

M0026/94A

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Education Nationale
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE MINIER

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

MEMOIRE DE MAGISTER

Présenté par : HAMIDI Moussa
Ingénieur d'Etat. Diplômé de l' E.N.P.A

ETUDE GEOTECHNIQUE DE LA STABILITE
DES TALUS DANS LE QUARTIER DE
ZERGA DE LA MINE D'OUENZA

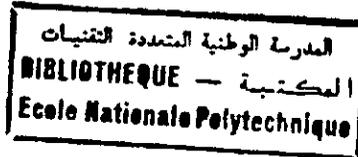
Soutenu le 17/10/1994 devant le jury composé de :

M. BALI
M. A. BACHAR
S. GUERRAK
A. AIT YAHIAËTENE
S. CHABOU

Professeur (E N P A)
Docteur d' Etat (E N P A)
Docteur d' Etat
Docteur es-Science (E N P A)
Docteur (E N P A)

Président
Rapporteur
Examineur
Examineur
Examineur

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Education Nationale
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE MINIER



MEMOIRE DE MAGISTER

Présenté par : HAMIDI Moussa
Ingénieur d'Etat. Diplômé de l' E.N.P.A

**ETUDE GEOTECHNIQUE DE LA STABILITE
DES TALUS DANS LE QUARTIER DE
ZERGA DE LA MINE D'OUENZA**

Soutenu le 17/10/1994 devant le jury composé de :

M. BALI	Professeur (E N P A)	Président
M. A. BACHAR	Docteur d' Etat (E N P A)	Rapporteur
S. GUERRAK	Docteur d' Etat	Examineur
A. AIT YAHIATENE	Docteur es-Science (E N P A)	Examineur
S. CHABOU	Docteur (E N P A)	Examineur

DEDICACE

A la memoire de mes parents

A ma fille

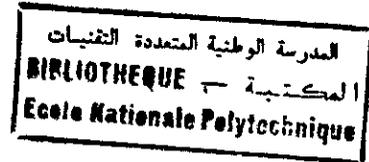
A mes freres et soeurs

A la famille HARMAÏ et JIJOUNI

A mes chers amis

Je dedie ce modeste travail

REMERCIEMENT



Au terme de ce travail, je tiens à exprimer ma sincère reconnaissance et ma profonde gratitude à mon promoteur, Dr MOHAMED AGUID B. maitre de conférence à l'E.N.P.A pour son suivi continu, durant l'élaboration du présent projet.

Je tiens à remercier tous les enseignants du département GENIE MINIER de l'E.N.P.A., en particulier à MM Dr AIT YAHIA TENE chef de notre département, Dr S.CHABOU et Dr GUERAK.

Je tiens également à remercier l'ensemble du Personnel:

- du département du Genie Minier (ENPA).
- de l'EN.Fer-Phos unité de l'Ouenza.
- de l'EDMINE (EL.HARRACH).
- de l'E.R.E.M (BOUMERDES).
- du centre de calcul de l'ENPA et de l'ENSI d'AIN DEFLA.

J'exprime également ma reconnaissance à Mr BALI professeur à l'ENPA d'avoir bien voulu accepter de présider le jury.

S O M M A I R E

- Chap. I : Proprietes physico-mecaniques des roches.
- Chap II: Proprietes physico-mecaniques des roches *in situ*
- Chap III: Principaux facteurs influencant la stabilite des pentes.
- Chap IV: Etude de la stabilite des talus.
- Chap V : Conditions geologiques et minieres.
- Chap VI: Determination des proprietes physico-mecaniques.
- Chap VII: Interpretation des resultats.
- Conclusion Generale.
- Bibliographie.
- Liste des tableaux.
- Liste des figures.
- Table des matieres.

INTRODUCTION

La stabilisation de terrains constitue un des problèmes posés de longue date aux géotechniciens et aux gestionnaires d'ouvrages d'art et minier.

Pour les carrières et les mines, il s'agit d'assurer la continuité de la production et la sauvegarde des moyens humains et matériels de production. C'est pourquoi une étude de stabilité des bords de talus et la détermination des paramètres géométriques des gradins est nécessaire.

L'exploitation à ciel-ouvert se heurte à de sérieuses difficultés liées aux glissements de terrains rocheux. Parmi les plus importantes manifestations de glissements, nous avons celle du chantier "Zerga", notamment les terrains situés au dessus du corps minéralisé "NORD-Zerga". Ces glissements ont mis en oeuvre une surface globale de près de 40 000 m². Depuis plusieurs années se poursuivent des glissements successifs se prolongeant vers l'ouest, c'est à dire vers les installations de skip et vers les chantiers d'exploitation situés dans la partie du "pic-Chagoura-Sud" et "Chagoura-Nord", la continuation des glissements vers ces chantiers entraîne des retards dans l'exploitation. Vu l'ampleur de ces manifestations de glissements sur le chantier "Zerga"; vu aussi que leur influence possible sur les autres chantiers de grande production des minerais et sur les voies d'accès, l'étude détaillée permettra de déterminer les causes et les risques des glissements et d'indiquer les mesures techniques à prendre afin d'assurer une meilleure exploitation dans toutes les dimensions du corps minéralisé. A l'étude de ces normes, l'étude de stabilité des talus du quartier "Zerga" sera le thème de notre recherche dont les objectifs principaux sont les suivants:

- Détermination des propriétés physico-mécaniques de la roche composant le talus (R_c , R_t , C , Q , ...etc.),
- Estimation du coefficient de sécurité,
- Donner des solutions et les mesures techniques à prendre pour assurer la sécurité des travaux miniers des chantiers.

Aussi, une approche théorique du problème à travers une analyse bibliographique sur le sujet s'impose. Ce qui nous permettra d'éclaircir certaines notions fondamentales et de choisir les méthodes et les procédés convenables applicables dans le cas de notre gisement.

Dans ce cadre, la résolution du problème posé peut se répartir en quatre ensembles importants à savoir:

- 1/ l'analyse théorique de la question
- 2/ l'expérimentation; en vue d'apprécier les propriétés des roches;
- 3/ l'interprétation des résultats obtenus;
- 4/ les recommandations.

CHAPITRE I

PROPRIETES PHYSICO-MECANQUES DES ROCHES

1.1. GENERALITES:

Parmi les nombreuses propriétés physico-mécaniques qui influent sur la stabilité nous retenons: la densité, la masse volumique, la porosité, l'humidité, l'adsorption, la résistance à la compression, à la traction et au cisaillement, la plasticité, l'élasticité, la vitesse des ondes acoustiques, l'indice de continuité, le degré de saturation notamment.

1.2. PROPRIETES PHYSIQUES DES ROCHES:

1.2.1. LA DENSITE:

C'est la masse de l'unité de volume de la roche en phase solide, elle s'exprime en g/cm^3 , t/m^3 ou kN/m^3 . Elle est déterminée par la relation suivante [12]:

$$\gamma_d = \sum_1^n \gamma_i \nu_i \quad (1.1)$$

avec: n : nombre de minéraux dans la roche,

γ_i : densité de "i" minéral dans la roche,

ν_i : pourcentage (%) de "i" minéral dans la roche.

Ou bien, on peut la déterminer par la relation suivante [12]:

$$\gamma_d = \frac{M_{sec}}{V_{sec}} \quad (1.2)$$

avec M_{sec} : masse de l'échantillon à l'état sec,

V_{sec} : volume de l'échantillon à l'état sec.

Pour la plupart des roches, le poids volumique varie entre 24 et 28 kN/m^3 [7].

1.2.2. MASSE VOLUMIQUE:

C'est la masse de l'unité de volume de la roche en phase naturelle, elle est donnée par la relation suivante:

$$\gamma_{nat} = \frac{M_{sec}}{V_{nat}} \quad (1.3)$$

où
$$V_{nat} = V_{sec} + V_v$$

1.2.3. LA POROSITE:

Elle s'exprime par la relation suivante [7]:

$$p = \frac{V_v}{V_t} \times 100 \quad (1.4)$$

avec V_v : volume des vides de la roche, (les pores)

V_t : volume totale de la roche.

γ_d , γ_{nat} et p sont reliés par la relation suivante [12]:

$$\gamma_{nat} = \gamma_d (1 - p) \quad (1.5)$$

La porosité totale varie de quelques % à plus de 40% dans les roches sédimentaires [7], dans les roches éruptives, elle est plus faible, souvent inférieure à 1%. Suivant la porosité, les roches sont classées en quatre catégories:

Porosité (%)	Roches
0 à 5	faible porosité
5 à 10	porosité moyenne
10 à 20	porosité élevée
> 20	grande porosité

Tableau 1.1: Classification des roches selon la porosité [12].

Determination de la porosite:

i) en laboratoire: (voir 1.2.1 et 1.2.2)

ii) par les méthodes géophysiques: par la détermination de la vitesse des ondes acoustiques.

La figure 1.1 ci-après montre l'influence de la porosité sur la vitesse des ondes acoustiques. On peut également déterminer la porosité en utilisant la résistance électrique ou l'absorption de rayonnement nucléaire.

Influence de la pression sur la porosité des roches:

STICTINCH [12] avait montré que la profondeur influence sur la porosité, il a proposé la formule suivante:

$$P_z = P_{z=0} \exp(-0.25 K_B z) \quad (1.6)$$

P_z : porosité à la profondeur "z"

$P_{z=0}$: porosité à la surface "z=0"

K_B : coefficient empirique.

L'allure de cette fonction est donnée par la figure 1.1. Où v : vitesse de propagation, Z : profondeur, ρ : masse volumique, R_c : résistance à la compression.

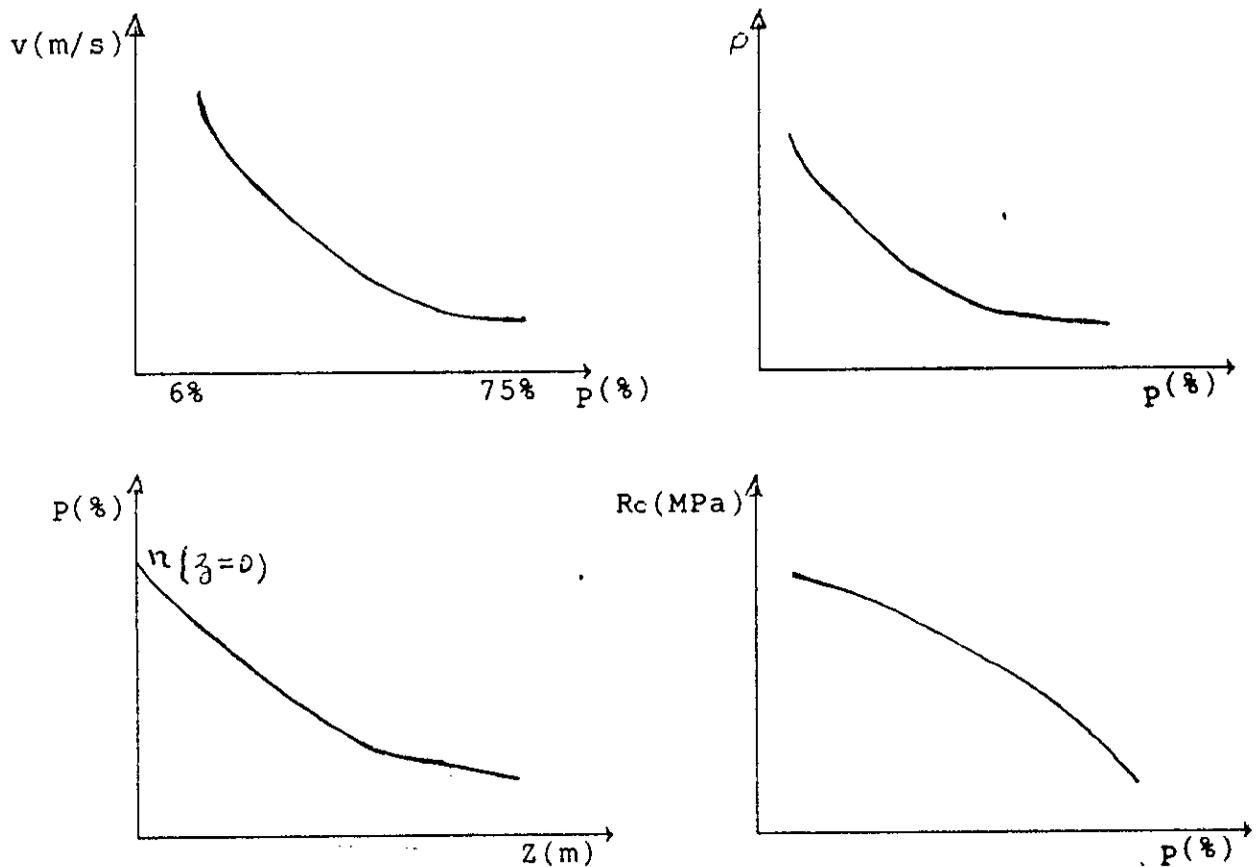


Fig 1.1: Influence de la porosité "n" sur v , ρ , Pz , Rc . [12].

1.2.4. LA TENEUR EN EAU:

C'est le rapport du poids de l'eau contenu dans les vides au poids total de la roche. Il est donné par les relations [15]:

i) teneur en masse:

$$\omega_m (\%) = \frac{M_{sat} - M_{sec}}{M_{sec}} \times 100 \quad (1.7)$$

ii) teneur en volume:

$$\omega_v (\%) = \frac{V_{sat} - V_{sec}}{V_{sec}} \times 100 \quad (1.8)$$

Où M_{sat} : masse saturée de l'échantillon

M_{sec} : masse sèche de l'échantillon

V_{sat} : volume saturé de l'échantillon

V_{sec} : volume sec de l'échantillon

1.2.5. DEGRE DE SATURATION:

C'est le rapport du volume de l'eau contenu dans l'échantillon au volume des vides [15].

$$S_r = \frac{V_v}{V_v} \times 100 \quad (1.9)$$

1.2.6. CELERITE DES ONDES ACOUSTIQUES:

La mesure de la célérité des ondes acoustiques est considérée comme un essai indirect pour évaluer le degré de fissuration, ce dernier exprime la proportion en volume des vides correspondants aux seules fissures, il est donné par la relation suivante [24]:

i) si la porosité $P < 5 \%$ (roches peu poreuses)

$$DF = \frac{100 - I_c}{100} \quad (1.10)$$

ii) si la porosité $P > 5 \%$ (roches poreuses)

$$DF = \frac{100 - I_c - 1.4 P}{100 - 1.4 P} \quad (1.11)$$

L'utilisation de l'appareil à ultra-sous nous a permis de déterminer le temps nécessaire pour qu'une onde longitudinale traverse l'éprouvette. La vitesse de propagation dans les matériaux est donnée par la formule suivante [7]:

$$v = \frac{h}{t} \quad (1.13)$$

h: hauteur de l'échantillon,
t: temps de propagation de l'onde.

La présence des vides microscopiques au sein de la matrice rocheuse influe négativement sur la valeur de la vitesse longitudinale.

1.2.7. INDICE DE CONTINUITE:

C'est le rapport de la vitesse mesurée dans la roche à la vitesse théorique [5]:

$$I_c = \frac{V_L}{V_{Lh}} \times 100 \quad (1.14)$$

V_L : vitesse de propagation des ondes mesurées en laboratoire

V_{Lh} : vitesse de propagation des ondes dans un milieu supposé sans discontinuités (homogène). La valeur de V_{Lh} est estimée par la relation suivante [7]:

$$\frac{1}{V_{Lh}} = \frac{\sum C_i}{\sum V_{Li}} \quad (1.15)$$

où C_i : est la teneur en constituant "i" de la roche
 V_{Li} : Vitesse de propagation dans le constituant "i"

Dans le tableau 1.2 nous donnerons la gamme des vitesses de quelques types de roches.

Type de roche	Vlh moyenne (m/s)
GABBROS	7000
BASALTES	6500 à 7000
CALCAIRES	6000 à 6500
CALCAIRE DOLOMOTIQUE	6500 à 7500
GRES DE QUARZITE	6000
GRANITES	5500 à 6000
GYPSE	5000
MARNES	6000 à 7500

Tableau 1.2: Gamme de vitesses des roches [7].

Une classification des roches suivant l'indice de continuité a été établie [7] voir tableau 1.3.

IC(%)	95-100	90-95	75-90	50-75	25-50	< 25
Qualité	très bonne	bonne	moyenne	médiocre	mauvaise	très mauvaise

Tableau 1.3: Classification des roches suivant l'indice de continuité [7].

1.3. LA FISSURATION:

1.3.1. LA FISSURITE:

C'est le facteur le plus important qui caractérise les roches et les sols; car elle permet le choix de la méthode d'exploitation, de résoudre le problème de la stabilité des bords de carrière, du talus et d'autres problèmes de génie-minier.

1.3.2. COEFFICIENT DE FISSURATION:

Il peut être reporté à des dimensions linéaires, de surfaces ou de volumes [12].

* Coefficient de fissuration linéaire: il est déterminé par la relation suivante:

$$S_1 = \frac{n}{L} \quad (1.16)$$

avec L : longueur de la partie étudiée du massif (en m)
n : nombre de fissures sur la partie mesurée.

* Coefficient de fissuration superficielle: il est donné par la relation suivante:

$$S_2 = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad (1.17)$$

L_i : longueur de la fissure "i"
 S : surface mesurée
 n : nombre de fissures

* coefficient de fissuration volumique: il est déterminé par la relation suivante:

$$S_g = \frac{\sum_{i=1}^n S_i}{V} \quad (1.18)$$

S_i : surface de la fissure "i"
 V : volume examiné
 n : nombre de fissures.

1.4. PROPRIETES MECANIQUES:

Parmi les propriétés mécaniques, on distingue les propriétés de déformabilité (module d'élasticité) et les propriétés de résistance:

1.4.1. MODULE D'ÉLASTICITE: (module de YOUNG)

Il est défini comme étant le rapport de la contrainte normale " σ " sur la déformation linéaire " ϵ " :

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon} \quad (1.19)$$

Il est déterminé à partir d'un essai de compression simple, il permet de classer les roches (tableau 1.4 ci-dessous). Il peut être déterminé à partir de la mesure de la célérité des ondes longitudinales " v_l " et transversales " v_s " [24].

$$E = \rho v_s^2 \frac{3v_l^2 - 4v_s^2}{v_l^2 - v_s^2}$$

$$E = \rho v_l^2 \quad \text{avec } \rho: \text{ masse volumique.} \quad (1.20)$$

roche	très déformable	moyenne	raide	très raide
E(MPa)	< 2000	à 10000 20000	50000	> 80000

Tableau 1.4: Classification des roches à partir du module de YOUNG [24].

1.4.2. ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE:

C'est l'essai le plus fréquent, l'échantillon est une carotte d'élanement 2 à 2,5 avec deux faces planes [7], lisses et parallèles obtenues par une rectification soignée.

L'échantillon est placé entre les plateaux de la presse. Sa déformation " ε_1 " est ensuite mesurée à l'aide d'un comparateur en fonction de l'effort exercé "F". Sa loi de comportement est donnée par la relation [28]:

$$F = f(\varepsilon_1). \quad (1.21)$$

La presse s'allonge élastiquement en fonction de l'effort exercé suivant une loi linéaire

$$Q = K.\varepsilon_2 \quad (1.22)$$

(K 'étant la raideur de la presse et " ε_2 " la déformation).

La figure 1.2 montre comment on passe du schéma de la presse à un schéma équivalent plus commode. En équilibre, on a l'égalité suivante: $F = Q$. Le Déplacement du plateau mobile est désigné par la relation:

$$\Gamma = \varepsilon_1 + \varepsilon_2. \quad (1.23)$$

Avant d'atteindre la rupture, toute augmentation de (Γ) se répartit suivant (ε_1) et (ε_2), En conservant l'égalité. La figure 1.2 donne une représentation géométrique des équations (1.21) et (1.22). Les aires OAB et OA'B' représentent les énergies fournies à l'échantillon et à la presse. cette représentation permet de calculer facilement l'énergie fournie au système au cours d'un essai de compression:

$$*L'échantillon a reçu: W_E = \int f(\varepsilon) d\varepsilon \quad (1.24)$$

$$*La presse a reçu: W_P = \int K.\varepsilon d\varepsilon. \quad \varepsilon_2 = \Gamma - \varepsilon_1 \quad (1.25)$$

$$L'énergie totale reçue est: W_T = W_E + W_P \quad (1.26).$$

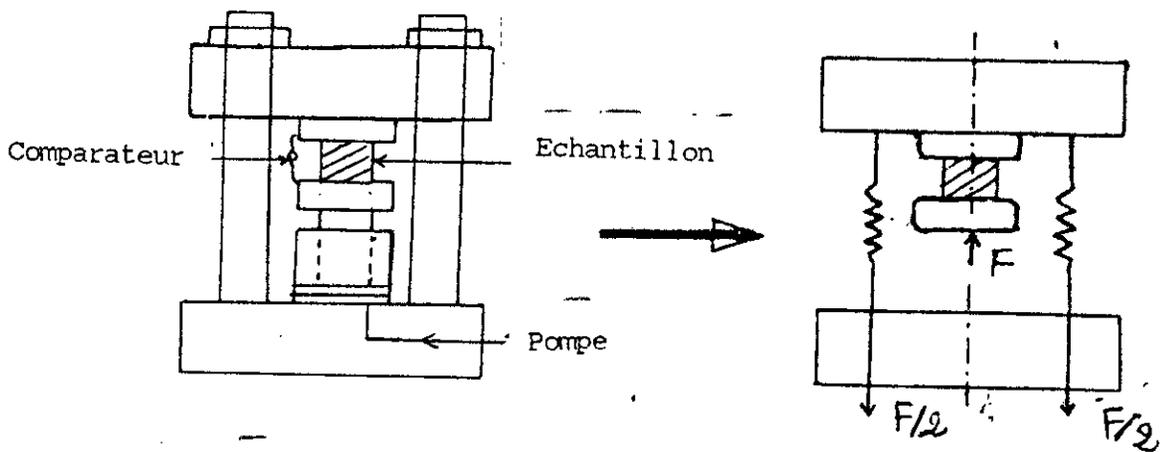
La résistance à la compression (σ_c) est le rapport de la charge maximale atteinte sur la section (S):

$$\sigma_c = \frac{F}{S} \quad [\text{MPa}]. \quad (1.27)$$

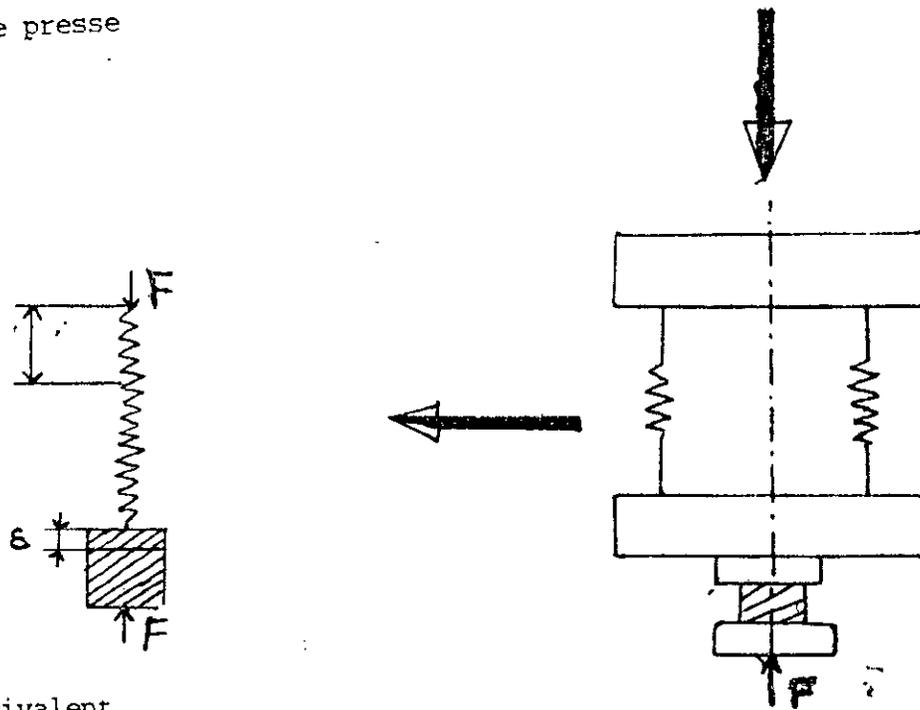
Le tableau ci-dessous donne une classification en résistances des roches, en fonction des valeurs de (σ_c):

Roches	Faiblement Résistantes	Moyennes	Résistantes	très Résistantes
σ_c (Mpa)	< 5	20	60	> 100

Tableau 1.5: Classification des roches en fonction des résistances (σ_c) [24].



a-Schema d'une presse



b-Schema equivalent

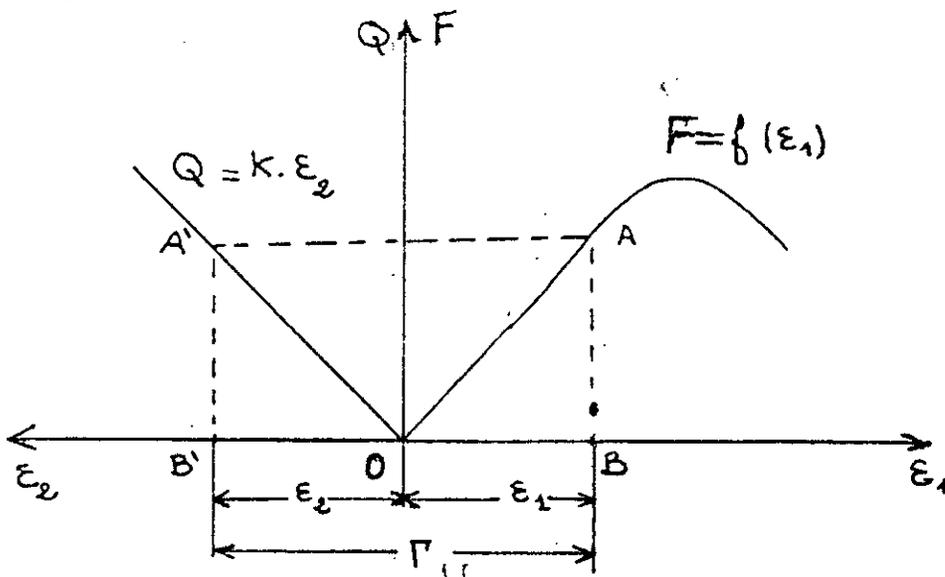


Fig. 1.2: Essai de compression simple; [28].

