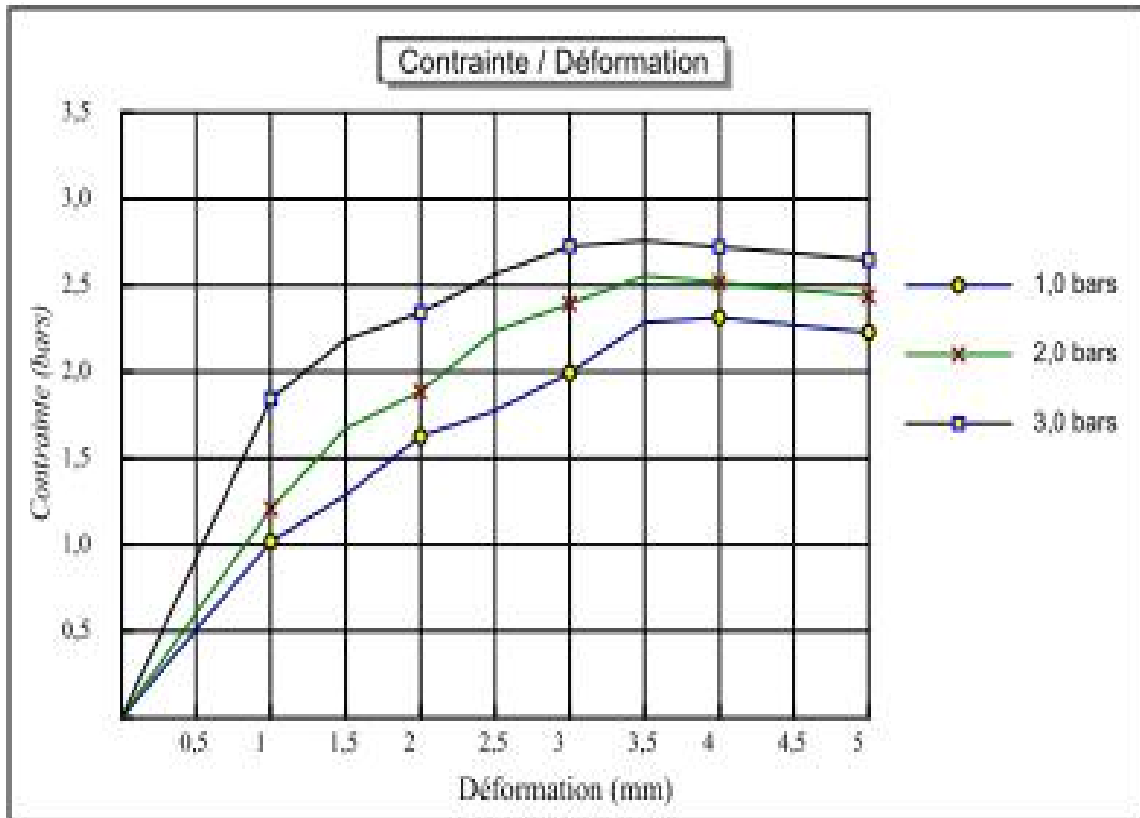
Essai de cisaillement rectiligne UU de la profondeur (18,8 à 19,2) m

Sondage 2



Essai de cisaillement rectiligne UU de la profondeur (20,5 à 21) m SC02

Sondage 1



Essai de cisaillement rectiligne UU de la profondeur (20,5 à 21) m SC02

Résumé :

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

Une série de calculs du facteur de sécurité a été menée en utilisant la méthode de Bishop, Morgenstern-Price et celle de Janbu., les résultats du calcul de ce coefficient mènent à dire qu'avec une rupture de type circulaire, celle-ci est de très grande ampleur (glissement profond). Cela est confirmé sur le site par les volumes mobilisés (des millions de m³P) après cette rupture qui a touché tous les gradins de la carrière de Meftah jusqu'à la plateforme inférieure (finale) de cette dernière. Une autre série de calcul du facteur de sécurité a été faite pour étudier la stabilité du talus actuel, les résultats de ce calcul montre que le talus risque toujours de se mobiliser.

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

Abstract:

The objective of this work is to study the slope stability of the career Meftah (Blida) following the landslide which occurred on 11 December 2010 and to study the stability of the region slipped to 'Current state. To do so, it was used a stability calculation software well suited to sliding problems, to understand the failure mechanism. Using the latter it was built two models of the slope of the Meftah limestone quarry by using the physico-mechanical properties of the constituent lands and the topographic map and geological cross-section of the quarry. The calcareous materials and clayey sandstone bedrock on which they are based, have been considered as Coulomb materials (failure envelope by linear shear)

A series of calculations of the safety factor was conducted using the method of Bishop, Morgenstern-Price and the Janbu. The results of the calculation of this factor leads to that with a break in the circular type, it is very large scale (deep-year). This is confirmed on site by the mobilized volumes (millions of m³P) after the break that affected all tiers of the Meftah career to the lower platform (final) in this series dernière. Une autre factor calculation security was made to study the stability of the current embankment, the results of this calculation shows that the bank still may be mobilized.

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