1.4.3. ESSAI A LA TRACTION (BRESILIEN):

L'essai brésilien est l'essai de traction le plus commun pour les roches (essai à la traction indirecte). Pour réaliser cet essai, on utilise une éprouvette de longueur à peu près égale au diamètre. L'éprouvette est placée entre les plateaux de la presse puis elle est chargée (figure 1.3). La contrainte de traction est donnée par la relation suivante:

Pour une éprouvette cylindrique:

$$\sigma_t = \frac{2 F_{\max}}{\pi D L} \quad (1.28)$$

Pour une éprouvette parallélépipédique:

$$\sigma_t = \frac{0.668 F_{\max}}{1.42 a b} \quad (1.29)$$

Avec F_{\max} : la charge maximale appliquée

+D, L: dimensions de l'éprouvette cylindrique

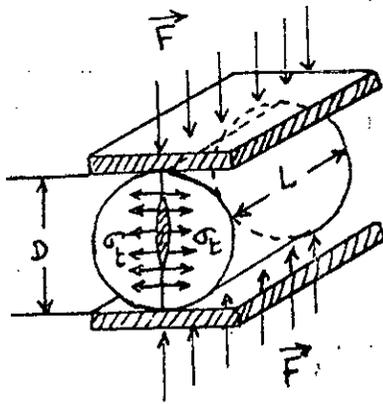
+a, b: dimensions de l'éprouvette parallélépipédique

Le tableau 1.6 donne une classification en résistance des roches en fonction des valeurs de σ [24].

Roches	faiblement résistantes	moyennes	résistantes	très résistantes
σ_t (MPa)	0.40	1.50	4.00	>20

Tableau 1.6: Classification des roches en fonction des résistances (σ_t) [24].

La contrainte de traction est fonction de la contrainte de compression: $\sigma_c = k \sigma_t$ avec $3 < k < 10$ [12].

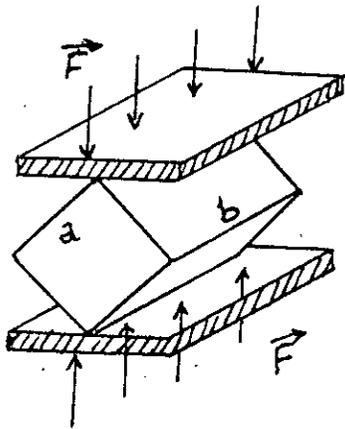


a. Eprouvette cylindrique:

Dimensions:

$$D = L = 4 - 5 \text{ cm}$$

$$R_t = \sigma_{tmax} = \frac{2 F_{max}}{\pi \cdot D \cdot L}$$



a. Eprouvette parallépipédique

Dimensions:

$$b = a \cdot \sqrt{2} ; \quad a = 4 - 5 \text{ cm}$$

$$R_t = \sigma_{tmax} = 0,668 \frac{2 F_{max}}{a \sqrt{2} \cdot b}$$

Fig. 1.3: Traction indirecte (essai Brésilien).

1.4.4. ESSAI DE COMPRESSION TRIAXIALE:

L'essai consiste à soumettre une éprouvette à:

* Une pression hydrostatique ($\sigma_3 = \sigma_2 = P$) appelée "étrointe latérale" appliquée par l'intermédiaire d'un fluide remplissant la cellule de l'appareil ($\sigma_3 = \sigma_2 = P$ (où P est la pression de confinement)).

* Une contrainte axiale σ_1 appliquée par l'intermédiaire d'un piston ($\sigma_1 = \frac{F}{S}$). L'essai courant consiste à faire croître σ_1 à vitesse de déformation constante jusqu'à la rupture de l'éprouvette, σ_3 et σ_2 restant constantes (figure 1.4).

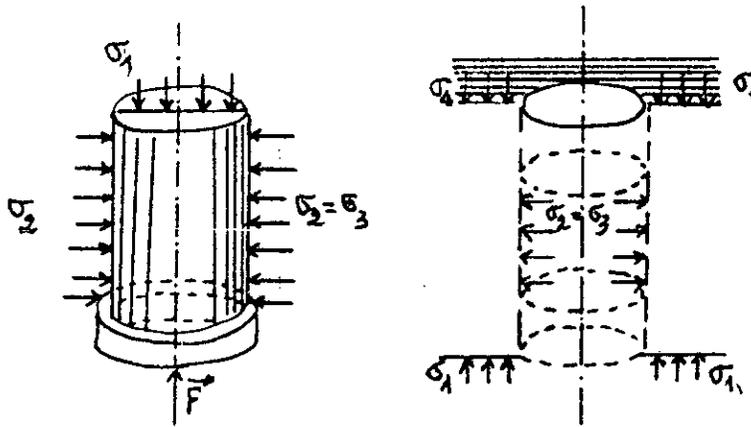


Fig. 1.4: Essai triaxial.

1.4.5. ESSAI DE TORSION:

Il est relativement simple, il est proposé par [7] " LUNDBORG " en 1966. L'échantillon est placé dans un anneau et un effort axial est appliqué. La torsion appliquée sur l'anneau est donnée par la relation suivante:

$$\tau = \frac{F}{2S} \quad (1.30)$$

Avec, F: l'effort de rupture
S: la surface de base.

1.4.6. DETERMINATION DE LA COHESION ET L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE (critère de MOHR):

En se basant sur le graphe ci-dessous (figure 1.5) représentant la loi de MOHR-COULOMB, on peut trouver une relation entre la cohésion et l'angle de frottement interne en fonction de la résistance à la compression et la résistance à la traction.

Soit le triangle ABC:

$$\sin\phi = \frac{BC}{AF + FB} \quad \begin{array}{l} \text{Avec } BC = 2R_t \\ FB = 2R_t \\ AF = X \end{array}$$

De même on peut écrire que:

$$\sin\phi = \frac{2R_t}{X + 2R_t} \quad (1.31)$$

Soit le triangle ADE:

$$\sin\phi = \frac{ED}{AO + OD} = \frac{0.5R_c}{X + R_t + 0.5R_c} \quad (1.32)$$

D'après les équations (26) et (27) on peut déterminer la valeur de X:

$$X = \frac{2R_t^2}{0.5R_c - 2R_t} \quad (1.33)$$

En remplaçant (X) dans l'équation (26) on aura:

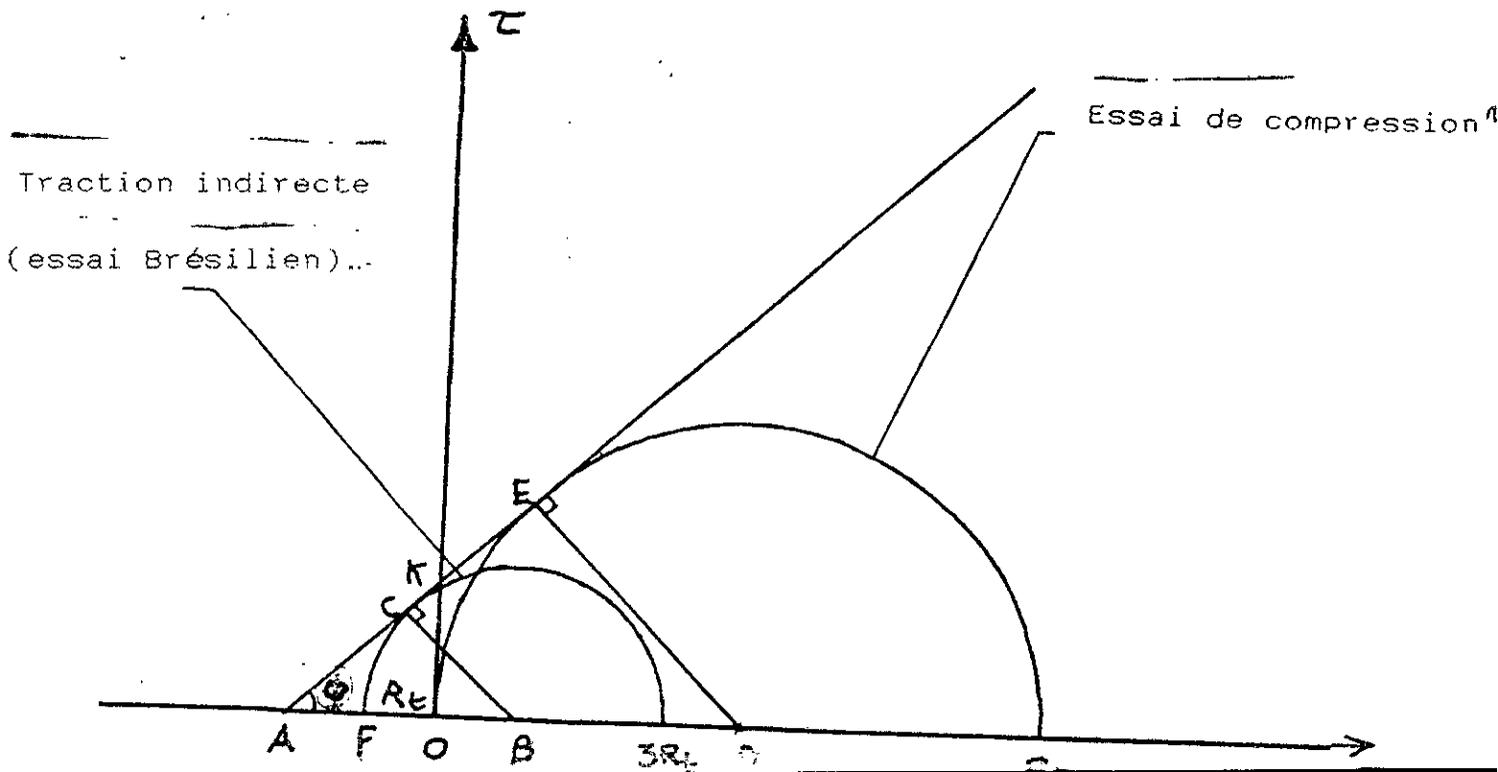
$$\phi = \text{Arcsin} \frac{R_c - 4R_t}{R_c - 2R_t} \quad (1.34)$$

Pour trouver la cohésion, on doit chercher $Tg\phi$ dans le triangle AOK et nous aurons:

$$Tg\phi = \frac{C}{X + R_t} \quad \text{d'où} \quad C = (X + R_t) Tg\phi$$

enfin la cohésion sera égale à:

$$C = \frac{R_c \cdot R_t}{2(R_t R_c - 3R_t^2)^{1/2}} \quad (1.35)$$



1.4.7. RESISTANCE AU CISAILLEMENT:

La résistance au cisaillement représente la contrainte tangentielle limite avant la rupture. Dans un essai de cisaillement on distingue:

- * cisaillement simple
- * cisaillement par torsion
- * cisaillement par compression

Les différents cisaillement sont représentés sur la figure 1.6. Dans le cas d'un essai de cisaillement simple, la résistance au cisaillement est donnée par:

$$R_t = \frac{P_{\text{Max}}}{S} \quad (1.36)$$

Avec P_{Max} : Effort tangentiel entraînant la rupture.

S : Surface sur laquelle on applique l'effort P .

Suivant les surfaces de cisaillement on distingue un cisaillement simple avec une, deux surfaces de cisaillement ou une surface cylindrique de cisaillement (figure 1.6). Dans le cas d'un cisaillement par torsion, on soumet une éprouvette de [12] forme cylindrique à un couple de torsion. Ce dernier va engendrer des contraintes atteignant une valeur critique, elles nous donnent la résistance de cisaillement par torsion définie par la formule suivante:

$$\tau_{\text{max}} = \frac{M_t}{W_o} \quad (1.37)$$

M_t : Moment de la torsion à la rupture.

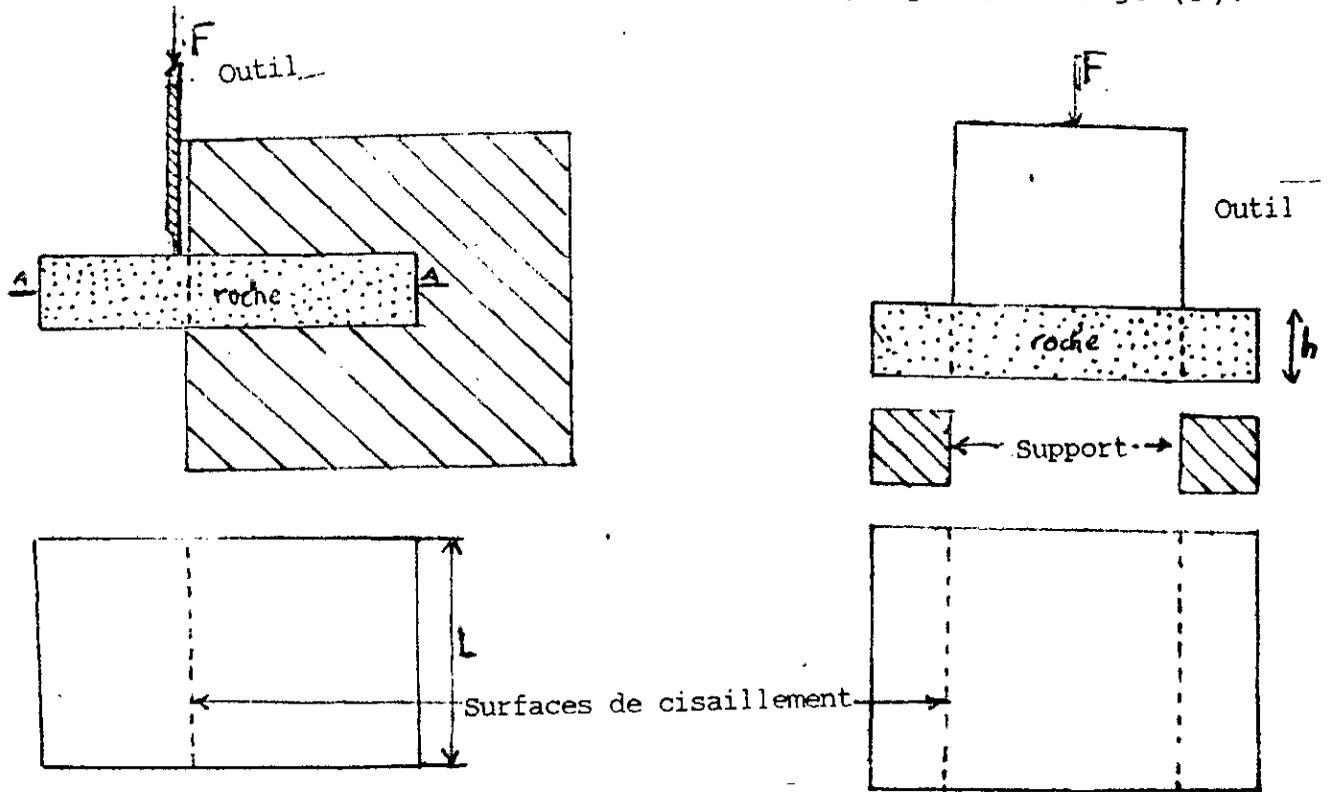
W_o : Moment résistant.

Dans le cas d'un cisaillement par compression, on applique un effort (P) sur un échantillon incliné par rapport à ce dernier d'un angle (α). La contrainte transmise par l'échantillon se décompose en une composante normale (σ_N) et une composante tangentielle (τ); quand cette dernière atteint une certaine valeur l'échantillon se rompt. Cette valeur critique est la résistance de cisaillement par compression de la roche. Les échantillons utilisés ont une forme cubique ou cylindrique dont le diamètre est égal à la longueur ($L = D = 4.7$ cm). L'angle α varie de 30° à 60° . Les deux contraintes sont données par [12].

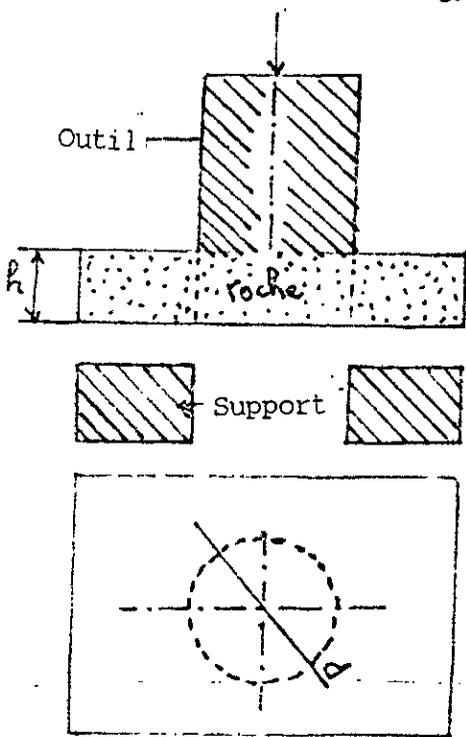
$$\sigma_N = \frac{P \sin \alpha}{S} \quad (1.38)$$

$$\tau = \frac{P \cos \alpha}{S} \quad (1.39)$$

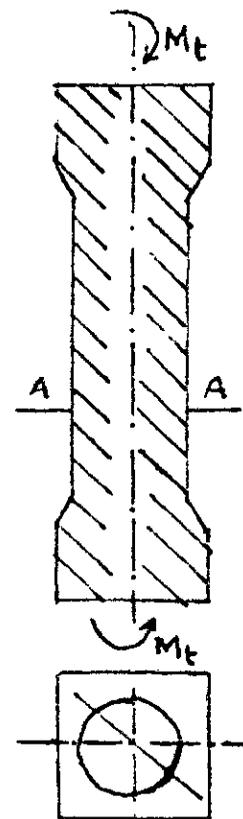
A : La section sur laquelle s'applique la charge (P).



a) Cisaillement simple



b) Cisaillement cylindrique



c) Cisaillement par torsion

Fig. 1.6: Les différents types de cisaillement.

La courbe représentative de (τ) en fonction (σ_N) est donnée sur la figure 1.7. Généralement cette courbe est assimilée à une droite de pente $Tg\phi$.

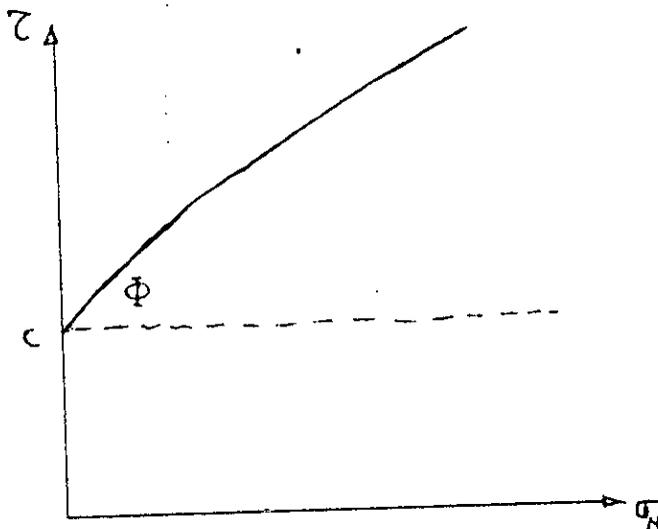


Fig 1.7 courbe représentative de τ en fonction de σ_N

CHAPITRE II
PROPRIETES PHYSICO-MECANQUES
DES ROCHES *IN SITU*

2.1. GENERALITES:

Les essais de cisaillement *in-situ* se réalisent au vérin à partir d'une tranchée à la surface ou d'une galerie dans une niche aménagée dans les parois. En général, la rupture se produit selon les plans de stratification ou selon les directions principales des fissures; c'est donc selon ces directions qu'il faudra effectuer les cisaillements. on distingue différentes essais de cisaillements *in-situ*:

- * cisaillements avec compression: "cisaillement direct"
- * cisaillements sans compression
- * cisaillements dans une galerie "cisaillement souterrain"
- * cisaillements avec torsion

2.2. CISAILLEMENT AVEC COMPRESSION:

C'est l'essai de cisaillement le plus utilisé, il se réalise au vérin hydraulique à partir d'une tranchée à la surface. Les blocs rocheux sont soumis à deux contraintes [5]:

- * une contrainte verticale de compression:

$$\sigma_N = N/s \quad (2.1)$$

- * une contrainte horizontale de cisaillement

$$\tau = T/s \quad (2.2)$$

Pour chaque essai, on mesure les deux contraintes (normale et tangentielle) au moment de la rupture, ce qui nous permettra de tracer la courbe intrinsèque représentée par la figure 2.1. En première approximation COULOMB assimile cette fonction à une droite faisant un angle (ϕ) avec l'axe (σ) dans le plan de MOHR ($\tau = \sigma \operatorname{tg}\phi + c$). Selon cette théorie, le cercle de MOHR doit se trouver en dessous de la courbe intrinsèque, il y aura rupture lorsque le cercle de MOHR de diamètre ($\sigma_1 - \sigma_3$) viendra toucher la courbe intrinsèque [9].

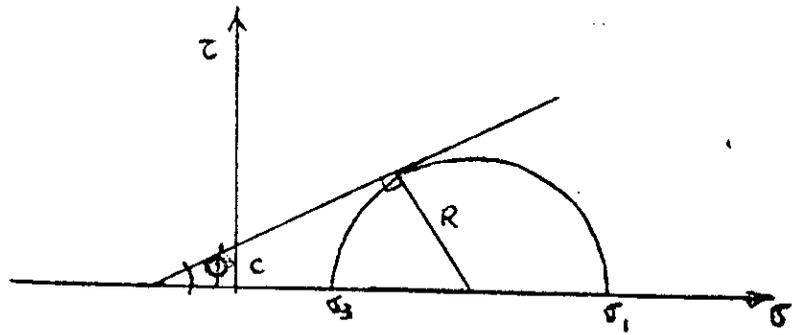


Fig 2.1: courbe intrinsèque [9].

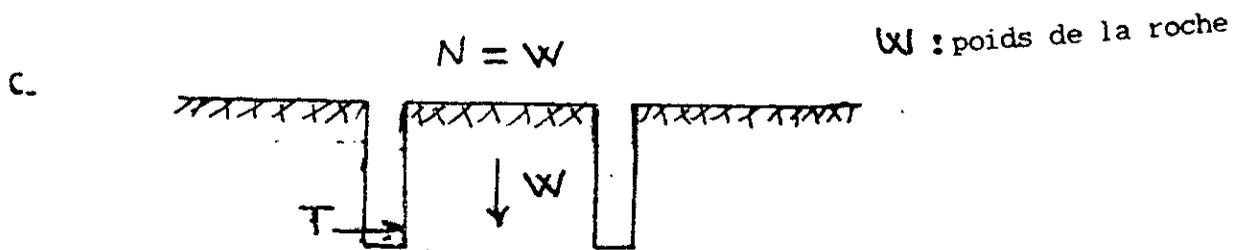
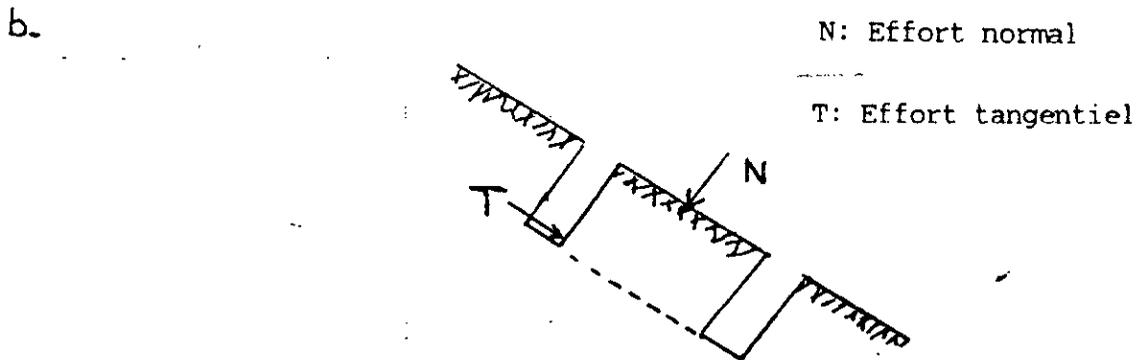
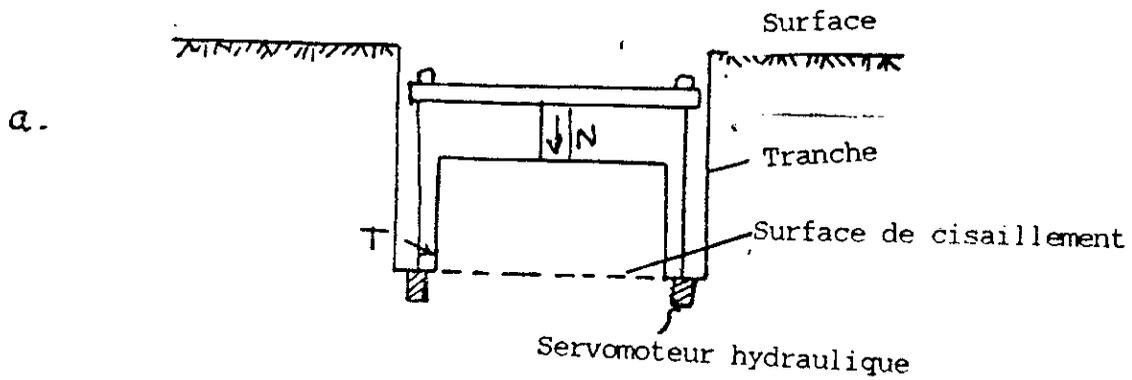


Fig 2.2: Essai de cisaillement avec compression à la surface [5].

La figure 2.2, montre les différents types de cisaillement avec compression à la surface.

2.3. CISAILLEMENT SANS COMPRESSION:

Cet essai se réalise sans compression ($N = 0$; $\sigma_N = 0$) c'est une contrainte qui s'effectue sans charge propre de la roche considérée, sur laquelle on exerce un effort tangentiel lors de l'essai de cisaillement (figure 2.3).

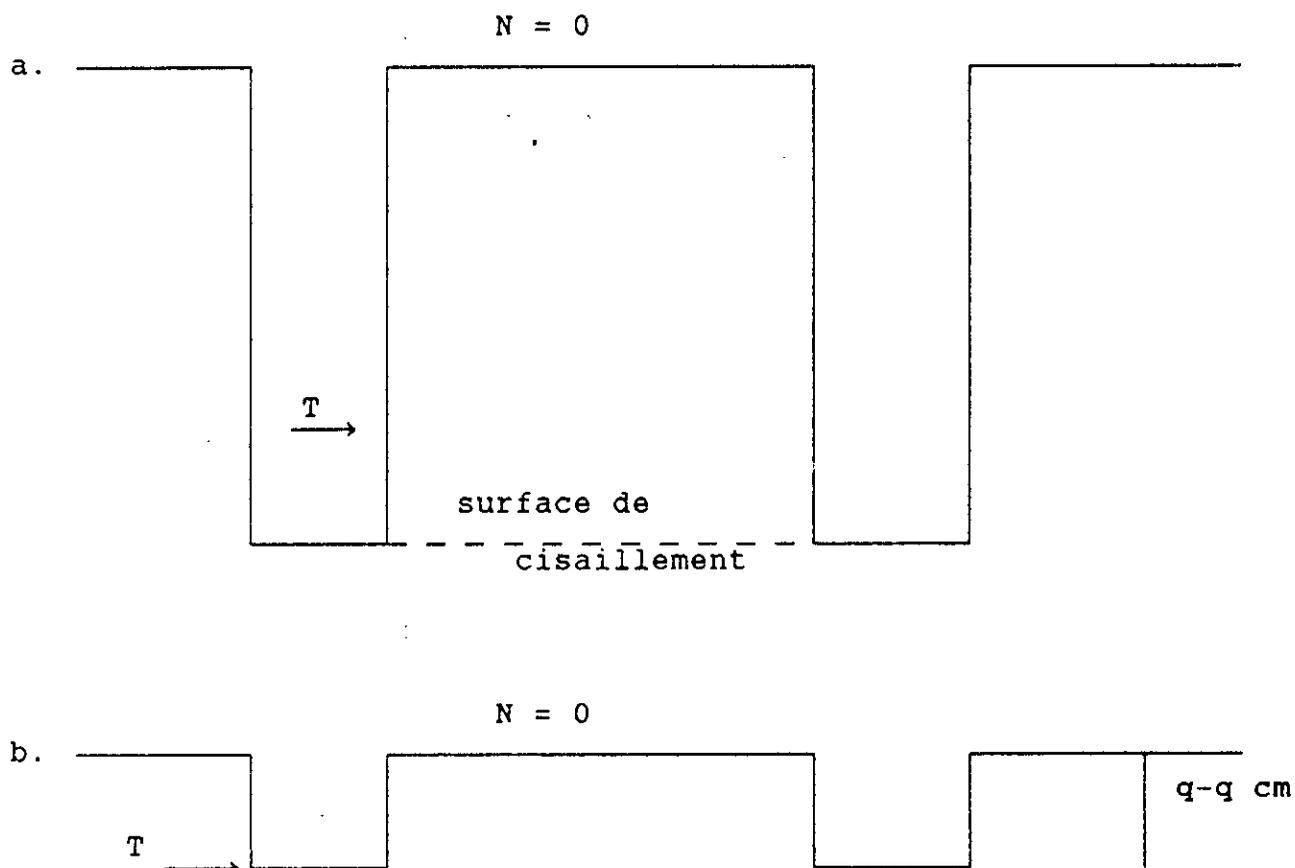


Fig 2.3: Essai de cisaillement *in-situ* sans compression à la surface. [12]

2.4. CISAILLEMENT DANS UNE GALERIE:

Dans une niche, on dégagera un cube de roche, un vérin est placé au dessus du cube dégagé, et parallèlement aux plans de stratification et un autre vérin est placé latéralement, incliné d'un angle α par rapport au plan de cisaillement de telle façon que son axe passe par le centre de gravité de la section cisailée. Dans ce cas, le vérin supérieur exerce une force " F_1 " et le vérin latéral exerce une force " F " [5].

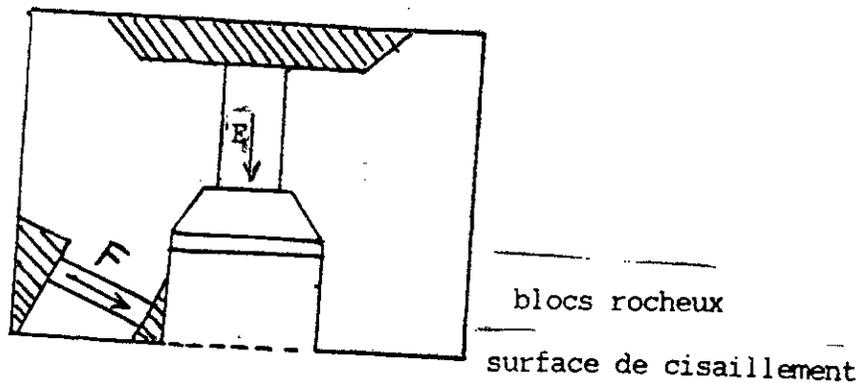
Les efforts sur le plan de cisaillement sont:

$$* \text{ effort normal: } N = F_1 + F \sin \alpha \quad (2.3)$$

$$* \text{ effort tangentiel: } T = F \cos \alpha \quad (2.4)$$

Les différents types de cisaillement souterrain sont représentés sur la figure 2.4. Un comparateur solidaire permet de mesurer les déplacements parallèles au plan de discontinuité, on exerce la charge R , ensuite au bout d'un temps bien défini (par exemple 5 min), on exerce les efforts de cisaillements par paliers égaux qui dure environ 20 min, et simultanément on mesure les déformations horizontales et verticales. Ce qui permettra de tracer la courbe intrinsèque. on augmentera ensuite l'effort normal et on recommencera le cisaillement.

a) Cisaillement avec compression



b) Cisaillement sans compression

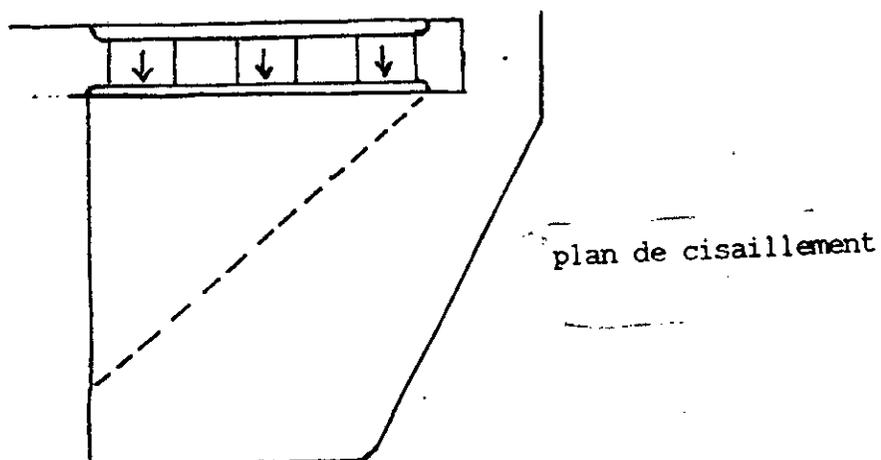


Fig 2.4: Essai de cisaillement *in-situ* dans une galerie "souterraine" [5]

2.5. CISAILLEMENT AVEC TORSION:

Le scissomètre est constitué d'un moulinet à quatre pales en croix, enfoncé dans le sol à l'aide d'un train de tubes (figure 2.5a). Arrivé à la profondeur désirée, on arrête le fonçage et on procède à l'essai proprement dit. Celui-ci consiste à entraîner le moulinet en rotation par l'intermédiaire d'une tige tournant sans frottement dans le train de tubes, et à mesurer le moment résistant M_R correspondant. On trace la courbe des variations de M_R en fonction de l'angle de rotation θ du train de tiges en surface (figure 2.5b). L'interprétation de l'essai au scissomètre se fait en supposant que le cisaillement du sol s'effectue sur la surface du cylindre circonscrit au moulinet (figure 2.5c). On obtient ensuite directement par la relation suivante [12]:

$$\tau = K M_R \quad (2.5)$$

D'autre part, cet essai peut être réalisé sur une carotte. Les variations de la résistance au cisaillement en fonction de l'angle de rotation du moulinet sont données par la figure 2.5d.

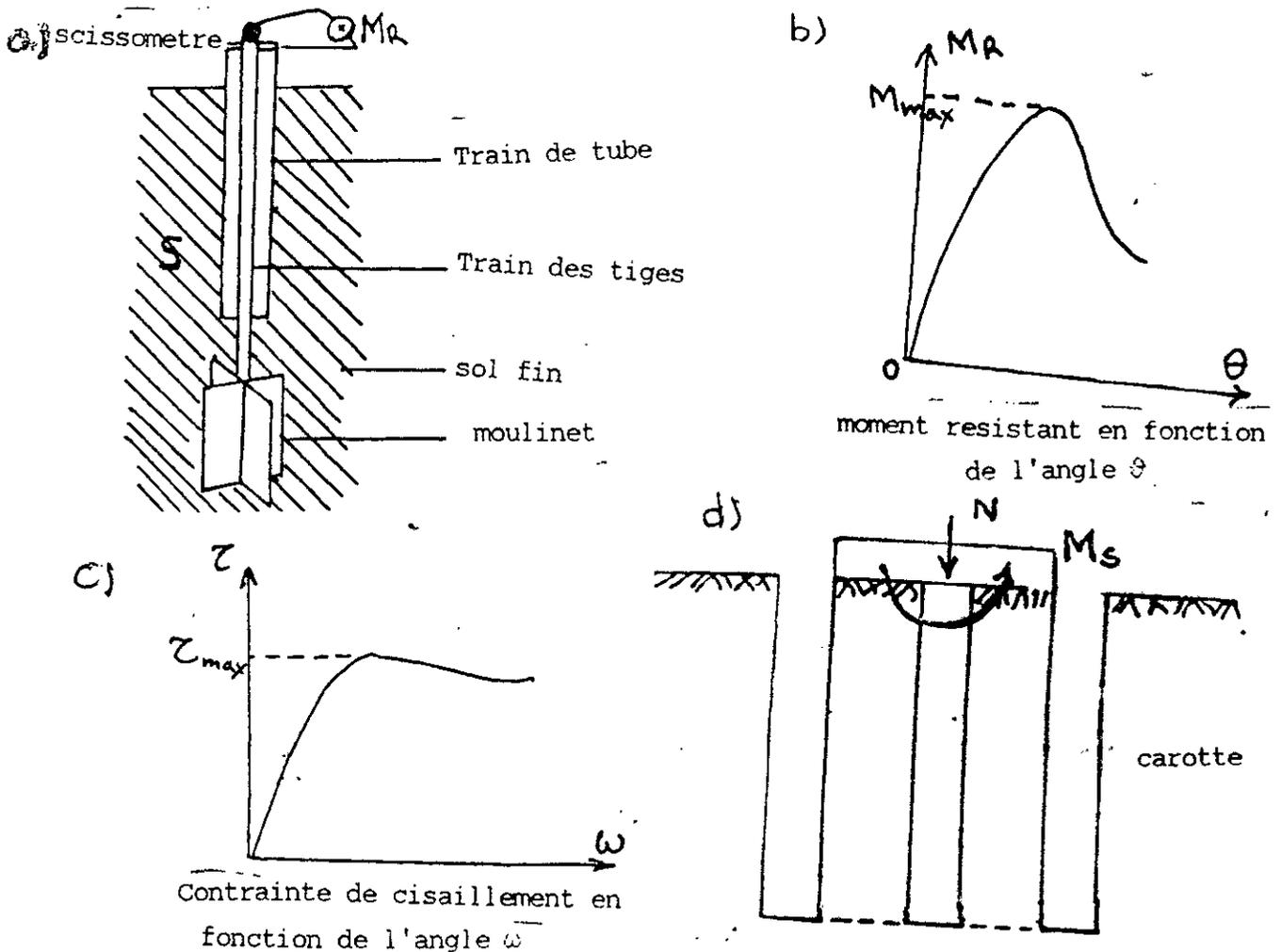


Fig 2.5: cisaillement avec torsion

2.6. ESSAI DE RESISTANCE ENTRE POINTES "ESSAI de FRANKLIN":

Ce test facile à réaliser permet d'obtenir une résistance sur chantier et de tester les roches directement lors de l'avancement des travaux. L'essai consiste à rompre des fragments de roches provenant de carotages ou des fragments de formes irrégulières entre deux pièces uniques à terminaison sphérique. Le principal intérêt de cet essai est sa simplicité. Il permet d'utiliser de petits fragments. L'indice de résistance est défini comme suit [7]:

$$I_s = \frac{F}{D^2} \quad (2.6)$$

avec F : la charge de rupture,
et D : la distance entre pointes (diamètre).

Pour les échantillons irréguliers l'indice de résistance I_s est donné par la relation suivante [7]:

$$I_s = \frac{F}{D \times L} \quad (2.7)$$

avec L : largeur de la section de rupture,
et D : distance entre pointes (~ 50 mm correspondant au diamètre moyen de l'échantillon)

L'indice de résistance I_s a une corrélation avec la résistance à la compression simple [7]

$$\sigma_c = 23 I_s \quad (2.8)$$

Le tableau 2.1 donne une classification des roches en fonction de l'indice de résistance.

I_s (MPa)	Résistance	
8	très forte	forte
	forte	
4	moyenne	moyenne
	moyenne	
2	faible	faible
	très faible	
1		

Tableau 2.1: Classification des roches en fonction de I_s [7].

Roche	I_s (MPa)
<i>CALCAIRES</i>	1 à 5
<i>GRES</i>	2 à 3
<i>QUARTZITES</i>	8 à 10
<i>GABBROS</i>	10 à 15

Tableau 2.2: Quelques exemples de résistance sous charge ponctuelle [7].

CHAPITRE III

PRINCIPAUX FACTEURS INFLUANCANT LA STABILITE DES PENTES

3.1. INTRODUCTION:

L'angle de pente maximal que peut admettre un flanc de fosse dépend d'un certain nombre de facteurs dont les principaux classés par ordre d'importance décroissant (sans que cet ordre soit toujours forcément respecté dans tous les cas) sont [30]:

- * la profondeur de la fosse,
- * la nature des terrains caractérisés en particulier par leur poids volumique à l'état naturel, leur structure et leur résistance au cisaillement,
- * l'eau souterraine,
- * la méthode et les phases d'exploitation,
- * des facteurs divers, d'ordre géométrique entre autres, tels que la concavité ou au contraire la convexité du bord de la fosse.

3.2. INFLUENCE DE LA PROFONDEUR DE LA FOSSE:

L'influence des variations de profondeur sur l'angle de pente est très variable d'un cas à un autre. La figure 3.1 illustre l'influence de la profondeur d'une exploitation de combustible solide en terrains alluvionnaires, sur le coefficient de sécurité minimal vis-à-vis d'une rupture circulaire en fonction de l'angle de pente global des flancs de fosse. On remarque qu'à coefficient de sécurité constant, plus une fosse sera profonde, plus son angle de pente sera faible.

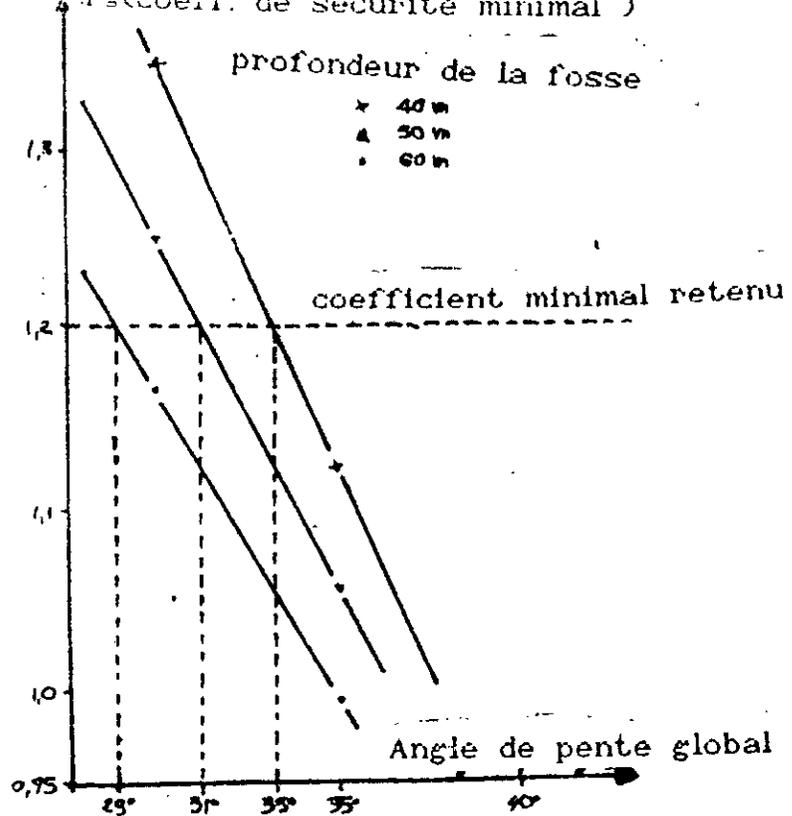


Fig 3.1: Variation du coefficient de sécurité F_s en fonction de l'angle " α " [30].

3.3. INFLUENCE DE LA NATURE DES TERRAINS:

La présence très fréquente de discontinuités (joints de sédimentations, diaclases, plans de stratifications, fractures, failles, ...etc.), et la difficulté de déterminer d'une manière précise les caractéristiques de cisaillement, ont une grande influence sur la stabilité des pentes. Ces discontinuités favorisent des altérations et accumulations de produits de remplissage; ainsi peuvent se constituer des hétérogénéités et altérations de divers ordres.

3.3.1. Influence de la structure:

La première phase d'une étude de stabilité de fosse consiste toujours en un recueil ou une acquisition de données de base relatives en particulier à la structure du massif. L'interprétation de ces données conduit à la modélisation de la structure de l'ensemble du massif étudié. La figure 3.2 illustre parfaitement l'influence de la structure du massif sur le coefficient de sécurité minimal calculé pour différents angles de pente. Il s'agit d'un massif constitué de couches horizontales de différents types de sol [29].

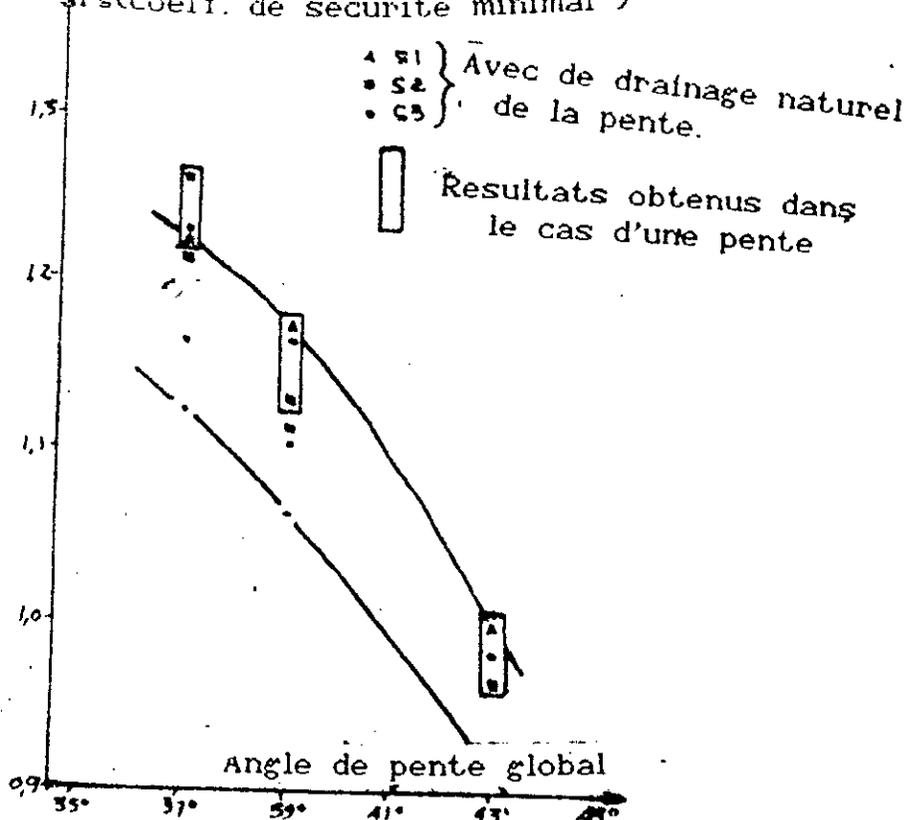


Fig 3.2: Variation du coefficient de sécurité F_s en fonction des conditions de drainage et des différences d'épaisseurs pour différents sondages [29].

3.3.2. Influence des caractéristiques physiques et mécaniques du terrain:

Le seul paramètre physique pris en compte dans les analyses de stabilité des pentes est le poids volumique des terrain en place. Parmi les caractéristiques mécaniques du terrain la plus importante est sa résistance au cisaillement.

La résistance au cisaillement maximale τ_{max} ne peut mobiliser le sol en un point du massif; elle est supposée obéir au critère de MOHR-COULOMB:

$$\tau_{max} = C + \sigma \operatorname{tg} \Phi \quad (3.1)$$

avec:

- C: la cohésion du sol (roche)
- Φ : l'angle du frottement interne des roches
- σ : la contrainte normale
- τ : la contrainte tangentielle

Dans le cas d'un massif rocheux continu, la détermination de la résistance au cisaillement du massif est aisée à partir des essais mécaniques réalisés en place et/ou en laboratoire les caractéristiques de cisaillement (cohésion "c" et angle de frottement interne " ϕ ") mesurées, détermineront alors la valeur du coefficient de sécurité.

3.4. INFLUENCE DE L'EAU SOUTERRAINE:

L'eau joue un rôle très important dans la stabilité des pentes et des talus, aussi il convient de lui accorder un intérêt tout particulier. Un modèle très simple suffit à démontrer [10] l'abaissement du coefficient de sécurité entre le cas d'un écoulement normal et celui où l'exutoire est bouché (figure 3.3).

* cas 1: exutoire ouvert ($c=0$):

On calcule: le poids du bloc W par la relation suivante:

$$W = 0.5 (\gamma H^2 \cot \alpha) \quad (3.2)$$

La poussée due à l'eau P_w :

$$P_w = 1/2 \gamma_v H^2 \quad (3.3)$$

La pression interstitielle U:

$$U = 1/2 \gamma_v H \cot \alpha \quad (3.4)$$

L'effort résistant T:

$$T = (W - U) \operatorname{tg} \phi \quad (3.5)$$

avec ϕ angle de frottement interne du massif rocheux.

* cas 2: exutoire fermé ($c=0$)

W et P_w sont les mêmes que précédemment

$$U = \gamma_w H^2 \cot \alpha \quad (3.6)$$

Le coefficient de sécurité est donné par $F_s = T/P$

$$\text{donc: } F_s = \frac{(W - U)}{1/2 \gamma_v H^2} \operatorname{tg} \phi \quad (3.7)$$

$$\text{* Cas 1: } F_s = \frac{(\gamma - \gamma_v)}{\gamma_v} \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \alpha} \quad (3.8)$$

$$\text{* Cas 2: } F_s = \frac{(\gamma - 2\gamma_v)}{\gamma_v} \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \alpha} \quad (3.9)$$

Avec: γ : Poids volumique du bloc considéré.

γ_v : poids volumique de l'eau.

H: Hauteur du gradin.

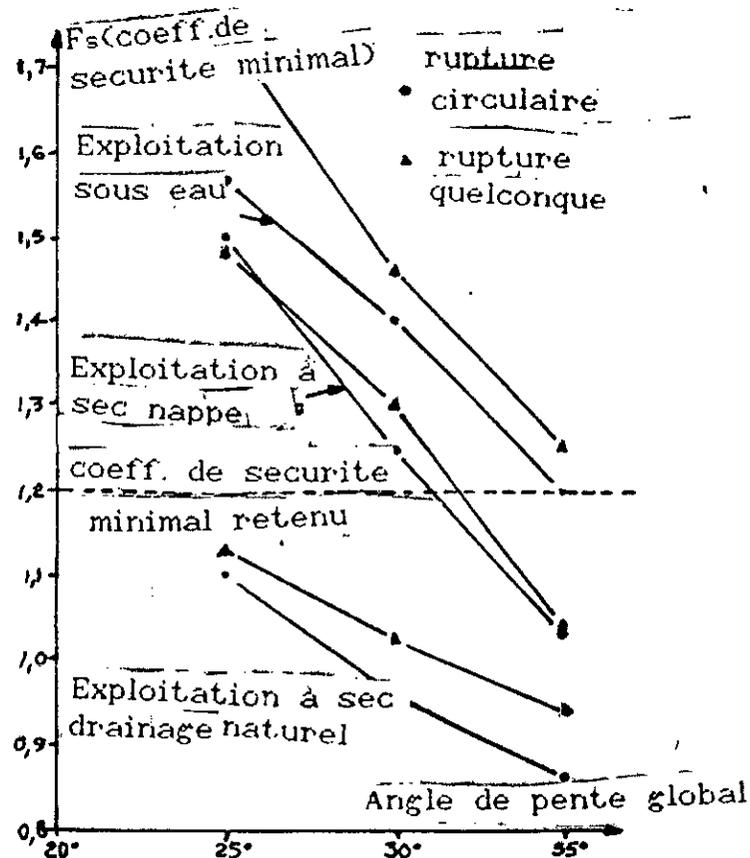


Fig 3.3: Variation du coefficient de sécurité F_s en fonction de α pour différentes conditions d'exploitation et de drainage des flancs de fosse [10].

3.5. INFLUENCE DES PHASES ET DES METHODES D'EXPLOITATION:

La stabilité d'une fosse en phase finale n'est pas indépendante de la façon dont elle est creusée, la modification des pressions interstitielles dans des talus en terrain peu perméables entraîne une diminution de la résistance au cisaillement qui peut conduire à des ruptures, parfois de nombreuses années après l'excavation. Dans le cas d'une exploitation à l'aide de roues-pelles et de convoyeurs, les calculs de stabilité des gradins doivent tenir compte des surcharges ponctuelles dues à ces engins, la présence ou le développement de travaux souterrains dans une carrière cause très souvent de graves problèmes de stabilité liés à la réduction de la résistance au cisaillement de l'ensemble du massif et nécessite dans chaque cas une étude spécifique et un suivi attentif du comportement des terrains. Il est important de signaler que l'approfondissement d'une fosse peut entraîner une rupture des flancs existants, stables avant approfondissement (fig. 3.4). Les méthodes de calcul de stabilités classiques ("par tranches" en particulier), ne prennent pas compte de ce genre de phénomène qui est dû à l'apparition possible d'une zone plastique en pied du talus de la fosse initiale du fait de son approfondissement [29].



Fig 3.4: Rupture possible d'une pente au cours de l'approfondissement d'une fosse [29].

3.6. INFLUENCE DE LA GEOMETRIE:

Généralement, les bords de fosses réels ne sont pas rectilignes, le plus souvent ils sont concaves, ils peuvent présenter des éperons convexes. L'influence de la concavité ou au contraire de la convexité des bords de fosse sur la valeur réelle du coefficient de sécurité, comparée à celle calculée à partir des méthodes classiques "par tranches", est illustrée par la figure 3.5. En raison de l'effet d'arc-boutement dans le plan horizontal, le coefficient de sécurité calculé est en réalité sous estimé, dans le cas où le bord de fosse est concave. Cet effet est d'autant plus important que le rayon de courbure du bord de fosse est petit. La convexité des bords de fosse induit également une correction du coefficient de sécurité calculé, qui doit être cette fois-ci réduit car surestimé par rapport à la réalité [29].

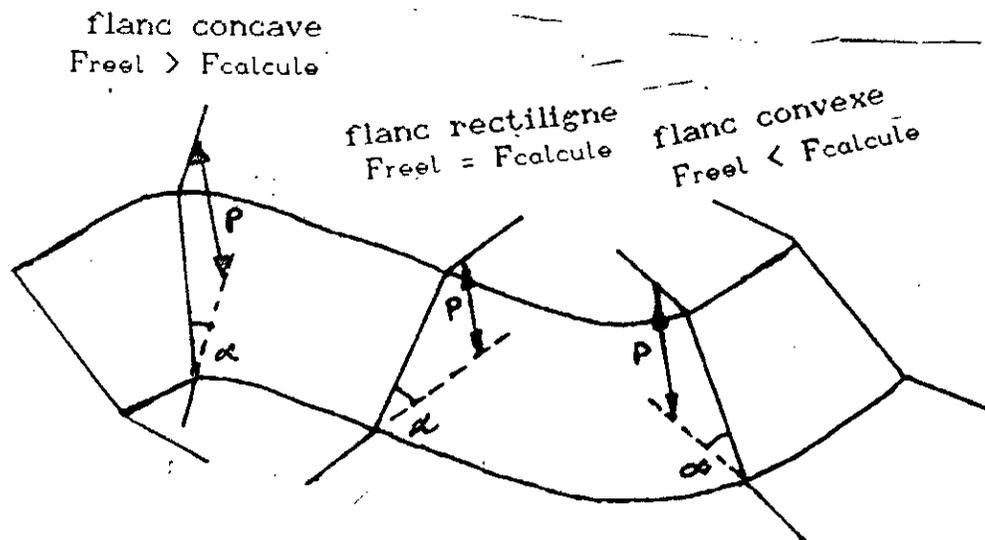


Fig 3.5: Influence de la géométrie du bord de fosse sur le coefficient de sécurité [29].

3.7. SURVEILLANCE DES EXPLOITATIONS A CIEL OUVERT:

Le contrôle et l'osculation du comportement d'une fosse d'exploitation minière ou d'une carrière à ciel ouvert intègrent les mesures et observations de surveillance pour analyser non seulement les comportements mécaniques et hydrauliques du massif mais également l'influence des phases et des techniques d'excavation et l'efficacité des dispositifs de drainage et des travaux de confortement éventuels. L'objectif principal de cette auscultation, est bien entendu de pouvoir prendre à temps les dispositions nécessaires pour assurer la sécurité du personnel et du matériel en cas de risque de glissement et, si possible, d'éviter toute rupture accidentelle. Ceci suppose non seulement que des observations et des mesures soient régulièrement effectuées au fur et à mesure de la progression de l'excavation, mais également, qu'elles soient réalisées avec le plus grand soin et rapidement interprétées. Parmi les nombreuses grandeurs techniquement mesurables *in-situ* le plus souvent seuls les déplacements sont mesurés [30].

Les techniques d'arpentage des rives qui consiste à établir une stabilisation des profils des repères dont les levés sont périodiquement conçus apportent une réponse substantielle et objective aux problèmes de la stabilité des talus.

3.7.1. MESURE DES DEPLACEMENTS:

Parmis les mesures de déplacement, il faut distinguer les mesures de déplacements absolus, par rapport à des points de référence fixes et les mesures de déplacements relatifs telles que les mesures de variation de distance entre deux points.

Les méthodes de mesures les plus couramment utilisées sont les suivantes:

- * méthodes optiques pour mesures topographiques,
- * méthodes mécaniques utilisant des appareils posés en surface ou dans le massif (pendules, extensomètres,...etc).

3.7.1.1. Méthodes optiques:

Ce sont essentiellement les mesures topographiques faisant appel à des techniques de nivellement et/ou triangulation réalisées à l'aide d'instruments électro-optique. Les mouvements pouvant à terme conduire à la rupture, seront détectés d'autant plus tôt que les mesures sont plus fréquentes, mais aussi plus précises, à la fois dans le plan horizontal et selon le plan vertical. La précision atteinte lors des levés topographiques dépend d'un certain nombre de paramètres tels que l'appareillage utilisé mais également du soin apporté aux mesures et à la pose des points de référence [L. Bertrand 1982].

3.7.1.2. Méthodes mécaniques:

Les principaux dispositifs mécaniques de mesures de déplacement, pour la surveillance d'une exploitation à ciel ouvert sont schématisés sur la figure 3.6, parmi ces dispositifs, nous citons:

- * Pendule en sondage
- * Extensomètres en sondage
- * Extensomètres de surface
- * Clinomètres en sondage.

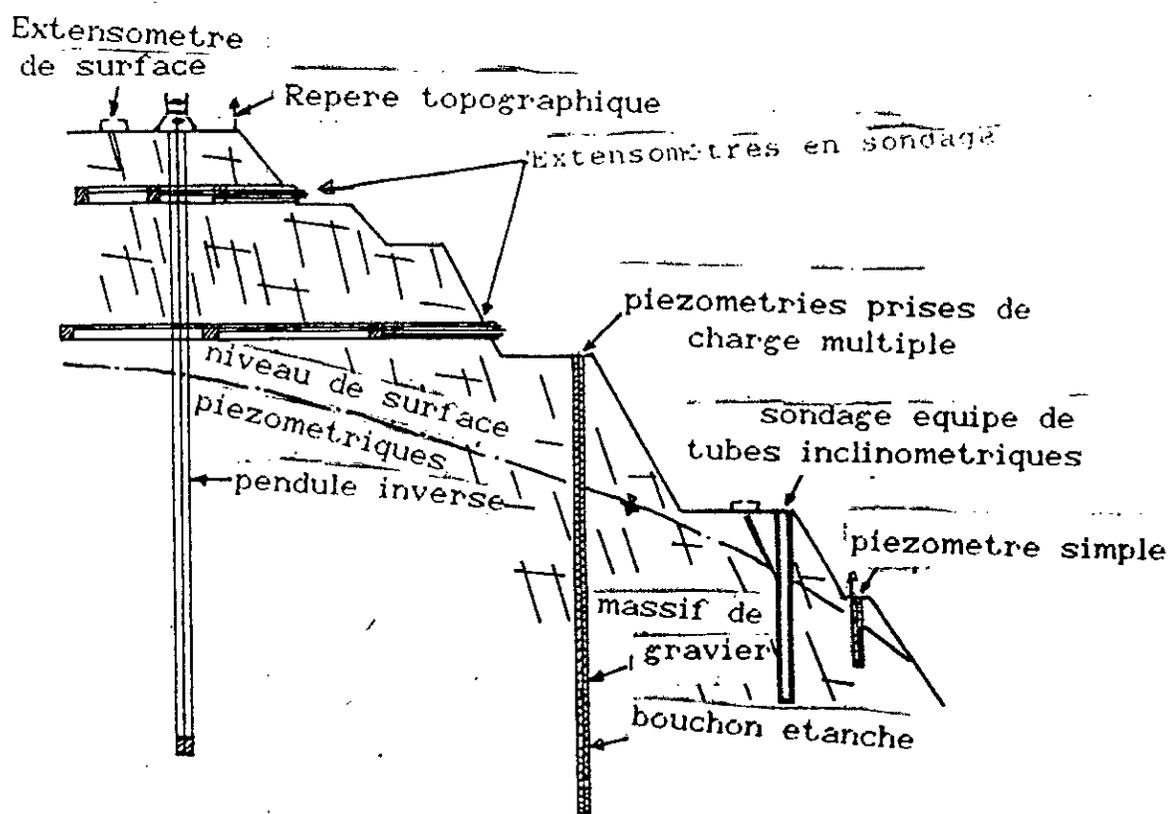


Fig 3.6: Quelques dispositifs d'osculation d'une exploitation à ciel ouvert [10].

* Le pendule en sondage: est basé sur le principe du fil à plomb et indique la verticale. Dans le cas de massif peu cohérent, on utilise des pendules dits inverses. Un fil est ancré au fond d'un forage vertical (1^{er} point de référence) et la tension du fil est assurée par la poussée d'Archimède exercée sur un flotteur placé à tête du forage. A partir d'une table de mesure (2^e point de référence). On effectue deux visées quasi-orthogonales ce qui permet de mesurer le déplacement horizontal. Les mesures effectuées avec ces dispositifs sont très précises mais en plus d'une mise en place délicate, nécessitant la réalisation d'un forage précis, ils sont d'un prix de revient élevé.

* Les extensomètres en sondage: permettant de mesurer les déplacements relatifs longitudinaux d'un ou plusieurs points d'un forage. Ils sont particulièrement bien adaptés pour l'observation de zones où règnent des contraintes de traction. Les extensomètres multiples permettent, entre autre, de localiser les fissures actives et de préciser leur ouverture.

* Les extensomètres de surface: permettent de mesurer des variations de distance entre deux points distants de quelques centimètres à plusieurs mètres à l'aide de fils, de rubans tendus, ou de barres scellées à l'une de leurs extrémités.

* Les clinomètres en sondage: permettent de mesurer les déplacements horizontaux d'un tube déformable, scellé dans le massif à l'aide d'une sonde mobile munie d'un pendule introduite dans un tube spécial, comportant quatre rainures de guidage.

ETUDE DE LA STABILITE DES TALUS

4.1. INTRODUCTION:

Avant toute étude géotechnique de stabilité de talus des gradins des bords de la carrière, il est indispensable de connaître:

- *. les caractéristiques du massif rocheux (analyse géologique, analyse géotechnique, et hydrologique),
- *. les forces agissantes sur la masse en question.

Il sera tenu compte du poids de la masse de terre en glissement potentiel, des surcharges éventuelles que peut supporter le talus ainsi que des forces de frottement, de cohésion et de pression interstitielle (forces agissant sur la surface du glissement).

- *. Choix de la surface du glissement:

Ce choix peut se faire d'une part sur la forme de cette surface et la répartition des contraintes le long de la surface de glissement devant satisfaire les conditions d'équilibres et aboutir à un coefficient minimum.

4.2. CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS DE TERRAIN:

Les mouvements de terrains meubles ou de talus en remblai montrent une assez grande convergence dans les formes de rupture. Ils présentent une grande diversité d'aspects liés à l'éventail très large de rigidité des matériaux rocheux.

Les mouvements de terrains les plus fréquents sont classés en:

- éboulements (les écroulements)
- glissements
- fluages et solifluxions
- coulées boueuses.

4.2.1. CONDITIONS DE GLISSEMENT ET DE BASCULEMENT D'UN BLOC:

Considérons un bloc de poids (W) sur une surface plane qui est inclinée d'un angle (α). Le bloc est seulement soumis à la gravité, la seule force s'opposant au glissement est due au frottement (pas de cohésion entre bloc et surface) [7].

* Condition de glissement ($c=0$):

$$H = W \cos\alpha \operatorname{tg}\phi \quad (4.1)$$

$$H < W \sin\alpha \quad (4.2)$$

$$W \cos\alpha \operatorname{tg}\phi < W \sin\alpha \quad (4.3)$$

$$\operatorname{tg}\phi < \operatorname{tg}\alpha \quad \alpha > \phi \quad (4.4)$$

* Condition de basculement:

$$b/h < \operatorname{tg}\alpha \quad (4.5)$$

L'abaque (figure 4.1) permet de définir 4 zones après avoir tracé une ligne verticale égale à la valeur de $\phi = 35^\circ$.

Zone 1: bloc stable

$$\alpha < \phi, \quad b/h > \operatorname{tg}\alpha \quad (4.6)$$

Zone 2: basculement seul (renversement)

$$b/h < \operatorname{tg}\alpha \quad (4.7)$$

Zone 3: glissement seul

$$\alpha > \phi, \quad b/h > \operatorname{tg}\phi \quad (4.8)$$

Zone 4: glissement et basculement

$$\alpha > \phi, \quad b/h < \operatorname{tg}\phi \quad (4.9)$$

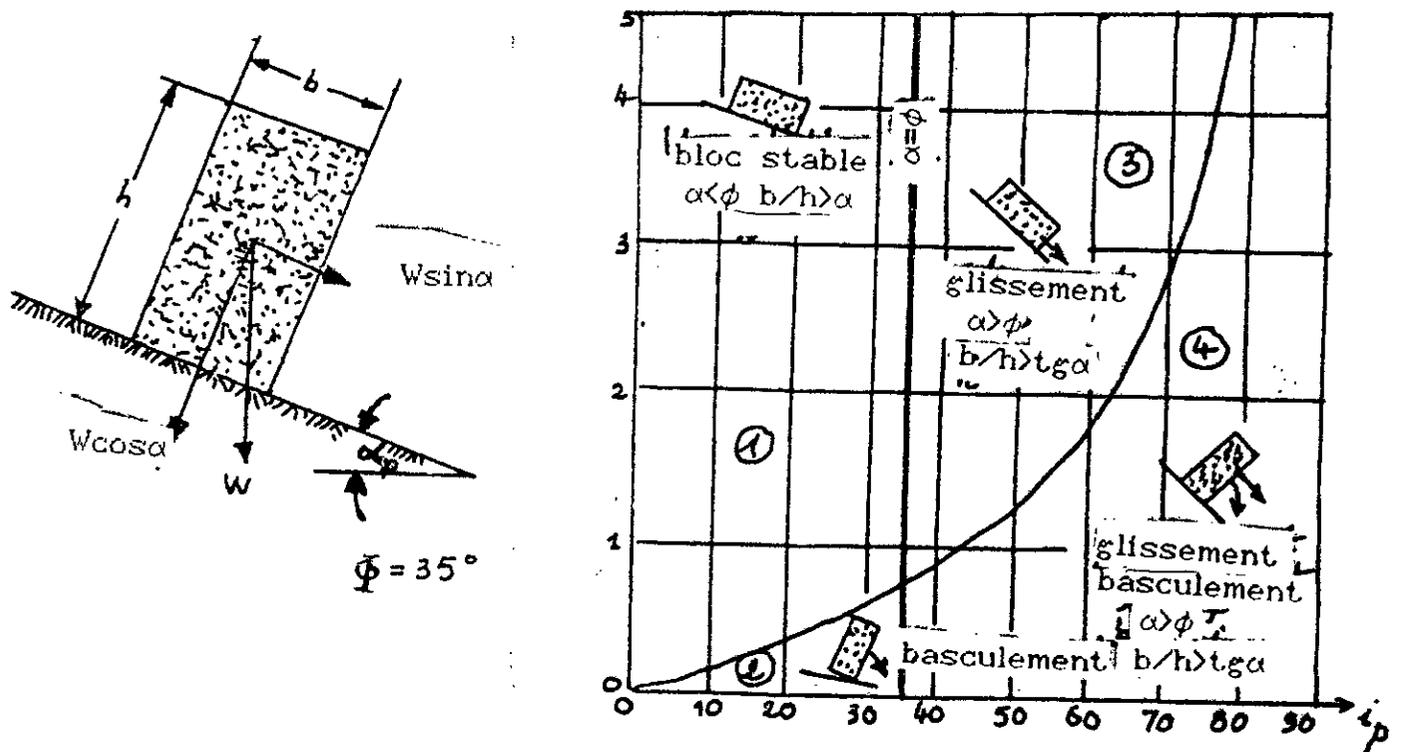


Fig 4.1: Conditions de glissement et de basculement d'un bloc [7].

4.2.2. LES GLISSEMENTS:

Ce sont des mouvements de masses plus en moins rapides suivant une surface de mauvaises caractéristiques. Ces glissements sont les mouvements qui affectent le plus fréquemment les ouvrages de génie minier et génie civil. On distingue trois types de glissements:

- * glissements plans
- * glissements rotationnels simples
- * glissements rotationnels complexes (composés)

4.2.2.1 Evolution d'un glissement:

Un mouvement de terrain est un phénomène géologique qui évolue dans le temps avec des phases catastrophiques. Schématiquement on peut représenter ces diverses phases par la figure 4.2 ci-dessous [9].

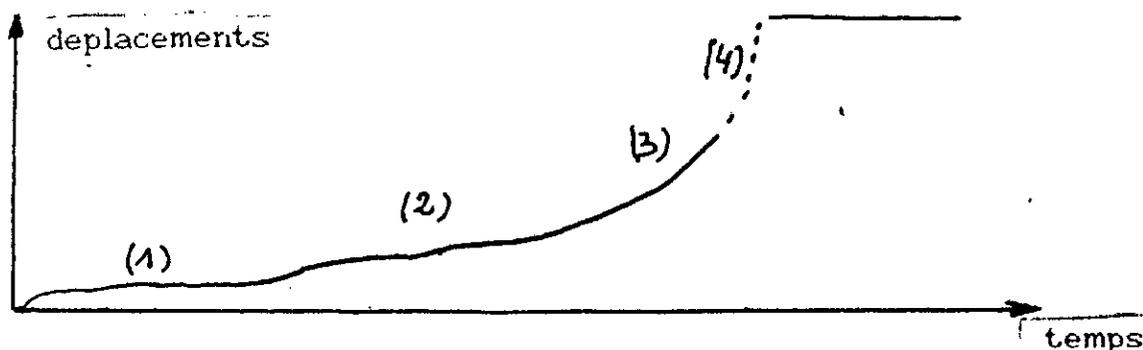


Fig 4.2: Evolution d'un glissement [9].

La phase 1: correspond à des mouvements à vitesse pratiquement constante, en général faible (quelques mm/an à quelques cm/an), qui peuvent durer très longtemps (10 à 50 ans).

La phase 2: pourrait être considérée comme une variante de la phase 1, lorsque les mouvements ont globalement une vitesse constante, mais avec des détails de phases d'activité et d'arrêt en correspondance avec les variations du niveau d'eau dans le terrain. Les vitesses moyennes sont très variables (de 1 à 50 cm/an). Cette phase peut durer des siècles.

La phase 3: est une phase d'accélération continue menant à la rupture (très grande vitesse) sa durée est limitée (quelques jours à 2 ou 3 mois).

La phase 4: est une phase des mouvements rapides catastrophiques au cours desquels il se produit un réajustement des masses conduisant à un nouvel état d'équilibre.

4.2.2.2. Glissement plan:

Il aura lieu suivant un plan, en présence d'une surface de mauvaises caractéristiques "surface de discontinuité géologique": failles, diaclases, plan de stratification ...; et lorsque les conditions suivantes sont remplies:

- * La direction de la face de discontinuité doit être sensiblement parallèle à la direction du talus (écart $\sim 20^\circ$).
- * Le plan de glissement potentiel débouche sur la pente du talus c'est à dire " $\alpha < \alpha_e$ ".

* Le pendage du plan de glissement doit être plus grand que l'angle de frottement " $i > \phi$ ".

* Les surfaces latérales à résistance de frottement négligeable doivent exister afin de limiter latéralement le frottement.

La figure 4.3, montre ce type de glissement.

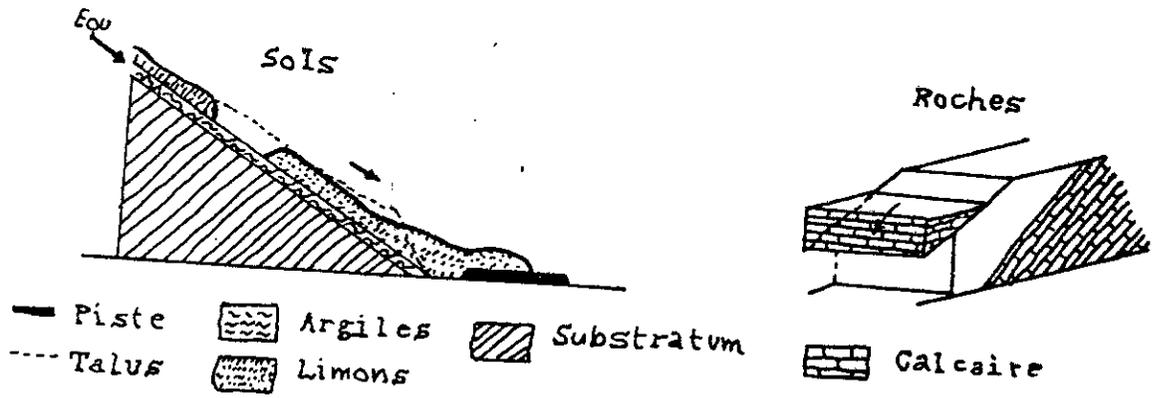


Fig 4.3: Glissement plan.

4.2.2.3. Glissements rotationnels:

Le terrain glisse le long d'une surface concave ayant la forme d'une cuillère. La figure 4.4 montre les diverses formes de ce type de glissement. On distingue le glissement rotationnel simple et complexe (composé) [2]

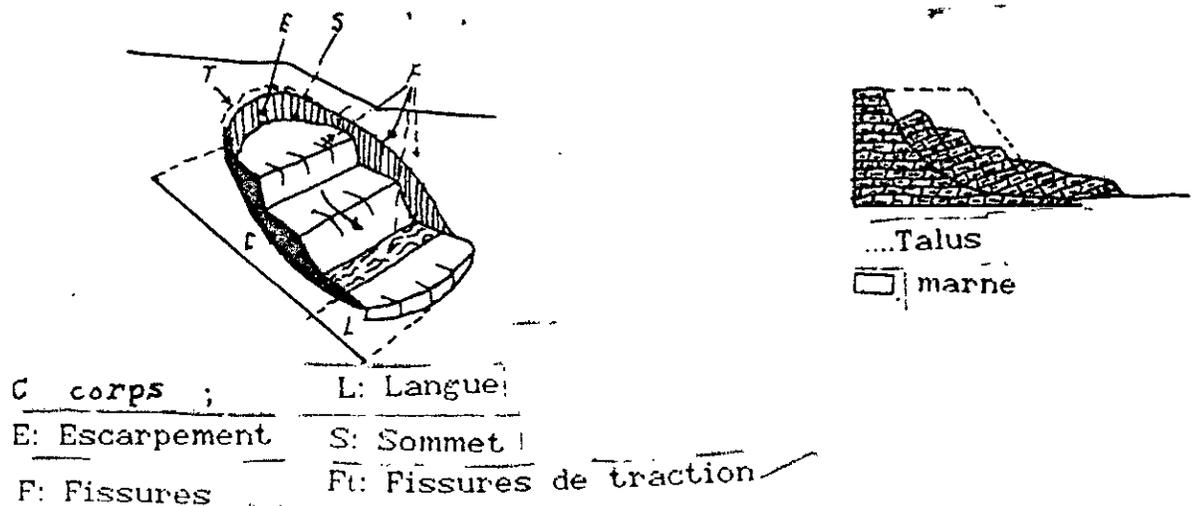


Fig 4.4: Glissements rotationnels [2].

* Glissement rotationnel simple

Il est le plus fréquent, dans ce cas la surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cylindre, dans un tel glissement on distingue: en tête des fissures de traction, un escarpement correspondant au départ de la surface du glissement, et à la base un bourelet formé par des matières glissées.

Dans certains cas, la surface de glissement peut être assimilée à un cercle, d'où le nom " de glissement circulaire".

* Glissement rotationnel complexe

Ce type de glissement est rare, la ligne de glissement est plus complexe, d'où il s'agit de glissement multiples "emboîtés" les uns dans les autres, dus souvent à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne des glissements successifs remontant vers l'amont.

4.2.2.4. Origines et principales causes des glissements:

FILLIAT (1980) a classé les causes des glissements en plusieurs types parmi lesquels: les causes liées à la nature des terrains (et leur géologie), les différents modes d'action de l'eau et les causes mécaniques externes [2].

- Influence de la nature des terrains

D'une manière générale, les terrains argileux sont prédisposés aux glissements à cause de leur faible perméabilité, leur aptitude au gonflement par absorption de l'eau et leur sensibilité [9].

- Influence de l'eau

L'eau est dans la plupart des cas la cause principale dans la mise en mouvement des terrains. Elle circule dans les diaclases du massif en provoquant une pression de courant ou bien elle s'infiltré dans les fissures, en faisant gonfler l'argile et lui perdre sa résistance par la suite (figure 4.5). Par ailleurs, l'eau d'imbibition peut modifier par action chimique la structure de certains matériaux argileux et provoquer leur ramollissement ou encore provoquer la dissolution de certaines roches.

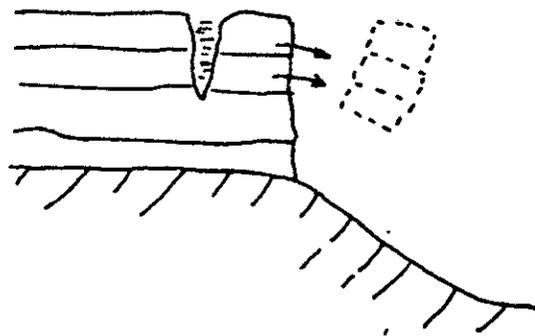


Fig 4.5: Influence de l'eau remplissant la fissure.

- Les causes mécaniques externes

Parmi ces causes nous citerons:

- le terrassement ou l'érosion en pied de talus provoque souvent des glissements.
- les entailles effectuées dans des talus stables sont souvent à l'origine des glissements.
- toute surcharge naturelle ou artificielle déposée sur une pente peut avoir des conséquences néfastes sur la stabilité des terrains en aval.
- les vibrations, qu'elles soient naturelles (séismes) ou artificielles (explosion, machines, ...etc), ont un effet sur la stabilité dans la mesure où elles modifient les forces de pesanteur.

4.2.3. LES ECROULEMENTS: (chutes de pierres)

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses. Ils sont spectaculaires, rares et dangereux. On distingue les écroulements de falaises et les avalanches de blocs (figure 4.6).

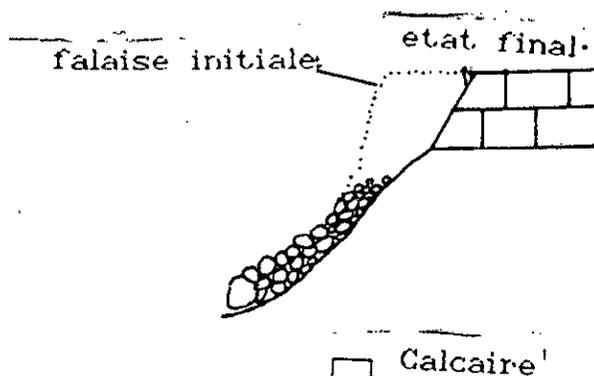


Fig 4.6: Ecroulements

4.2.4. FLUAGE ET SOLIFLUXION:

* Fluage: Il correspond à des mouvements lents, dus à des sollicitations proches de la rupture (domaine plastique), l'état ultime soit la stabilisation, soit la rupture. Le fluage du marne sous le poids de la falaise calcaire est l'un des exemples qui peut entraîner une fissuration du banc calcaire peu déformable et un risque d'écroulement de la falaise (figure 4.7).

* Solifluxion: C'est un phénomène superficiel dû aux saisons (gel et dégel en montagne, alternance des saisons sèche et pluvieuse).

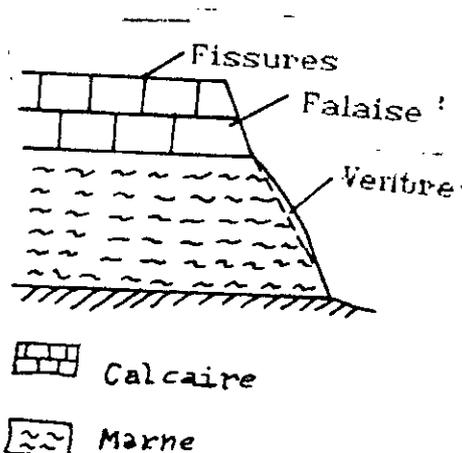


Fig 4.7: Fluage

4.2.5. LES COULEES:

Elles sont dues à des écoulements d'eau importants transportants des matériaux solides, elles se produisent essentiellement en montagne. On distingue plusieurs types de coulées telles que : coulées boueuses, coulées de sols humides (sable humide) et coulées de sols secs (sables secs).

Une classification des mouvements de terrain a été proposée par (J.P.MAUGIN), selon le tableau 4.1 ci-dessous [15].

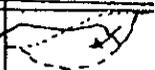
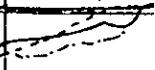
surface de rupture définie ou non	Relation de la surface de rupture avec la Géologie	Remaniement interne	Forme de la surface de rupture	Terrains concernés	Extension	Zone de DEPART	CLASSE	TYPE	SCHEMA
surface de rupture définie	Surface de Rupture Indépendante de la Structure Géologique des terrains ou dans un terrain Homogène	Faible	Circulaire	Tous sauf roches dures	Faible à moyenne	existante	Glissements de terrain ou sens strict	Glissement circulaire	
			Plane					Glissement Plan	
			Mixte					Glissement mixte	
	?	Fort	quelconque	Sols meubles	faible à moyenne	existante	coulées	coulées de terre	
				roches dures	Forte à très forte			écroulements	
	dans une couche et en relation avec sa Géométrie	Faible	selon la structure géologique	Tous sauf Très durs	Faible à moyenne	existante	Glissements dans une couche	Glissements de bloc	
								Fort	moyenne à forte
		Faible	selon la limite entre les terrains	tous	Faible à Forte	existante	Glissements couche sur couche	Glissements selon la stratification	
	Fort	altération sol sur roche		Glissements superficiel					
	non Définie	?	variable	pas	roches	faible	?	Fouillage	

TABLEAU 4.1. : Classification des mouvements selon J.P MAUGIN 1981.

En 1981, LOPEZ [15] a distingué quelques modèles de déplacements des matériaux sur les versants (tableau 4.2).

Mouvements des éléments	Types	Processus	Matériaux	Caractère spécifique
indépendants	Eboulement	rebond, roulement	blocs rocheux	indépendance des fragments
solidaire ou en association	Glissement	glis- avec coefficie- de frotte- glissement lubrifié	plans de roches, sols cohérents	préservation de la structure
	Ecoulement	écoulement laminaire écoulement turbulent écoul- en suspension	boue, lave, ... etc neige, glace débris rocheux neige poudreux sable, sédiment marins	déplacement relatif des éléments structure de départ bouleversée

Tableau 4.2: Mouvements de terrain d'après C. LOPEZ 1981 [15]
4.3. CALCULS DE STABILITE:

4.3.1. INTRODUCTION:

Lorsqu'on dispose de paramètres géométriques, hydrogéologiques et mécaniques, il devient possible d'effectuer des calculs de stabilité pour expliquer et éventuellement définir un programme de travaux de confortation. Les méthodes de calcul utilisées, dites "méthodes de calcul à la rupture", sont basées sur une constatation d'expérience; lorsqu'il y a glissement général de terrain, il y a séparation d'une masse du sol du reste du massif et son glissement suivant une surface de rupture. Ayant défini une surface de rupture " S ", on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe (figure 4.8).

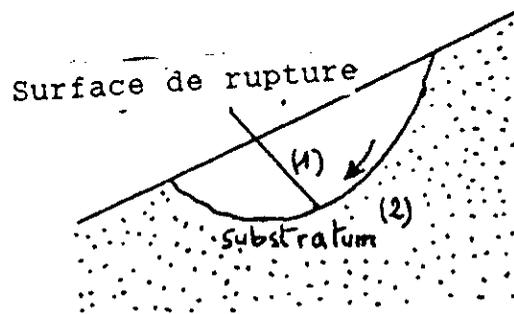


Fig 4.8: Surface de rupture [9].

4.3.2. DEFINITION DU COEFFICIENT DE SECURITE:

Le calcul de la stabilité d'un ouvrage en géotechnique est généralement estimé à l'aide d'un coefficient F_s . Les définitions de F_s divergent. Nous prendrons principalement la plus répandue qui correspond à une mobilisation partielle du cisaillement limite sur la ligne de glissement. Il est donc défini comme étant le rapport du moment par rapport à un point fixe de la résultante des forces qui peut mobiliser la masse instable "forces résistantes" aux forces provoquant le glissement. Autrement dit c'est le rapport du moment des efforts mobilisables, au moment des efforts appliqués, c'est à dire au moment moteur [2].

$$F_s = \frac{\text{Moment des forces résistant au mouvement}}{\text{Moment des forces provoquant le mouvement}}$$

ou encore, il est donné par la relation suivante:

$$F_s = \frac{\tau_{lim}}{\tau_c} = \frac{C + \sigma \tan \phi}{C_c + \sigma \tan \phi_c} \quad (4.10)$$

avec C et ϕ cohésion et angle de frottement réels du massif. C_c et ϕ_c sont les caractéristiques nécessaires pour assurer l'équilibre limite du massif.

Le talus est dit stable si $F_s > 1$. L'état d'équilibre limite (rupture) est obtenu lorsque $F_s = 1$. Mais en pratique minière le coefficient de sécurité est compris entre 1.15 et 1.30 ($1.15 < F_s < 1.30$). Cette précaution dans les calculs tient compte [4]:

- * des erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul de la stabilité du bords,
- * de l'incertitude sur la validité des données sur les propriétés du massif rocheux,
- * des principaux facteurs influençant la stabilité.

4.4. METHODES DE CALCUL DE STABILITE:

Les principales méthodes d'approche d'un calcul de stabilité de pentes rocheuses (talus) sont:

- * Les méthodes basées sur l'équilibre limite.
- * Les méthodes basées sur l'utilisation de modèles aux élément finis.
- * Les méthodes des abaques.
- * Les méthodes telluriques.

4.4.1. METHODE D'EQUILIBRE LIMITE:

La mise en équation du problème de l'équilibre d'une masse de sol peut se faire de deux manières:

* ou bien on étudie l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement. La ligne de rupture est, la plupart du temps supposée circulaire. C'est la méthode globale (méthode de TAYLOR; de CAQUOT; de BIAREZ, et de FICENKO ...).

* ou bien on décompose le talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices; c'est "la méthode des tranches".

4.4.1.1. Méthode des tranches:

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement (figure 4.9).

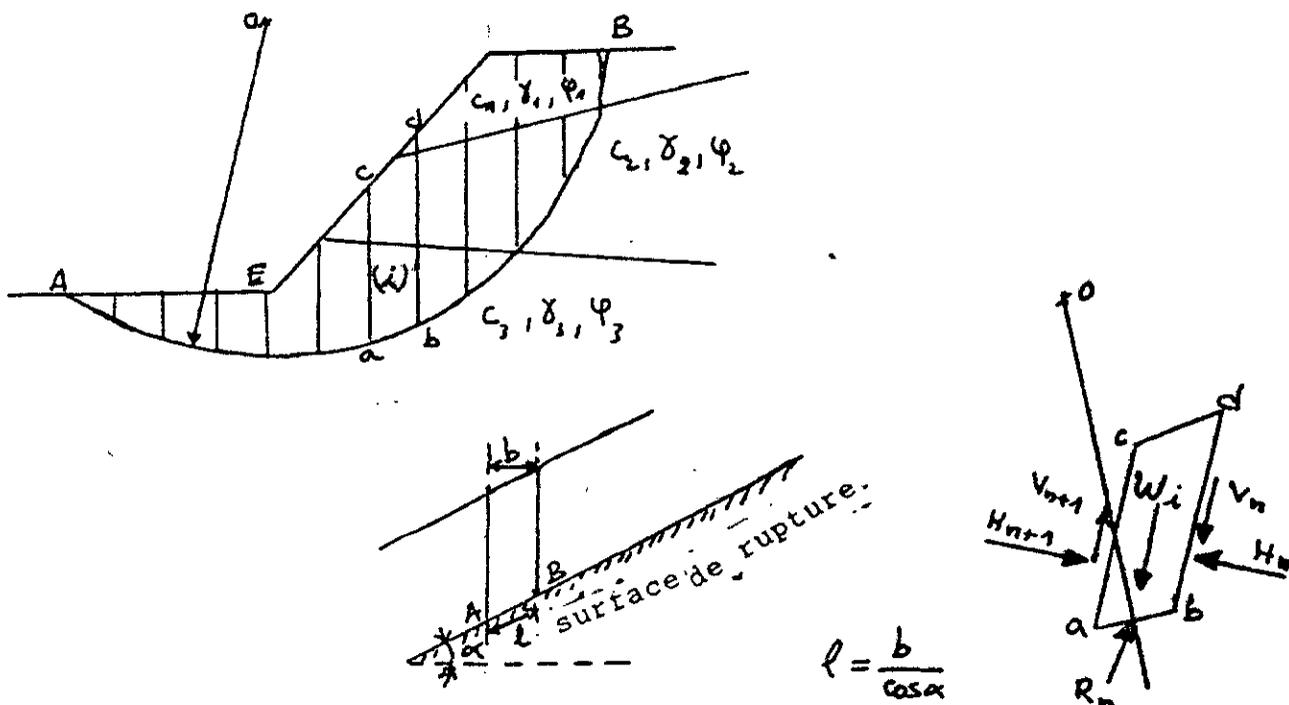


Fig 4.9: Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche "i".

l'absence de l'eau, une tranche "i" est soumise à:

* son poids $\omega_i = \gamma_i \cdot h_i \cdot b_i$ (4.11)

* les efforts inter-tranches qui se décomposent, en efforts verticaux V_i ; V_{i+1} et horizontaux H_i ; H_{i+1} .

* la résistance de cisaillement R_i qui se décompose comme suit:

- une composante normale

$$N = \sigma_i l_i = \sigma_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \quad (4.12)$$

- une composante tangentielle

$$T_i = \tau_i l_i \quad (4.13)$$

et d'après le critère de COULOMB on a:

$$T_i = \frac{C_i}{F_s} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N \frac{\text{tg } \phi_i}{F_s} \quad (4.14)$$

4.4.1.2. Méthode de BISHOP simplifiée:

Dans cette méthode on considère que:

- * la ligne de glissement de forme circulaire
- * les efforts verticaux inter-tranches nuls

Ecrivons dans ce cas l'équilibre vertical d'une tranche (i):

$$\omega_i + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i \quad (4.15)$$

comme $V_i - V_{i+1} = 0$ (par hypothèse) on aura:

$$N_i = \frac{\omega_i - \frac{C_i}{F_s} b_i \text{tg } \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{\text{tg } \phi_i}{F_s} \sin \alpha_i} \quad (4.16)$$

L'équilibre des moments: dans ce cas seules les forces extérieures interviennent. Il s'écrit par rapport au centre du cercle de glissement (de rayon "R").

$$F_s = \frac{\sum C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \operatorname{tg} \phi_i}{\sum \omega_i \sin \alpha_i} \quad (4.17)$$

Enfin en remplaçant N_i par sa valeur, on obtient:

$$F_s = \frac{\sum (C_i b_i + \omega_i \operatorname{tg} \phi_i)}{m_\alpha \sum \omega_i \sin \alpha_i} \quad (4.18)$$

avec $m_\alpha = \cos \alpha_i [1 + (\operatorname{tg} \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i) / F_s]$

La figure 4.10 présente un abaque qui permet de calculer F_s .

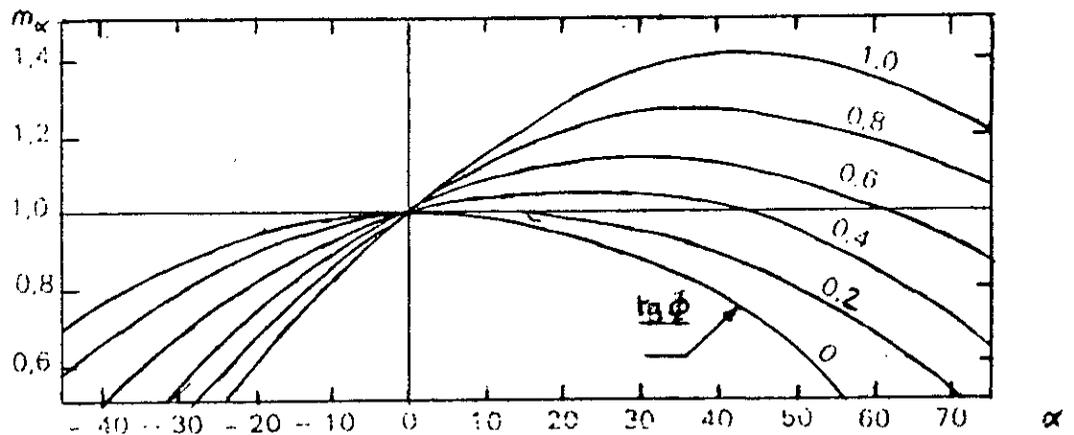


Figure 4.10: Valeurs de m_α

4.4.1.3. Méthode de FELLENIUS:

Encore appelée méthode suédoise; on suppose, là encore, que la ligne de glissement est circulaire, mais on néglige totalement les efforts inter-tranches. L'équation qui permet de définir F_s est la même que celle donnée par la méthode de BISCHOP pour une ligne de glissement circulaire mais les efforts normaux N_i prennent une expression plus simple puisque dans ce cas $N_i = \omega_i \cos \alpha_i$ donc [13]:

$$F_s = \frac{\sum \left[C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + \omega_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \phi_i \right]}{\sum \omega_i \sin \alpha_i} \quad (4.19)$$

4.4.1.4. Méthode de calcul en rupture plane:

L'analyse de la stabilité en rupture plane permet de définir des critères très simples, fréquemment utilisés dans la mesure où beaucoup de glissements de versants naturels se produisent le long de discontinuités planes [13].

* cas d'un massif purement pulvérulent ($c=0$) sans écoulement d'eau:

Le poids de la tranche induit sur AB, une contrainte verticale ($e = \gamma h \cos \alpha$) qui se décompose suivant la facette de rupture AB en:

- une contrainte normale

$$\sigma = \gamma h \cos^2 \alpha \quad (4.20)$$

- et une contrainte tangentielle

$$\tau = \gamma h \cos \alpha \sin \alpha \quad (4.21)$$

d'après la loi de COULOMB, la stabilité est assurée si

$$\tau \leq \sigma \operatorname{tg} \phi_c \quad (4.22)$$

$$\text{c'est-à-dire } \alpha \leq \phi \quad (4.23)$$

* cas d'un massif cohérent (sans eau)

la résistance au cisaillement vaut:

$$\tau_{\max} = C + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (4.24)$$

- si $\alpha < \phi$ dans ce cas l'équilibre est surabondant puisque la cohésion vient s'opposer (en plus) au mouvement.

- si $\alpha \geq \phi$ le massif est en équilibre si son épaisseur est limitée à une profondeur H_c avec:

$$H_c \leq \frac{C}{(\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{tg} \phi) \gamma \cos^2 \alpha} \quad (4.25)$$

* cas d'un massif purement pulvérulent ($C=0$) avec écoulement d'eau: Dans ce cas on a:

$$\tau = \gamma_{\text{sat}} Z \cos \alpha \sin \alpha \quad (4.26)$$

$$\sigma = \gamma_{\text{sat}} Z \cos^2 \alpha \quad (4.27)$$

$$v = \gamma_v Z \cos^2 \alpha \quad (4.28)$$

pour qu'il y ait équilibre il faut que $\tau \leq (\sigma - v) \operatorname{tg} \phi$
c'est-à-dire:

$$F_s = \frac{\gamma}{\gamma_{\text{sat}}} \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \alpha} \quad (4.29)$$

$$\text{avec } \gamma = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

4.4.2. METHODE DES ELEMENTS FINIS:

Elle permet de déterminer:

* les efforts et les déformations au sein d'un massif quelconque.

* le développement des zones à l'état d'équilibre (de rupture).

* Le coefficient de sécurité moyen le long de la surface de rupture est donné par:

$$F_s = \sum \frac{\tau_{\max,i}}{\tau_i} \quad (4.30)$$

Avec: $\tau_{\max,i}$ la résistance au cisaillement.

τ_i est la contrainte de cisaillement le long de la surface de rupture dans l'élément "i".

Le tableau 4.3 ci-dessous compare les deux méthodes:

	Eléments finis	Equilibre limite
Analyse	<ul style="list-style-type: none"> * 1 ou 2 dimensions massif * comportement élastique linéaire ou non * avec ou sans résistance à la traction * avec ou sans discontinuité 	<ul style="list-style-type: none"> * 2 ou 3 dimensions bloc * coin 3 dimensions * masse rocheuse rigide ou semi-rigide
Entrées	<ul style="list-style-type: none"> * géométrie * contraintes naturelles * E, ν, ϕ, C (rocher) * discontinuité K_n, K_s * dilatance ϕ, C^n, C^s * eau 	<ul style="list-style-type: none"> * géométrie * mode rupture cisaillement surface plane ou courbe. * C et ϕ le long de la surface avec résistance de pic ou résiduelle * eau
Résultats	<ul style="list-style-type: none"> * champs de contrainte * champs de déplacement 	<ul style="list-style-type: none"> * facteur de sécurité
Limites	<ul style="list-style-type: none"> * la solution en grands déplacements pose encore des problèmes * prix * K_n = raideur normale 	<ul style="list-style-type: none"> * les déformations ne sont plus prises en compte.

Tableau 4.3: Comparaison entre la méthode des éléments finis et la méthode de l'équilibre limite [8].

4.4.3. METHODES DES ABAQUES:

Dans un certain nombre de cas assez simples; le coefficient de sécurité peut-être déterminé directement à l'aide d'abaques.

4.4.3.1. Abaque de TAYLOR-BIAREZ:

Ils ont présenté des abaques sous forme de la figure 4.10. Si A est le point figuratif correspondant à la hauteur du gradin "H", au poids volumique du massif " γ " à la cohésion du massif "C" et à l'angle de frottement interne " ϕ ", et si "B" est le point où la droite (OA) recoupe la courbe correspondant à l'angle du talus " α "; alors le coefficient de sécurité " F_s " est définie comme suit [15]:

$$F_s = \frac{OA}{OB} \quad (4.31).$$

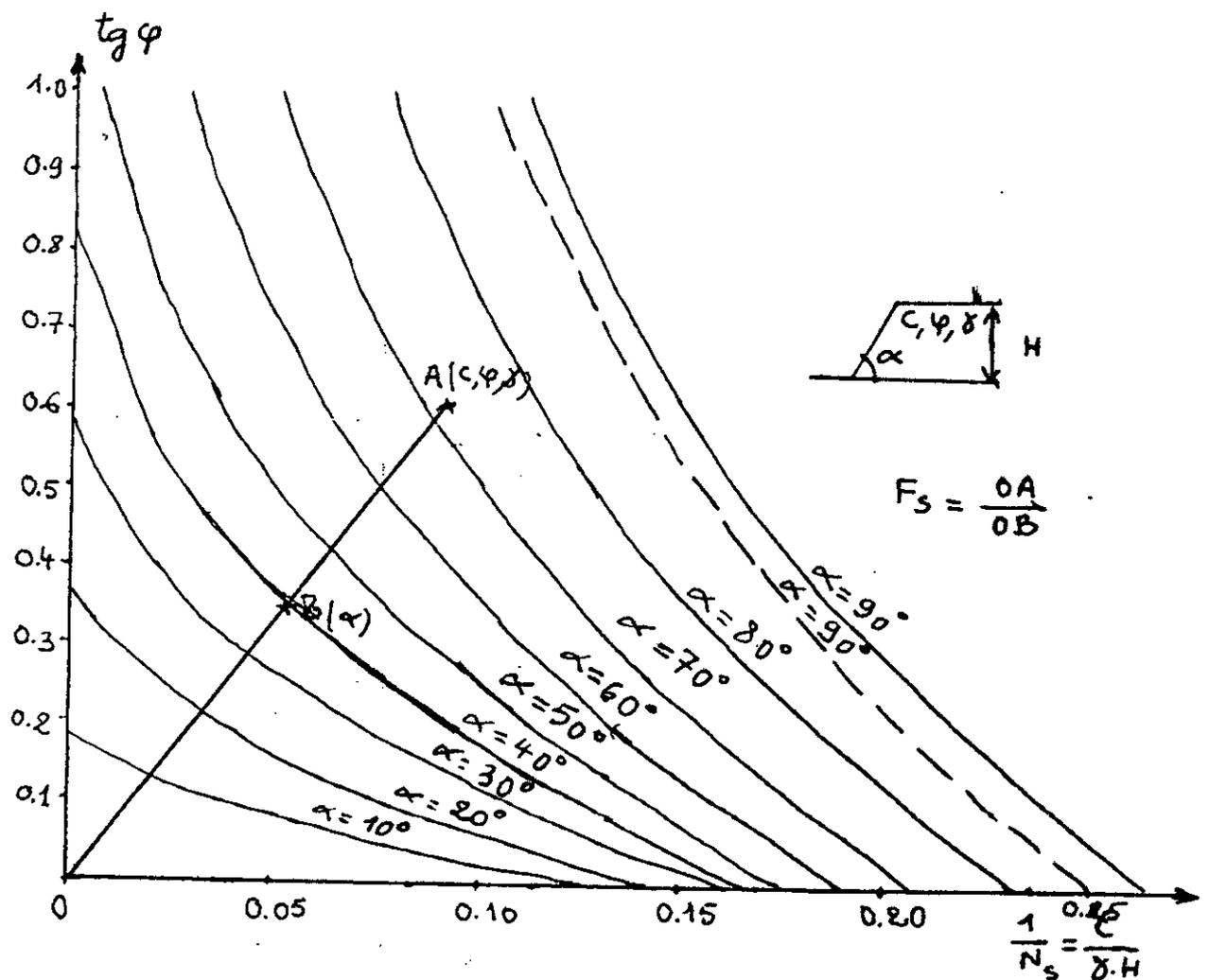


Fig 4.11: Abaque de TAYLOR-BIAREZ [15].

4.4.3.2. Abaque de HOEK:

Le coefficient de sécurité peut être déterminé en utilisant l'abaque de HOEK. Pour calculer ce coefficient il suffit de connaître la fonction de l'angle du talus (X) et la fonction de la hauteur du gradin (Y). Le point d'intersection de ces dernières nous permet de déterminer le coefficient de sécurité correspondant.

L'abaque de HOEK est donné à la figure 4.12.

Le coefficient de sécurité déterminé à partir de l'abaque de HOEK correspond au cercle du pied considéré comme un cercle dangereux selon TERZAGHI.

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

$$X = \alpha - 1.2 \phi \quad (4.32)$$

$$Y = \gamma \frac{H}{C} \quad (4.33)$$

avec:

α : angle du talus [en degré]

ϕ : angle de frottement interne [en degré]

γ : poids volumique de la roche [kg/cm³]

H: hauteur du gradin [mètre]

C: cohésion de la roche [kg/cm²]

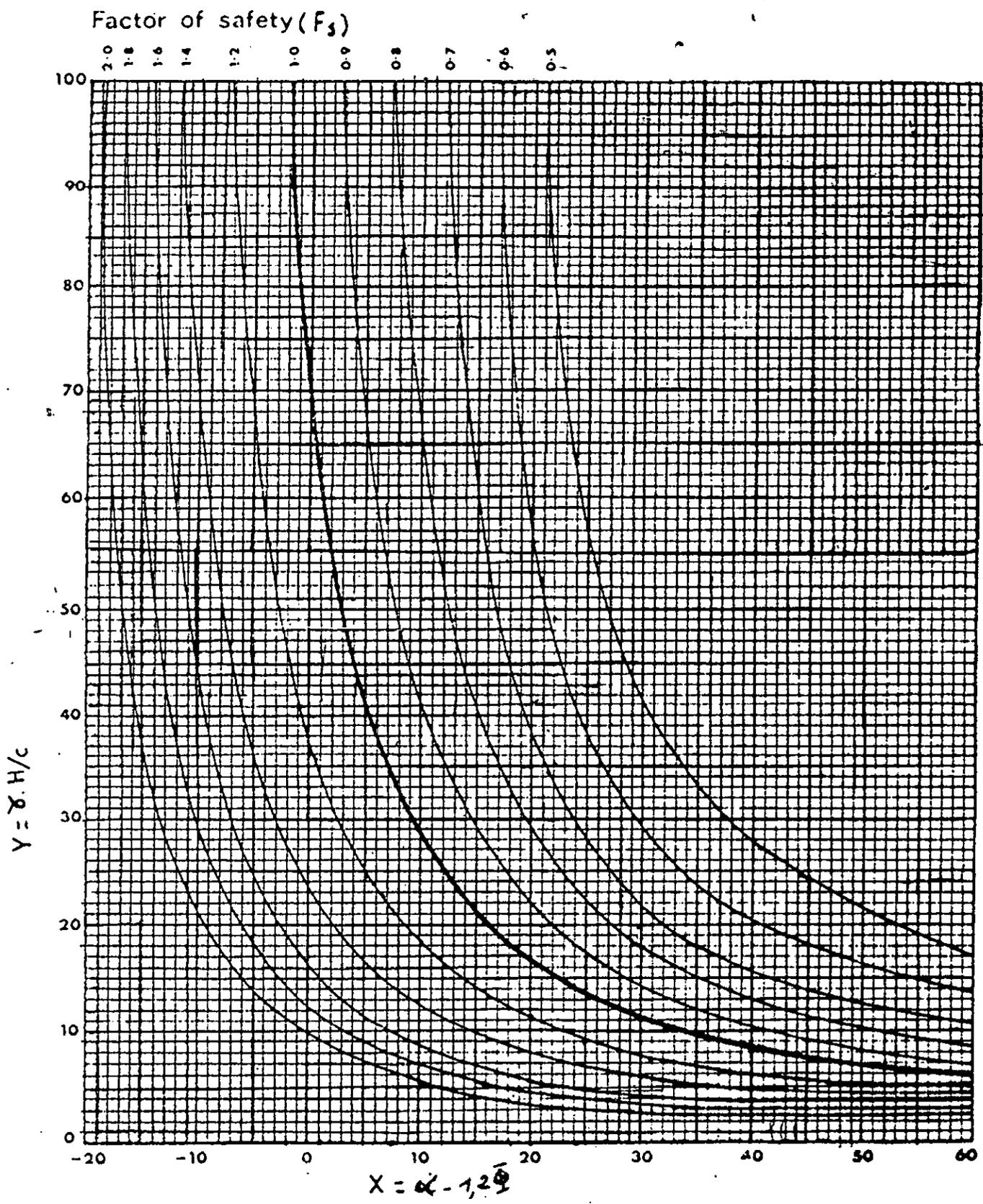


Figure 4.12: Abaque de HOEK.

4.5. STABILISATION DES TALUS ROCHEUX:

Les techniques suivantes peuvent être utilisées pour augmenter la stabilité des talus rocheux:

* L'aplatissement du talus

Cette technique consiste à diminuer le poids du massif rocheux qui a tendance à glisser (figure 4.13).

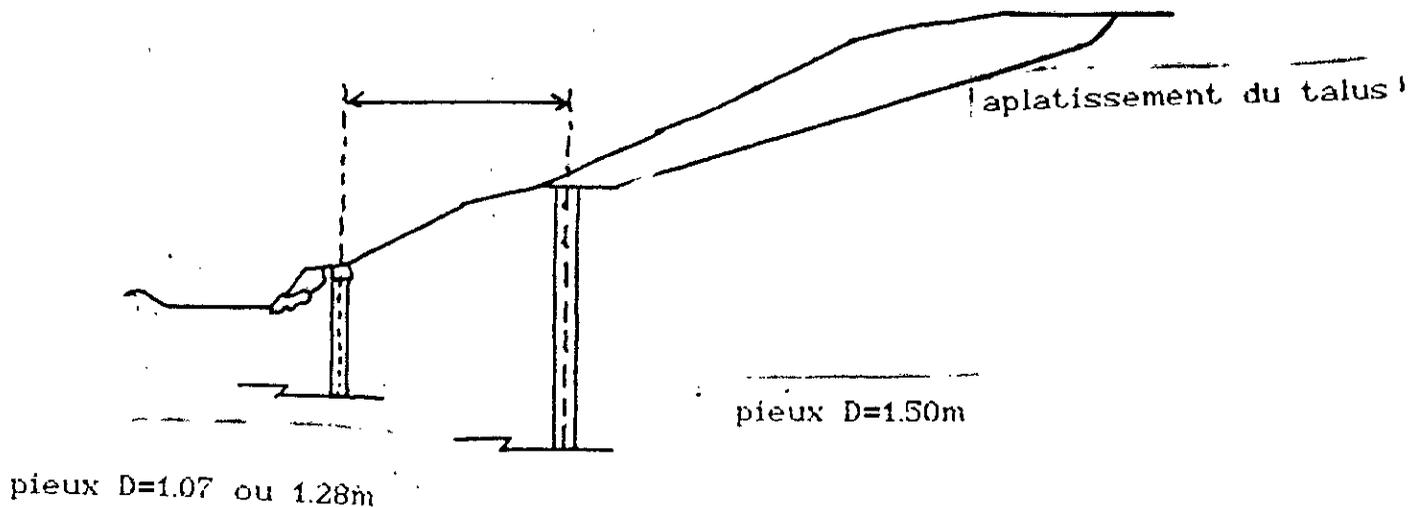


Fig 4.13: Aplatissement d'un talus.

* Le drainage

Les pressions peuvent être responsables de la forte diminution du coefficient de sécurité, le drainage peut être une technique efficace pour autant que la perméabilité des discontinuités soit suffisante. Les drains peuvent-être mis en place à partir du talus ou à partir d'une galerie de drainage (figure 4.14).

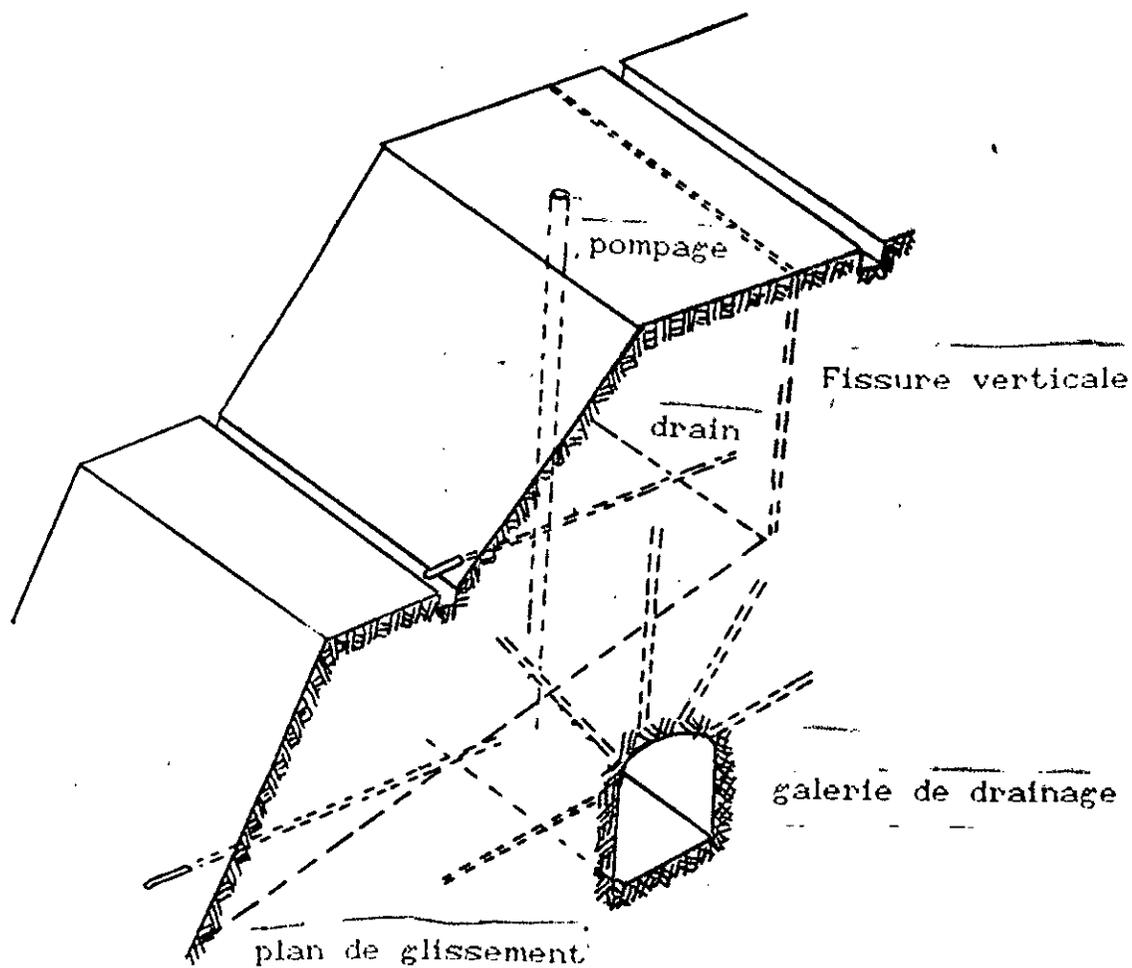


Fig 4.14: Stabilisation des talus par le drainage.

* L'injection

Elle consiste à augmenter les caractéristiques de cisaillement par introduction dans les joints, lorsque c'est possible, d'un coulis d'injection.

* Le boulonnage

Cette technique a pour objet de retenir en place des blocs rocheux surtout quand ils ont tendance à culbuter. L'influence de celle-ci ne s'étend qu'à quelques mètres (figure 4.15).

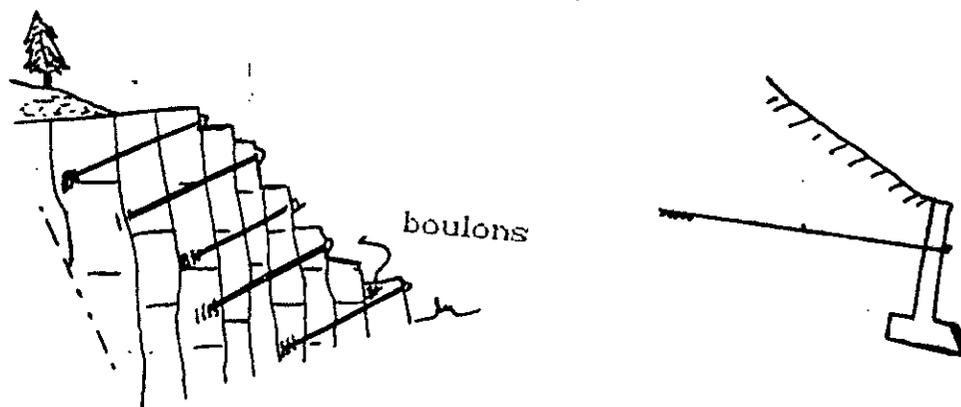


Fig 4.15: Stabilisation des talus par boulonnage.

* Les ancrages

Ces techniques peuvent retenir des massifs rocheux beaucoup plus importants, vu la profondeur du scellement et les efforts qui peuvent être mobilisés. L'effet des ancrages peut être amélioré en plaçant sur la surface rocheuse des poutres ou des grillages en béton armé retenus en place par des ancrages (figure 4.16).

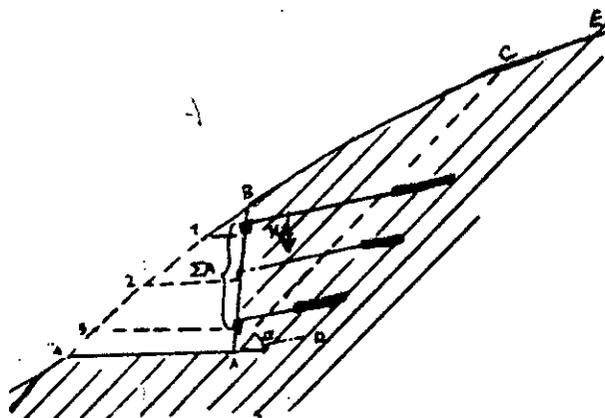


Fig 4.16: Stabilisation des talus par des ancrages.

- * Les murs de soutènements fréquemment renforcés par des ancrages.
- * Les pieux forés renforcés par des poutrelles en aciers encastrés dans la roche saine.
- * L'abattage sur un coussin des roches abattues.

CHAPITRE V

CONDITIONS GEOLOGIQUES ET MINIERES

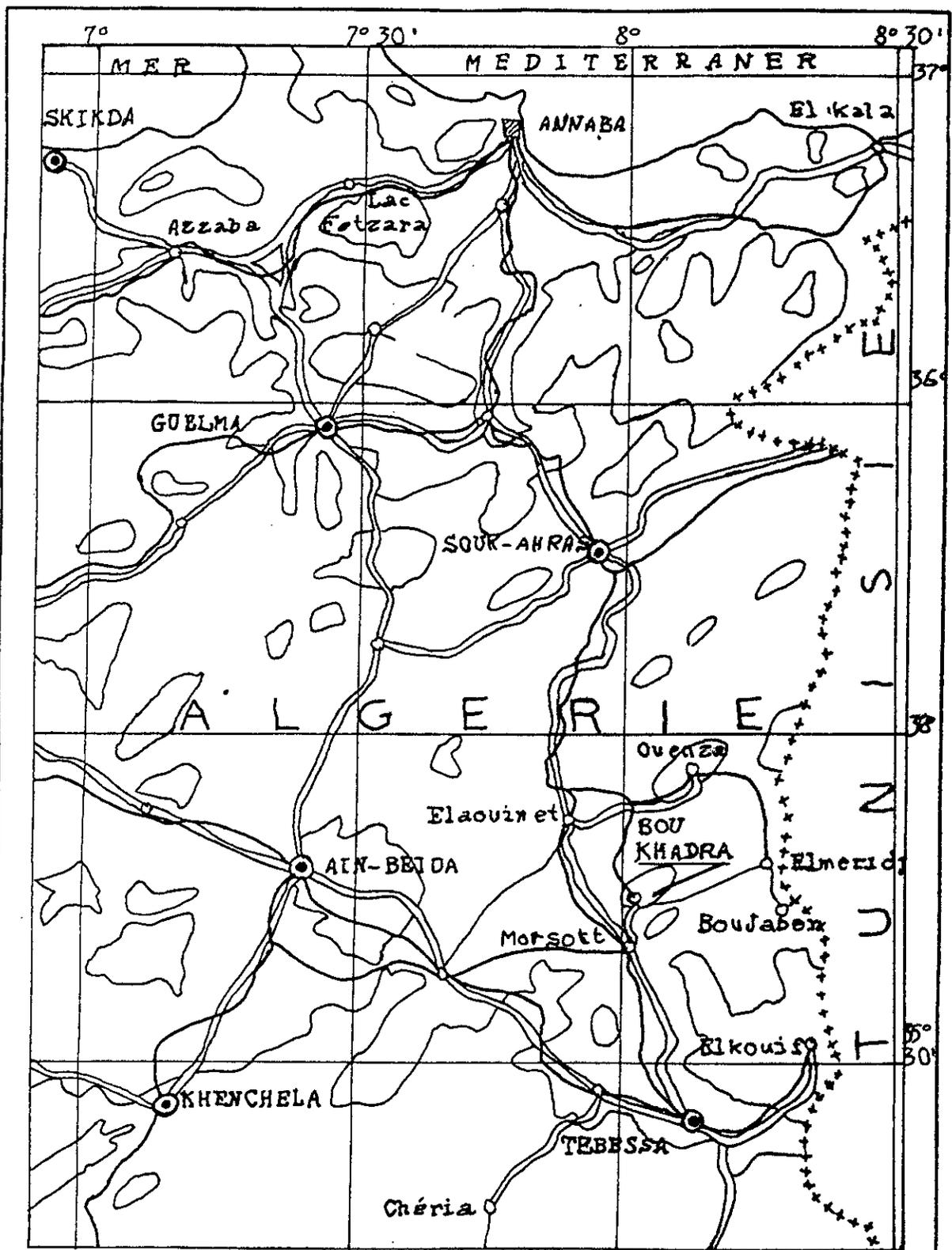
5.1. CONDITIONS GEOLOGIQUES

5.1.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE:

Ouenza est une petite ville minière qui se trouve au NORD-EST de l'Algérie, dans l'atlas saharien oriental. Cette ville repose sur le flanc N-E du massif montagneux de même nom "Djebel OUENZA". Ce dernier s'étend sur environ 12 Km du SW au NE, avec une largeur moyenne de 5 Km, atteignant une altitude de 1288 m au niveau du pic. Il présente les grands caractères de l'atlas saharien; le relief est accidenté, déchiqueté et modifié par les travaux d'exploitation de la mine. Il se caractérise aussi par un climat continental semi-désertique avec une végétation pauvre et rare. La pluviométrie moyenne annuelle est d'environ 400mm. Le secteur d'étude est une partie de la terminaison de l'axe minéralisé. Il est situé immédiatement à l'E-S du pic de l'OUENZA entre le "Chabet es-sennguett" au NORD et le cours supérieur de l'oued-el-Djebbs" au SUD. Dans cette région les pendages ont des directions très variés et ils sont souvent difficiles à observer, leurs valeurs sont faibles, en général de l'ordre de 15° [21].

5.1.2. HISTORIQUE DU GISEMENT:

L'histoire de la mine de l'Ouenza a commencé depuis longtemps, à l'époque romaine, on extrait surtout du cuivre, comme en témoignent les nombreux puits et galeries aux quartiers HALLATIF, DOUAMIS et KAHKOUH. La première information relative à la présence d'indices de minéralisation ferrifère a été signalée en 1875 par l'ingénieur des mines français TISSOT. En 1901 le prospecteur REGIS-PASCAL, auquel on doit la mise en valeur de plusieurs gisements de la frontière Algéro-Tunisienne; a obtenu la concession de la mine et fonda la société concessionnaire des mines de l'Ouenza. En 1918, l'étape préliminaire d'aménagement du gisement a été terminée et en 1921 la mine est mise en exploitation pour le fer dont la réserve est estimée à plus de 100 millions de tonnes. Durant la période coloniale, la mine a été soumise à une exploitation intense par la société française tant celle-ci a été facilement exploitable. Le 6 Mai 1966 la mine de l'Ouenza, comme les autres exploitations minières, a été nationalisée, en passant sous le contrôle de SONAREM. Le 16 Juilllet 1983 a lieu la création de l'EN-FERPHOS, issue de la restructuration de SONAREM qui s'occupe actuellement des gisements ferriferes entre autres [21].



ECHELLE: 1/1000.000^e
 LEGENDE:
 ◻, ⊙ : Villes importantes
 ○ : Petites villes
 =, — : Routes
 — : Voies ferrees

Fig.5.1: Situation géographique; Nord-Est d'Algerie

5.1.3. TRAVAUX ANTERIEURS:

Les résultats de la phase préliminaire des études géologiques réalisées dans la région, ont été analysées par DAVID et G.DUBOURDIEU en 1956. Ce dernier a dressé les premières cartes géologiques au 1/50000e entre autres celles du Djebel Ouenza et Boukhadra. En 1969 M.MADRE dans sa contribution à l'étude géologique et métallogénique du Djebel Ouenza, formule l'hypothèse sur l'origine synsédimentaire de la minéralisation ferrifère de l'Ouenza. Au cours des années 1976, un groupe de spécialistes soviétiques a mené d'intenses travaux géologiques de prospection et de reconnaissance, les travaux ont conduit à l'élaboration des cartes géologiques au 1/10000e, au 1/5000e et 1/2000e. En 1976 M.MADRE et S.THIBEROZ ont publié un modèle paléo-géographique de la région. En 1979 J.R.MASSE et J.P.THUKULOY ont apporté quelques précisions concernant l'âge et la paléo-géographie de l'Ouenza. Durant la période 1980-1984 la région de l'Ouenza a fait l'objet d'intéressantes études géologiques [27].

5.1.4. GEOLOGIE DU CHANTIER "ZERGA":

5.1.4.1. Localisation du chantier:

Le chantier fait partie du gisement de l'Ouenza, ce dernier se trouve à une dizaine de kilomètres de la frontière tunisienne sur le prolongement du sillon AURES-EL-KEF à 70 Kilomètres au Nord de TEBESSA. ZERGA se trouve sous forme d'une colline, dénommée "Koudiat EZ-ZERGA" située immédiatement à l'E-S du pic de l'Ouenza. Elle s'étale sur une zone qui a 700m d'Ouest en Est et à peu près autant du Nord au Sud [14].

5.1.4.2. Stratigraphie et Lithologie:

Les terrains du chantier ZERGA sont formés de roches sédimentaires, appartenant au quaternaire, au miocène et au crétacé [25].

* Le quaternaire: Il se compose de recouvrements récents, éboulis, alluvions récentes et anciennes brèches de pente, croute calcaire et conglomérats calcaires.

* Le miocène: Il est partiellement formé d'une accumulation puissante de marnes jaunâtres, recouvrant en discordance des horizons variés de la série mésozoïque et repose sur du Trias diapirique, ces marnes sont entièrement dépourvues de formations marines ou continentales du moins en surface.

* Le Crétacé: C'est le principal constituant du gisement et par conséquent il sera décrit en détail:

- Le Turonien: Il est composé de calcaires gris, durs à grains, teintés de rose par les traces de fer, l'épaisseur est d'environ 120m.

- Le Cénomaniens supérieur: C'est une alternance de calcaires gris, jaunâtre à la base très irréguliers et des marnes, cette série est très limitée.

- Le Cénomaniens moyen: Il est formé de marnes argileuses verdâtres, à dépôts très riches en veinules de calcites fibreuse avec des intercalations marno-calcaires, l'épaisseur est d'environ 800m.

- Complexe Cenomanion Albien: Il englobe le Cenomanion moyen et inférieur plus le vraconien qui lui aussi est du même faciès, l'épaisseur est de l'ordre 1250m.

- Albien inférieur: Au bord en bordure de ZERGA, on distingue la succession suivante:

** Marnes noires à intercalation (quelques cm) de calcaires argilo-gréseux grisâtres, un peu ferrugineux d'environ 50m.

** Calcaires argileux et marnes grises relativement chargées en calcaires (4.5).

** Marnes grises jaunâtres à nombreuses passes de calcaires argileux salis par des oxydes de fer (10 à 20).

L'Albien affleure aussi à l'ouest de ZERGA. Il comprend 80 à 100m de marnes jaunes brunâtres.

- Albien moyen: Il est formé de calcaires sublithographiques noirs à hématite et de marnes noires, son épaisseur est de 50 m.

- Albien supérieur: Il est composé par les marnes noires alternant avec de minces bancs de calcaires argileux noirs, l'épaisseur est de l'ordre de 300m.

- Aptien: On distingue deux types de faciès:

** Un faciès marno-gréseux

** Un faciès formant l'ossature du gisement, les calcaires sont compacts avec une épaisseur d'environ 250m au pic, ces calcaires sont en partie minéralisés et forment le gisement de fer. L'Aptien est aussi présent au niveau de ZERGA et c'est lui qui donne le corps minéralisé:

* Le Trias: Il est constitué par des sédiments gypsifères, avec parfois des lentilles de gypse englobant des dolomies grises vacuolaires et des roches éruptives très basiques. Ces affleurements sont mis à jour par le diapirisme triasiques.

5.1.4.3. Tectonique-structure:

La tectonique générale est caractérisée par des plissements de direction S-O et N-E de manière évidente postérieurs au Sénonien et antérieurs au Miocène. Le diapirisme du Trias doit être contemporain, ou mieux, a dû commencer au moment de cette phase tectonique, qui est une phase primordiale. Les failles qui affectent DJ. Ouenza ont la même direction que les plissements, citons comme exemple la faille du pic qui a un rejet vertical de l'ordre de 200m et qui se prolonge au sud après décrochement vers ZERGA. Les intenses fissurations des formations de ce chantier en témoignent. ZERGA est soulevé par un diapir qui débute au Sud et qui se prolonge ensuite vers le N-E où il envahit toute la région comprise entre la mine et les calcaires albiens, ses pendages ont des directions très diverses, souvent difficiles à observer. En dehors des calcaires récifaux, l'Aptien de ZERGA comporte quelques affleurements de marnes (flanc SUD) et des marno-calcaires (au S-E et au centre) [14].

Le corps minéralisé de fer à cheval est constitué de deux corps: corps Sud et corps Nord. Au niveau (733), ils sont séparés par une zone bréchique (marnes brunâtres, calcaires minéralisés et marno-calcaires). Vers l'Ouest ces deux corps se rapprochent, vers l'amont on observe une discontinuité séparant les structures au dessus de ces deux corps minéralisés. Au dessus du corps sud, nous trouvons des marno-calcaires avec des amas de gypse qui forment une structure assez résistante, du côté Nord de la discontinuité mentionnée ci-dessus (au Nord) et au dessus du corps (Nord) nous retrouvons les formations marneuses (marnes grises et noires) à pendage modéré d'environ 35°. Ces marnes sont couvertes d'une épaisse masse d'argiles bréchiques de pente moyenne. Ces deux formations sont très tendres et sensibles à l'action de l'eau. Elles diffèrent donc beaucoup des terrains situés au dessus du corps Sud. Au delà de la zone de glissement au N-W, nous retrouvons également des marnes grises avec intercalations de bancs de calcaires (de quelques cm à quelques m d'épaisseurs) ces alternances marno-calcaires peuvent être observées de façon continue jusqu'aux environs de la tête motrice du skip (niveau 965). Toutes ces formations marno-calcaires sont probablement d'âge albien; leur disposition, sur toute la longueur observée (du corps minéralisé de ZERGA à la tête motrice) reste assez stable. La direction est en général S-W au N-E, le pendage étant orienté vers le S-E. Cependant, l'angle de pendage a tendance à augmenter du bas vers le haut (de 35° dans les zones de glissement à 70° et plus au niveau de la tête motrice) [25].

5.1.4.4. Hydrogéologie:

Les différentes formations du gisement se comportent au point de vue hydrogéologique de la manière suivante:

*Le Trias

Il se comporte localement en terrain perméable dans lequel les eaux circulent.

*Les calcaires massifs

Ils sont très fissurés en affleurement et permettent la circulation et l'alimentation des eaux souterraines par infiltration.

*La série marneuse

Elle est imperméable et toutes les eaux de pluie qui y tombent ruissellent ou s'évaporent, soit en présence des intercalations calcaires, mais celles-ci sont généralement peu épaisses. Il y a aussi la fissuration intense qui permet l'imbibition des marnes (zone de faiblesse).

*Pluviométrie

La pluviométrie moyenne annuelle dans la région de l'Ouenza est de 400mm, les chantiers reçoivent 160 000 m³ d'eau. De par leurs formes, ces derniers ont un coefficient d'infiltration extrêmement fort. Après une pluie, presque toute l'eau paraît s'infiltrer. La température varie entre 0°C et 15°C en hiver et de 30°C à 40°C en été [22].

5.1.4.5. Substances extraites:

A la mine de l'Ouenza, la masse principale des minerais de fer est formée de minerais oxydés hematito-limonitiques et de sidérites primaires. L'hématite se forme par oxydation de la sidérose (Sidérose $\xrightarrow{\text{oxydation}}$ Hematite) qui constitue principalement le minerai de fer exploité dans la mine. La quantité d'hématite décroît proportionnellement à la profondeur, ce phénomène est accompagné d'un accroissement de la participation de la goéthite. On trouve aussi des minéraux secondaires tels que:

* Les oxydes: l'oxyde de silicium (SiO_2), l'oxyde d'aluminium (Al_2O_3), la calcite bien cristallisée (CaCO_3) la baryte (BaSO_4) et le fluorure de calcium (CaF_2).

* Les sulfures: tels que la pyrite (FeS_2) et la galène (PbS). On trouve aussi du cuivre gris mais en petite quantité ainsi que la malachite et l'azurt.

Les principaux minerais de fer rencontrés dans la région de l'Ouenza sont de trois types:

- * Minerais Hematitiques
- * Minerais Hematito-Limonitiques
- * Minerais Limonitiques.

D'autres types peuvent également être définis.

Le minerai exploité est considéré comme étant de bonne teneur (46 à 56 %). Une partie sert à alimenter le foyer sidérurgique " EN-SIDER " de Annaba et l'autre étant destinée à l'exportation. Soit le tableau présentant la composition chimique moyenne des différents types de minerais de fer de l'Ouenza [27].

5.2. CONDITIONS MINIERES:

5.2.1. INTRODUCTION:

L'exploitation au niveau de tous les quartiers de production dans la mine de l'Ouenza, a certains problèmes qui sont les suivants:

- Le problème de skip n'est pas réglé,
- Les problèmes liés aux glissements de terrain au niveau du quartier "ZERGA",
- Les problèmes liés au manque de moyens matériels.

A tous ces problèmes, s'ajoutent d'autres, liés au plan d'exploitation et à la maintenance continue des engins [22].

5.2.2. SYSTEME D'EXPLOITATION:

En tenant compte du caractère montagneux du gisement de Ouenza et de la configuration irrégulière du gîte en forme d'amas, la méthode d'exploitation appliquée est celle du fonçage. Les travaux d'exploitation se développent à un seul bord suivant un sens longitudinal.

5.2.3. PARAMETRES DU SYSTEME D'EXPLOITATION:

En général, la hauteur du gradin est de 12 à 15m, l'angle du talus varie de 60° à 80° , la pente est de 8%, les décharges sont éloignées des chantiers et ce à cause de la morphologie du gisement. Au niveau du quartier ZERGA la hauteur du gradin allant jusqu'à 22m [22].

5.2.4. GLISSEMENT LOCAL DU QUARTIER ZERGA:

Le glissement local qui se manifeste dans le quartier "ZERGA" en 1985, en atteignant la partie N-W du premier gradin dans les roches encaissantes. Ce glissement atteint la partie N-E du deuxième gradin en 1986 et 1987. Le volume environnant des roches éboulées est [31]:

1 gradin	1985	$V_1 = 71\ 500\ m^3$	N-W
2 gradin	1986	$V_2 = 158\ 400\ m^3$	N-W
3 gradin	1987	$V_3 = 48\ 400\ m^3$	N-E

Soit un volume total: $V_t = 278\ 300\ m^3$.

5.2.5. CAUSES DES GLISSEMENTS:

Depuis plusieurs années, dans les ouvrages du chantier "ZERGA", des glissements successifs se manifestent, surtout dans la zone située au dessus de la partie Nord du corps minéralisé de "ZERGA". Les glissements s'étendent du niveau 780m au niveau 852m. La surface atteinte par les glissements se situe au Nord de l'axe de l'exploitation de "ZERGA" et les glissements se prolongent de l'ESE vers l'WNW (voir plan général). La surface globale de glissement est de 40 000 m² environ [31].

Parmi les principales causes qui donnent naissance au glissement du quartier "ZERGA" nous pouvons citer [25]:

- * La présence des surfaces tectoniques de déformation dans la marne et le calcaire.
- * La disposition naturelle des roches, surtout des roches stratifiées, leur caractère de stratification (densité de plan de stratification) et leur disposition par rapport aux ouvrages miniers.
- * La diminution de la résistance totale des roches encaissantes, aux points du contact entre les surfaces de glissement.
- * La fissuration des roches, la disposition et la densité des plans de fissures, leur ouverture, le remplissage des ouvertures.
- * La densité des masses rocheuses et leur poids volumique.
- * La sensibilité des roches à l'action de l'eau et leurs capacité de diminuer les propriétés mécaniques en présence de l'eau.
- * L'infiltration des eaux superficielles dans les fissures initiales des gradins en roches, pendant les périodes pluviales.

Les paramètres techniques jouent un rôle beaucoup moins important. Les plus importants sont:

- * l'inclinaison des gradins et la largeur des rampes,
- * le mode d'abattage et des travaux de tir,
- * l'influence des engins lourds de transport.

Ces différents facteurs sont les principales causes des glissements dans le quartier "ZERGA".

CHAPITRE VI

DETERMINATION DES PROPRIETES PHYSICO-MECANIQUES

6.1. ECHANTILLONNAGE:

Le choix des endroits de prélèvement des échantillons a été réalisé en tenant compte du changement de faciès et de couleurs de la roche, la densité et l'orientation des fissures, ainsi que la stratification. Ces échantillons sont détachés directement du massif à l'aide d'un burin et d'un marteau, avec des volumes variables ($\sim 10 \times 20 \times 30 \text{ cm}^3$) le nombre de ces blocs rocheux est de 30 blocs. Les endroits de prélèvement sont indiqués sur le plan topographique (voir carte en annexe). Le transport et l'emballage de ces échantillons a été réalisé avec le plus grand soin. La confection des éprouvettes à partir de ces échantillons a été réalisée au laboratoire de géotechnique de l'entreprise nationale de recherche minière (E.R.E.M) à BOUMERDES ainsi qu'au laboratoire du département genie minier (ENPA), à l'aide d'une tronçonneuse (éprouvettes parallélépipédiques) et à l'aide d'une carotteuse (éprouvettes cylindriques). Ensuite ces échantillons sont découpés à l'aide d'une scie diamantée suivant les normes. Le polissage indispensable de ces échantillons a été effectué afin d'obtenir des surfaces planes et parallèles.

6.2. DETERMINATION DES PROPRIETES PHYSIQUES:

6.2.1. POIDS VOLUMIQUES SECS:

Le poids volumique sec est donné par les relations (1.1) et (1.2)..

Dans notre cas, on a utilisé la relation. (1.2). Pour cela on mesure les dimensions de chaque éprouvette puis on place cette dernière dans l'étuve à une température constante d'environ 110°C pendant 24 heures, ensuite l'échantillon est pesé. La masse obtenue est la masse sèche (M_{sec}). Après cela on calcule le volume de chaque échantillon par les relations suivantes:

$$V_s = h.a.b \quad (\text{épreuve parallélipédique}) \quad (6.1)$$

$$V_s = h.\pi.r^2 \quad (\text{épreuve cylindrique}) \quad (6.2)$$

- où: - h hauteur de l'éprouvette
 - r rayon de l'éprouvette
 - a largeur de l'éprouvette
 - b longueur de l'éprouvette

Les résultats de calculs sont regroupés dans les tableaux suivants pour les quatre roches:

N Echant.	V(cm ³)	M _{nat} (g)	M _s (g)	ρ_{nt} (g/cm ³)	ρ_s (g/cm ³)	γ_d (KN/m ³)
1	153.69	389.40	385.90	2.53	2.51	25.10
2	143.73	372.80	368.30	2.59	2.56	25.60
3	180.99	457.20	451.40	2.53	2.49	24.90
4	212.13	499.80	493.90	2.35	2.32	23.20
5	149.72	360.60	354.20	2.41	2.36	23.60
6	188.10	447.40	442.50	2.37	2.35	23.50
7	187.23	480.10	476.20	2.56	2.54	25.40
8	156.25	375.00	370.31	2.40	2.37	23.70
9	180.60	442.47	435.25	2.45	2.41	24.10
10	192.40	467.53	460.72	2.43	2.39	23.90

Tableau 6.1: Poids volumiques pour la roche marne jaune.

L'analyse des résultats du tableau 6.1, nous permet de constater que le poids volumique naturel est compris entre 2,35 et 2,59 g/cm³, et que le poids volumique sec est compris entre 2,32 et 2,56 g/cm³.

N° Echant.	V(cm ³)	M _{nat} (g)	M _s (g)	ρ _{nat} (g/cm ³)	ρ _{sec} (g/cm ³)	γ _d (KN/m ³)
1	147.44	426.90	421.40	2.89	2.86	28.60
2	162.45	421.00	413.40	2.59	2.54	25.40
3	208.22	562.50	557.30	2.70	2.67	26.00
4	159.25	503.00	497.80	3.15	3.12	31.20
5	147.37	438.30	436.00	2.97	2.95	29.50
6	137.84	397.70	392.70	2.88	2.84	28.40
7	127.48	354.00	349.70	2.78	2.74	27.40
8	127.93	346.00	341.70	2.71	2.67	26.70
9	140.25	397.80	392.70	2.83	2.80	28.00
10	130.66	377.65	372.40	2.89	2.85	28.50

Tableau 6.2: Poids volumiques pour la roche d'hématite.

De même, d'après le tableau 6.2, on remarque que le poids volumique naturel varie de 2.59 à 3.15 g/cm³ et que le poids volumique à l'état sec varie de 2.54 à 3.12 g/cm³.

N° Echant.	V(cm ³)	M _{nat} (g)	M _s (g)	ρ _{nat} (g/cm ³)	ρ _s (g/cm ³)	γ _d (KN/m ³)
1	84.13	223.00	221.10	2.65	2.62	26.20
2	86.84	225.80	223.80	2.60	2.57	25.70
3	84.00	221.40	219.50	2.63	2.61	26.10
4	87.11	231.00	229.10	2.65	2.63	26.30
5	234.16	647.80	644.20	2.77	2.75	27.50
6	198.12	497.30	493.80	2.51	2.49	24.90
7	233.80	655.60	651.80	2.80	2.78	27.80
8	192.40	496.70	492.80	2.58	2.56	25.60
9	168.13	455.70	453.10	2.71	2.69	26.90
10	191.22	530.10	527.60	2.77	2.76	27.60
11	194.24	533.90	531.40	2.75	2.73	27.30
12	156.06	476.20	473.00	3.05	3.03	30.30
13	183.28	476.53	472.90	2.60	2.58	25.80
14	142.93	368.70	366.00	2.58	2.56	25.60
15	188.22	520.20	517.50	2.76	2.74	27.40
16	210.97	583.00	580.20	2.76	2.75	27.50
17	171.58	461.00	459.10	2.68	2.67	26.70
18	139.81	376.60	374.20	2.69	2.67	26.70
19	147.91	408.80	406.90	2.76	2.75	27.50
20	160.60	438.30	435.80	2.73	2.71	27.10

Tableau 6.3: poids volumiques de la roche marne grise.

D'après le tableau 6.3: on remarque que le poids volumique naturel prend des valeurs dans l'intervalle 2.51 à 3.05 g/cm³ et le poids volumique à l'état sec varie de 2.49 à 3.03 g/cm³ pour la roche du marne grise.

N° Echant.	V(cm ³)	M _{nat} (g)	M(g)	ρ _{nat} (g/cm ³)	ρ _s (g/cm ³)	γ _d (KN/m ³)
1	201.07	453.70	406.60	2.25	2.02	20.20
2	197.16	465.00	419.90	2.35	2.12	21.20
3	141.67	321.20	286.50	2.26	2.02	20.20
4	212.91	548.70	540.20	2.57	2.53	25.30
5	142.28	369.10	368.10	2.59	2.58	25.80
6	212.29	551.30	549.70	2.59	2.58	25.80
7	154.40	392.30	391.40	2.54	2.53	25.30
8	136.89	355.10	347.70	2.60	2.49	24.90
9	153.73	409.60	405.40	2.66	2.63	26.30
10	164.44	430.20	422.30	2.62	2.56	25.60

Tableau 6.4: Poids volumiques de la roche du calcaire.

D'après le tableau N°4: on tire que le poids volumique naturel varie de 2.25 à 2.66g/cm³ et le poids volumique sec prend ses valeurs de 2.02 à 2.63 g/cm³.

6.2.2. DETERMINATION DE LA POROSITE:

La porosité de la roche est définie par la relation suivante:

$$p = \frac{V_v}{V_t} \quad \text{ou} \quad p = \frac{\delta - \gamma}{\delta} \quad (6.5)$$

Avec: + V_v volume des vides

+ V_t volume total de l'échantillon $V_t = V_s + V_v$

V_s volume du grains solides.

6.2.2.1. Determination du volume des vides:

Le volume des vides est la somme des volumes de l'eau et des gaz (air, $V_v = V_w + V_g$). Il est déterminé de la façon suivante: on accepte que ce volume est approximativement égal au volume de l'eau ($V_v \sim V_w, V_g \sim 0$). Dans ce cas on peut mesurer le volume de l'eau $V_w = \frac{M_w}{\rho_w}$ sachant que la masse volumique de l'eau ($\rho_w = 1\text{g/cm}^3$) et la masse est déterminée de la manière suivante: On prend un échantillon de roche que on met dans l'étuve pendant 24 heures à une température constante égale à 110°C. Après séchage, l'échantillon est pesé à l'aide d'une balance du type METTLER.P 2010 avec une précision de 0.1g. Ces opérations visent à supprimer l'humidité et créer le vide des pores. Les échantillons sont soumis à une immersion après la mesure. Le temps d'immersion est de 48 heures. On mesure ensuite sa masse à l'état humide. On peut ensuite déterminer le volume des vides connectés en faisant la différence des poids de l'échantillon saturé en eau et sec. enfin, on a calculé la porosité.

Les valeurs de la porosité obtenues, sont représentées dans les tableaux ci-dessous.

N° Echant.	M _{sèche} (g)	M _{sat} (g)	V _v (cm ³)	V _t (cm ³)	P(%)
1	385.90	395.80	9.90	153.69	6.44
2	368.30	391.70	23.40	143.73	16.28
3	451.40	487.60	36.20	180.99	20.00
4	493.90	516.40	22.50	212.13	10.60
5	354.20	378.30	24.10	149.72	16.09
6	442.50	460.90	18.40	188.10	9.78
7	476.20	503.80	27.60	187.23	14.74
8	370.31	402.20	31.90	156.25	20.40
9	435.29	456.55	21.30	180.60	11.79
10	460.72	484.52	23.80	192.40	12.37

Tableau 6.5: Porosité de la roche marne jaune obtenue.

D'après le tableau 6.5, on remarque que la porosité est comprise entre 6,44 et 20,40%.

N° Echant.	M _{sèche} (g)	M _{sat} (g)	V _v (cm ³)	V _t (cm ³)	P(%)
1	421.40	429.20	147.44	7.80	5.29
2	413.40	424.70	162.45	11.30	6.95
3	557.30	564.50	208.22	7.20	3.45
4	497.80	511.00	159.25	13.20	8.28
5	436.00	451.60	147.37	15.60	10.58
6	392.70	399.20	137.84	6.50	4.71
7	349.70	362.00	127.48	12.30	9.64
8	341.70	347.30	127.92	5.60	4.37
9	392.70	399.60	140.25	6.90	4.91
10	372.40	382.50	130.66	10.10	7.72

Tableau 6.6: Porosité de la roche d'hématite.

D'après le tableau 6.6, on remarque que les valeurs de la porosité (P) sont comprises entre 3,45 et 10,58%.

N° Echant.	M _{sèche} (g)	M _{sat} (g)	V _v (cm ³)	V _t (cm ³)	P(%)
1	221.10	226.30	5.20	84.13	6.18
2	223.80	230.60	6.80	86.84	7.83
3	219.50	228.80	9.30	84.00	11.07
4	229.10	241.20	12.10	87.11	13.89
5	644.20	660.60	16.40	234.16	7.00
6	493.80	509.00	15.20	198.12	7.67
7	651.80	680.20	28.40	233.80	12.14
8	492.80	518.10	25.30	192.40	13.14
9	453.10	477.30	24.20	168.13	14.39
10	527.60	562.40	34.80	191.22	18.19
11	531.40	541.60	10.20	194.24	5.25
12	473.00	496.40	23.40	156.06	14.99
13	472.90	481.20	8.30	183.28	4.52
14	366.00	392.50	26.50	142.93	18.54
15	517.50	529.50	12.00	188.22	6.37
16	580.20	616.60	36.40	210.97	17.25

Tableau 6.7: Porosité de la roche marne grise.

D'après le tableau 6.7, on tire que les valeurs de la porosité sont comprises entre 4,52 et 18,54%.

N° Echant.	M _{seche} (g)	M _{sat} (g)	V _v (cm ³)	V _t (cm ³)	P(%)
1	406.60	456.20	49.60	201.07	24.66
2	419.90	467.20	47.30	197.16	23.99
3	286.50	321.20	34.70	141.67	24.49
4	540.20	552.40	12.20	212.91	5.73
5	368.10	375.80	7.70	142.28	5.41
6	549.70	554.20	4.50	212.29	2.11
7	391.40	395.30	3.90	154.40	2.52
8	347.70	365.60	17.90	136.89	13.07
9	405.40	412.80	7.40	153.73	4.81
10	422.30	438.90	16.60	164.44	10.09

Tableau 6.8: Porosité de la roche du calcaire.

D'après le tableau 6.8, on distingue que la porosité de la roche du calcaire du quartier Zerga varie entre 2,11 et 24,66%.

6.2.3. CELERITE DES ONDES ACOUSTIQUES:

Pour mesurer la célérité des ondes acoustiques nous avons utilisé un appareil à ultrason. le principe consiste à placer l'échantillon de la roche entre un émetteur et un récepteur, puis on détermine le temps parcouru par l'onde longitudinale. La vitesse de propagation est déterminée, en utilisant la formule suivante:

$$v = \frac{h}{t} \quad (6.6)$$

Avec: h: longueur de l'éprouvette en (m).

t: le temps de propagation en (s).

Les résultats obtenus pour la vitesse de l'onde longitudinale sont illustrés dans les tableaux 6.9 à 6.12.

6.2.4. INDICE DE CONTINUITÉ:

L'indice de continuité est le rapport de la vitesse

mesurée, au vitesse théorique:

$$IC = \frac{v_l}{v_t} \quad (6.7)$$

Avec: v_l vitesse longitudinale mesurée [m/s].

v_t vitesse longitudinale théorique [m/s].

Pour les quatres roches qui sont en question, les valeurs de la vitesse longitudinale théorique sont:

* Pour la roche marne v_t [6000 à 7500m/s].

* Pour la roche du calcaire v_t [6000 à 6500m/s].

* Pour la roche d'hématite v_t [6500].

Dans notre cas nous avons pris les vitesses longitudinales théoriques suivantes:

* Marne jaune et grise $v_t = 6500\text{m/s}$.

* Minerais du fer (hématite) $v_t = 6500\text{m/s}$.

* Calcaire la vitesse $v_t = 6500\text{m/s}$.

Les valeurs des indices de continuité obtenues sont regroupées sur les tableaux 6.9 à 6.12.

6.2.5. MODULE DE YOUNG DYNAMIQUE:

Connaissant la vitesse de propagation de l'onde longitudinale et la masse volumique à l'état sec on peut déterminer le module de YOUNG dynamique qui est donné par la relation suivante:

$$E_d = \rho_s \cdot v_l^2 \quad (6.8)$$

Avec * ρ_s masse volumique à l'état sec [Kg/m³].

* v_l vitesse de propagation [m/s].

Les valeurs obtenues sont citées dans les tableaux 6.9 à 6.12. D'après le tableau 6.9, on remarque que les valeurs des paramètres: IC sont compris entre 25,34 et 81,09%, ρ_s sont compris entre 2,35 à 2,56 g/cm³ et le module dynamique de YOUNG est compris entre (0,68 à 6,98).10⁴ MPa.

N° Ech.	Long. L (m).10 ⁻²	t(s).10 ⁻⁶	v _l (m/s)	IC(%)	ρ _s (g/cm ³)	Ed 10 ⁴ (MPa)
1	6.80	12.90	5271.31	81.09	2.51	6.98
2	6.30	21.20	2971.69	45.71	2.56	2.26
3	7.99	48.50	1647.42	25.34	2.49	0.68
4	8.89	25.90	3432.43	52.80	2.32	2.73
5	8.69	27.80	3125.89	48.09	2.36	2.30
6	8.32	23.20	3586.20	55.17	2.35	3.02
7	8.55	19.30	4430.05	68.15	2.54	4.98
8	6.90	26.40	2616.25	40.25	2.37	1.62
9	7.50	25.30	2964.00	45.60	2.41	2.12
10	8.60	30.98	2775.50	42.70	2.39	1.84

Tableau 6.9: valeurs obtenues de IC, ρ_s et E_d pour la roche marne jaune.

N Ec	Longueur L(10 ⁻² m)	t 10 ⁻⁶ s	v _l (m/s)	IC(%)	ρ _s (g/cm ³)	Ed 10 ⁴ MPa
1	8.24	22.50	3662.23	56.34	2.86	3.84
2	8.15	32.90	2477.21	38.11	2.54	1.56
3	8.43	29.50	2857.63	43.96	2.67	2.18
4	8.64	16.70	5173.65	79.59	3.12	8.35
5	7.90	19.70	4010.15	61.69	2.95	4.74
6	6.43	13.70	4693.43	72.20	2.84	6.25
7	6.60	21.60	3055.56	47.00	2.74	2.56
8	6.25	30.40	2055.92	31.62	2.67	1.13
9	6.40	26.40	2424.25	37.29	2.80	1.64
10	8.25	23.50	3510.64	54.00	2.85	3.51

Tableau 6.10: valeurs obtenues pour la roche d'Hématite.

D'après le tableau 6.10, on distingue que les valeurs de IC sont comprises entre 31,62 et 79,59%, ρ_s entre 2,54 et 3,12 g/cm³ et Ed est compris entre (1,13 et 8,35).10⁴ MPa.

N° Ech.	Long. L m10 ⁻²	t(10 ⁻⁶ s)	v _l (m/s)	IC(%)	ρ _s (g/cm ³)	Ed 10 ⁴ MPa
1	6.28	22.90	2742.36	42.19	2.62	1.97
2	6.42	22.70	2828.19	43.51	2.57	2.05
3	6.24	22.80	2736.84	42.10	2.61	1.95
4	6.44	22.50	2862.22	44.03	2.63	2.15
5	8.95	18.40	4864.13	74.83	2.75	6.50
6	8.73	24.70	3534.41	54.37	2.49	3.11
7	8.85	18.40	4809.78	73.99	2.78	6.43
8	8.71	23.70	3675.10	56.54	2.56	3.45
9	8.34	20.80	4009.61	61.68	2.69	4.32
10	8.18	17.40	4701.15	72.32	2.76	6.09
11	8.19	15.80	5183.54	79.74	2.73	7.33
12	8.43	20.80	4052.88	62.35	3.03	4.97
13	8.55	21.70	3940.09	60.61	2.58	4.00
14	8.55	18.70	5119.76	78.76	2.56	6.71
15	8.29	19.80	4186.86	64.41	2.74	4.80
16	8.86	16.70	5305.38	81.62	2.75	7.74
17	8.38	18.70	4481.28	68.94	2.67	5.36
18	6.37	11.60	5491.37	84.48	2.67	8.05
19	6.46	14.50	4455.17	68.54	2.75	5.45
20	6.70	14.60	4589.04	70.60	2.71	5.70

Tableau 6.11: valeurs obtenues de IC, ρ_s et Ed pour la roche du calcaire.

Selon le tableau 6.11, les valeurs de IC sont comprises entre 42,10 et 84,48%, de ρ_s entre 2,24 et 3,03 g/cm³ et de Ed appartient à l'intervalle (1,95 à 8,05).10⁴ MPa.

N° Ech.	Long. L m10 ⁻²	t(10 ⁻⁶ s)	v _l (m/s)	IC(%)	ρ _s (g/cm ³)	Ed 10 ⁴ MPa
1	8.56	30.90	2770.23	42.61	2.02	1.55
2	8.44	31.90	2645.76	40.70	2.12	1.48
3	6.83	19.40	3520.61	54.16	2.02	2.50
4	8.62	13.60	4338.23	97.51	2.53	10.16
5	6.83	15.40	4415.58	67.93	2.58	5.03
6	8.86	14.50	6110.35	94.13	2.58	7.31
7	6.73	17.20	3912.79	60.48	2.53	3.87
8	6.55	10.40	6298.07	96.00	2.49	5.87
9	6.77	11.40	5938.59	91.20	2.63	5.20
10	8.15	17.30	4710.98	72.48	2.56	5.68

Tableau 6.12: valeurs obtenues de IC, ρ_s et Ed pour la roche du calcaire.

6.3. DETERMINATION DES PROPRIETES MECANIQUES:

Les essais mécaniques permettent d'étudier le comportement des roches à la destruction et de déterminer la résistance à la compression et à la traction, des différentes roches. Ces essais ont été réalisés à l'aide d'une presse hydraulique (marque SINTCO) qui est caractérisée par:

* une vitesse de chargement de 500 1000 KN/m²s.

* une capacité maximale:

- A + B + C = 10 tonnes (1 dévision = 20 Kg).

- A + B = 5 tonnes (1 dévision = 10 Kg).

- A = 2 tonnes (1 dévision = 5 Kg).

A, B et C sont des charges.

6.3.1. RESISTANCE A LA COMPRESSION:

La résistance à la compression est définie par la relation suivante:

$$R_c = \frac{F_{max}}{S} \quad [\text{Kgf/cm}^2] \quad (6.9)$$

F_{max}: la charge à rupture.

S: surface sur laquelle la charge est appliquée.

Les résultats obtenus, dans la résistance à la compression sont mentionnés dans le tableaux 6.13 à 6.16.

N° Echant.	Surface S (cm ²)	Charge max. F _{max} (Kg)	Résistance R _c (Kg/cm ²)	Resistance R _c (MPa)
1	22.65	3200	141.26	14.12
2	23.86	3520	147.52	14.75
3	17.23	1500	87.07	8.71
4	22.61	3160	139.77	13.98
5	21.90	3420	156.19	15.62
6	19.36	2310	119.41	11.94
7	22.81	3560	156.07	15.61
8	20.95	3120	148.90	14.89
9	22.60	2890	127.85	12.79
10	18.46	1950	105.63	10.56

Tableau 6. 13: Résistance la compression pour la roche marne jaune.

Selon le tableau 6.13, la résistance à la compression pour la roche marne jaune est limitée dans l'intervalle de 8,71 à 15,62 MPa.

N° Echant.	Surface S(cm ²)	Charge max. Fmax(Kg)	Résistance Rc (Kg/cm ²)	Résistance Rc (MPa)
1	17.89	2660	148.67	14.87
2	19.93	1240	62.21	6.22
3	24.70	1740	70.45	7.04
4	18.43	3040	164.95	16.49
5	18.65	3560	190.84	19.08
6	20.60	3450	167.48	16.75
7	19.56	2780	142.09	14.21
8	17.85	1430	80.12	8.01
9	22.18	1980	89.27	8.93
10	21.35	2100	98.36	9.84

Tableau 6.14: Résistance à la compression pour la roche d'Hématite (minerai de Fer).

Selon le tableau 6.14 ; on constate que la résistance à la compression Rc est comprise entre 6,22 et 19,08 MPa.

N° Echant	Surface S(cm ²)	Charge max. Fmax(Kg)	Résistance (Kg/cm ²)	Résistance (MPa)
1	23.47	5200	221.57	22.16
2	23.36	8000	342.47	34.25
3	24.70	16000	647.77	64.78
4	23.96	36000	1502.44	150.24
5	20.16	14000	694.51	69.45
6	22.75	18500	813.18	81.32
7	22.82	21000	920.12	92.01
8	23.43	25000	1067.01	106.70
9	23.26	23000	988.82	98.88
10	22.95	20000	871.38	87.14

Tableau 6.15: Résistance à la compression de la roche du calcaire.

A partir du tableau 6.15 ; on tire que la résistance Rc appartient à l'intervalle 22,16 à 150,24 MPa.

N° Echant	Surface S (cm ²)	Charge max. Fmax (Kg)	Résistance Rc (Kg/cm ²)	Résistance Rc (MPa)
1	13.39	3560	265.87	26.59
2	13.52	3460	255.92	25.59
3	13.46	3700	274.88	27.49
4	13.52	3410	252.21	25.22
5	26.42	8780	332.32	33.23
6	22.69	2870	126.49	12.65
7	22.09	9800	443.63	44.36
8	20.16	5280	261.90	26.19
9	23.38	10000	427.72	42.77
10	23.72	4240	178.75	17.87
11	20.88	9120	436.78	43.68
12	16.72	8360	500.00	50.00
13	16.71	10000	598.23	59.82
14	22.70	10000	440.45	44.05
15	23.81	7560	317.49	31.75
16	20.47	4100	200.24	20.02
17	29.48	10000	339.16	33.92

Tableau 6.16: Résistance à la compression pour la roche marne grise.

D'après le tableau 6.16, la résistance Rc prend des valeurs entre 12.64 à 59.82MPa.

6.3.2. RESISTANCE A LA TRACTION:

la résistance à la traction simple est égale à la contrainte limite de traction qui produit la décohésion des échantillons de la massive:

$$R_t = \frac{T_{max}}{S} \quad [Kgf/cm^2] \quad (6.10)$$

T_{max}: l'effort maximal de traction,

S: surface de l'éprouvette sur laquelle est appliquée l'effort de traction qui produit la décohésion des échantillons de la roche massive 1.29.

La résistance à la traction indirecte (essai brésilien) est calculée par les formules suivantes:

$$R_t = \sigma_{\max} = \frac{2 F_{\max}}{\pi D L} \quad (\text{pour une éprouvette cylindrique}) \quad (6.11)$$

$$R_t = \sigma_{\max} = \frac{0.668 F_{\max}}{a^2 b} \quad (\text{pour une éprouvette parallélépipédique}) \quad (6.12)$$

F_{\max} : la charge appliquée en Kgf

$D = L = 4 \text{ à } 5 \text{ cm}$

$a = 4 \text{ à } 5 \text{ cm}$

$b = a / 2$

Les résultats obtenus de la résistance à la traction, pour les différentes roches étudiées sont indiqués sur les tableaux 6.17 à 6.20 :

N° Echant.	Surface S (cm ²)	Charge max. Fmax (Kg)	Résistance Rt (Kg/cm ²)	Résistance Rc (MPa)
1	22.60	488	10.19	1.02
2	22.79	1680	34.81	3.48
3	22.65	540	11.26	1.12
4	22.53	1350	28.30	2.83
5	22.42	1280	26.96	2.69
6	21.98	1120	24.07	2.40
7	22.35	780	16.48	1.65
8	22.54	960	20.11	2.01
9	22.62	570	11.90	1.19
10	22.58	650	28.78	2.87

Tableau 6.17: Résistance à la traction pour la roche marne jaune.

D'après le tableau 6.17, nous aurons une résistance R_t comprise entre 1,02 et 3,48 MPa.

N° Echant.	Surface S (cm ²)	Charge max Fmax (Kg)	Résistance Rt (Kg/cm ²)	Résistance Rt (MPa)
1	21.43	1520	33.50	3.35
2	19.31	750	18.34	1.83
3	20.46	620	14.30	1.43
4	21.52	780	17.12	1.71
5	20.35	760	17.63	1.76
6	21.12	870	19.45	1.94
7	20.42	1250	28.91	2.89
8	20.65	1480	33.84	3.38
9	21.24	1360	30.23	3.02
10	21.14	1270	28.37	2.83

Tableau 6.18: Résistance à l'attraction pour la roche d'hématite (minerai de fer).

Tableau 6.18. On remarque que les valeurs de Rt sont compris de 3,38 à 1,43 MPa.

N° Echant.	Surface S (cm ²)	Charge max. Fmax (Kg)	Résistance Rt (Kg/cm ²)	Résistance Rt (MPa)
1	21.95	1400	30.13	3.01
2	22.89	1600	33.01	3.30
3	23.97	1250	24.63	2.46
4	21.78	1890	40.98	4.09
5	22.99	1460	29.30	2.93
6	22.54	1560	32.68	3.26
7	22.75	1580	32.80	3.28
8	23.12	1350	27.57	2.75
9	21.89	1670	36.03	3.60
10	21.60	1430	31.27	3.13

Tableau 6.19: Résistance à la traction de la roche du marne grise.

D'après le tableau 6.19, la résistance à la traction Rt est comprise entre 2,46 et 4,09 MPa.

N° Echant.	Surface S(cm ²)	Charge max Fmax(Kg)	Résistance Rt (Kg/cm ²)	Résistance Rt (MPa)
1	22.69	4850	100.92	10.09
2	20.74	1500	34.16	3.41
3	20.92	1600	36.12	3.61
4	22.94	1620	33.35	3.33
5	20.88	3950	89.34	8.93
6	21.75	2350	51.03	5.10
7	21.65	2470	53.88	5.39
8	20.68	1750	39.97	3.99
9	22.87	1400	28.91	2.89
10	22.59	1700	35.53	3.55

Tableau 6.20: Valeurs de la résistance à la traction pour la roche du calcaire.

Selon le tableau 6.20 on remarque que les valeurs de la résistance à la traction varient de 2,89 à 10,09 MPa.

6.4. COHESION ET ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE D'UN ECHANTILLON:

Pour déterminer la cohésion et l'angle de frottement interne d'un échantillon, nous avons pris le cas le plus défavorable qui correspond aux valeurs minimales de Rc et Rt. Ensuite, nous avons utilisé les deux relations suivantes:

$$C_{ech} = \frac{R_c \cdot R_t}{\sqrt{R_c \cdot R_t - 3R_t^2}} \quad (6.13)$$

$$\phi_{ech} = \arcsin \left(\frac{R_c - 4R_t}{R_c - 2R_t} \right) \quad (6.14)$$

les valeurs minimales obtenues de (C_{ech}) et (ϕ_{ech}) sont indiquées dans le tableau 6.21.

Roche	Minerai de fer	Marne jaune	Marne grise	calcaire
C _{ech} (MPa)	2,67	1,84	4,32	5,13
φ _{ech} (°)	8,55	31,95	21,23	40,30

Tableau 6.21: Valeurs minimales obtenues de (C_{ech}) et (φ_{ech}).

6.5. FISSURATION DES ROCHES:

La fissuration est le facteur le plus important qui caractérise les propriétés mécaniques des roches, ce qui influe sur la stabilité des talus rocheux, ainsi que sur tout autre ouvrage minier.

La disposition des plans de fissuration des roches dans des sites particuliers, est présentée sous forme d'un diagramme (fig 6.1 à 6.4 qui représente les fréquences en pourcentage des fissures à l'azimut de la direction donnée. Pour la disposition du plan de fissuration, on utilise l'azimut de la direction orientée et l'angle de pendage. L'azimut de la direction orientée est le sens de la direction d'un plan de fissure, de faille, de stratification ou autre. Si on regarde vers cet azimut, le pendage est orienté vers la droite, et par conséquent, l'azimut de pendage est supérieur de 90° par rapport à l'azimut de la direction orientée. Pour l'angle de pendage, on mesure l'angle que fait un plan de fissure (ou d'une couche) avec le plan horizontal. La densité des fissures peut-être exprimée soit par le nombre de fissures sur un mètre de longueur, soit par la distance (en mm, ou cm) moyenne entre les fissures de la même disposition. Durant l'étude géomécanique des glissements du quartier "Zerga", nous avons fait des mesures, dont les résultats sont représentés sur le tableau 6.22

On note que la distance moyenne entre les fissures est donnée par:

$$ID = \frac{L}{n} \quad (6.15)$$

avec: n nombre de fissures sur une distance (L) du massif.

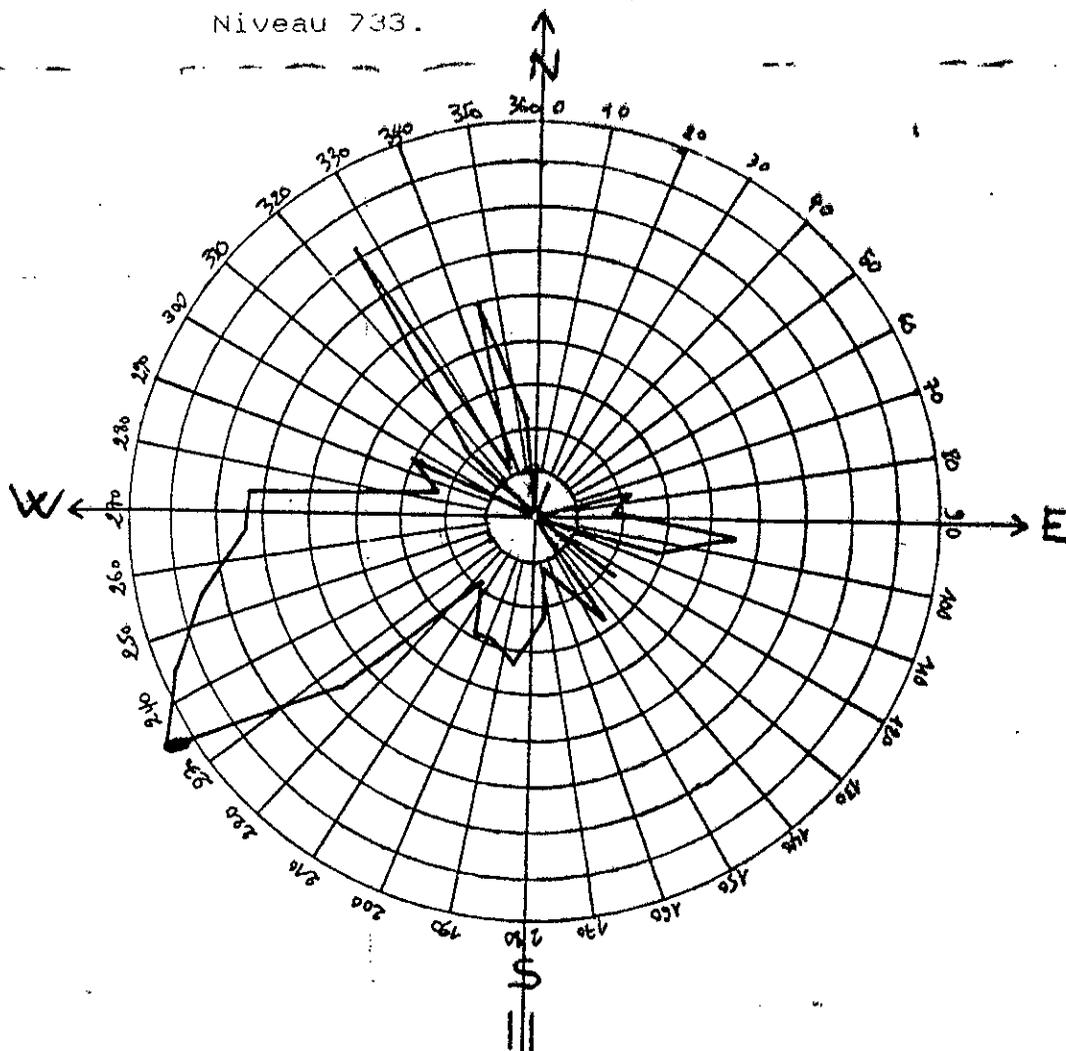
N° de l'endroit	intensité des fissures 1m	I moyenne par 1 m	h (ID:m)	λ
niveau 733 selon l'axe "Zerga"	20 - 40 5 - 10	20	0,05	0,029
niveau 733 plan de contact du corps minéralis Nord avec les stériles	40 30	35	0,028	0,029
niveau 785 pied du glissement	20 - 40 10 - 15	35	0,028	0,029
niveau 840-850 écartement du glissement	40 - 60 10 - 20 30 - 50	35	0,047	0,029
niveau 880	20 - 40 5 - 10	20	0,05	0,029
niveau 910 au dessous de la tête motrice du skip	20 - 40 10 - 20 10 - 15	20	0,05	0,029
niveau 965 à coté de la tête motrice du skip	20 - 40 10 - 20 10 - 20	20	0,05	0,029
niveau 965	20 - 50	35	0,028	0,028

TABLEAU 6.22: Intensité moyenne des fissures pour les marnes jaunes et les marne grises.

$$\lambda_{\text{moy}} = \frac{\sum \lambda_i}{n} = \frac{0,228}{8} = 0,0285 \quad (6.16)$$

D'après les résultats obtenus pour la distance moyenne entre les fissures ou pour l'intensité des fissures, on peut dire que la densité de discontinuité dans le quartier "ZERGA" est forte.

Lieu des mesures: Mine de l'ouenza Quartier "ZERGA" Mesures
 realisees dans des marques grises et jaunes.
 Niveau 733.



Plans principaux de fissuration.

No	Disposition moyenne de plan	Densite (n/m)	Ouverture (mm)	Remplissage (mm)
1	240/68	20-40	0,1-5	min hematitique
2	324/60	5-10	0,1-2	"

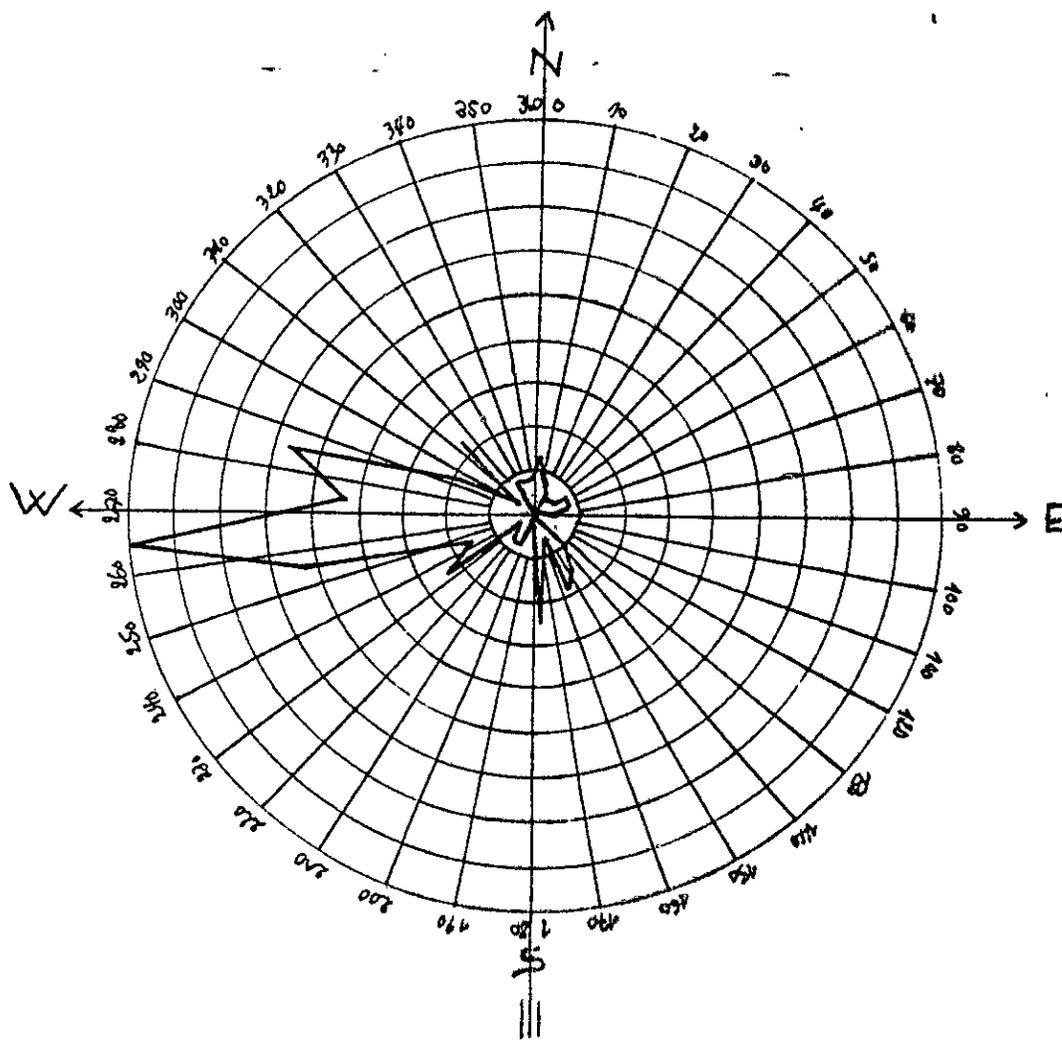
Fig 6.1 :Diagramme de fissuration pour la zone I.

Notion utilisee: Celle de l'azimut de la direction orientee et l'angle de pendage. L'azimut de la direction orientee est celui, si on regarde vers cet azimut; - le pendage est oriente vers la droite azimut de la direction orientee +90° = azimut de pendage (p.e. 135/25: Direction 135-315°, azimut de pendage: 135+90°=225°; angle de pendage:25°).

Lieu des mesures: Mine de l'Ouenza. Quartier "ZERGA".

realisees dans des marnes grises et jaunes.

Niveau 733.



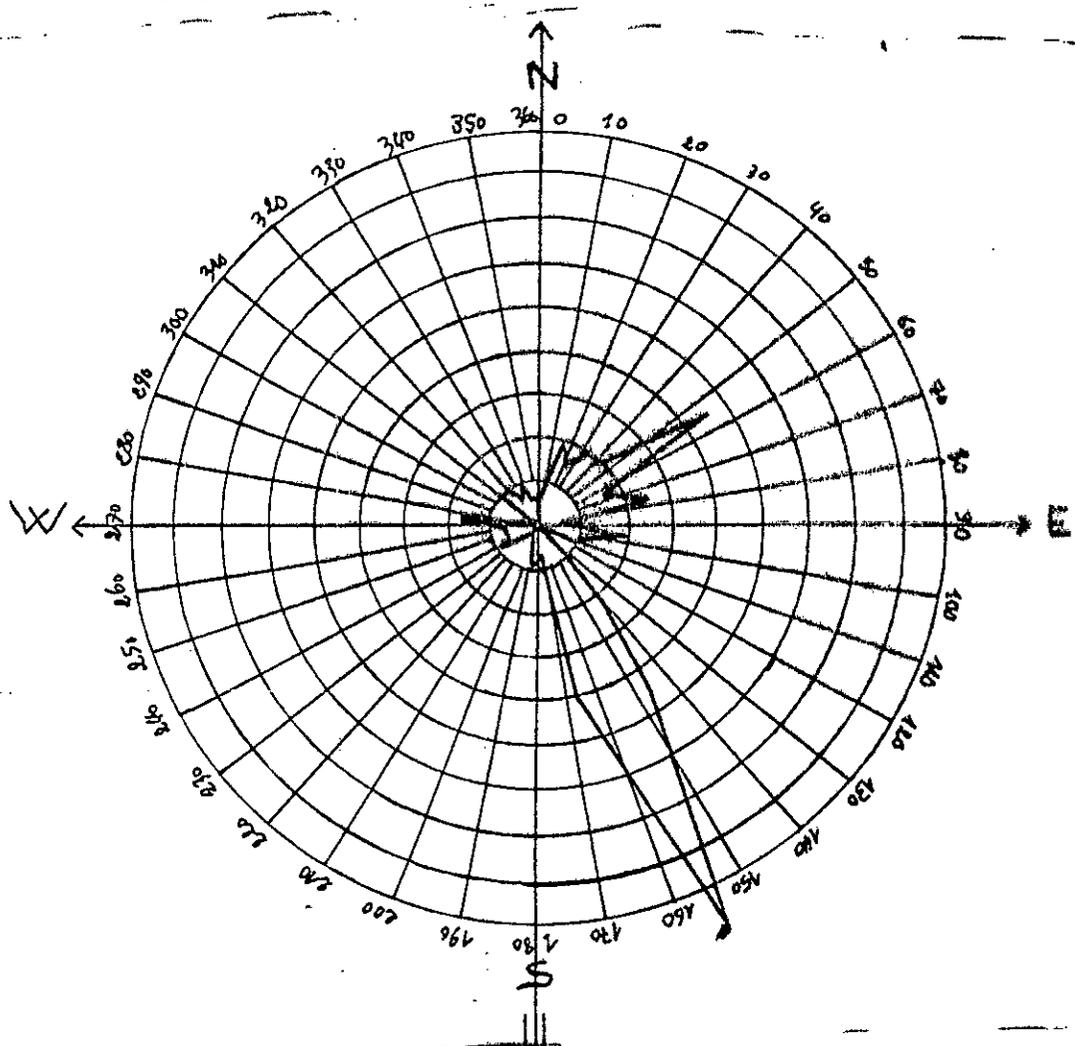
Plans principaux de fissuration

N°	Disposition moyenne du plan	Densité (n/m)	Ouverture (mm)	Remplissage (mm)
1	263/65	20-50	0,1-3	min hématitique

Fig.6.2: Diagramme de fissuration pour la zone II

Lieu des mesures: Mine de l'Ouenza. Quartier "ZERGA".
 realisees dans des marnes grises et jaunes
 (pied du glissement).

Niveau 785.



Plans principaux de fissuration

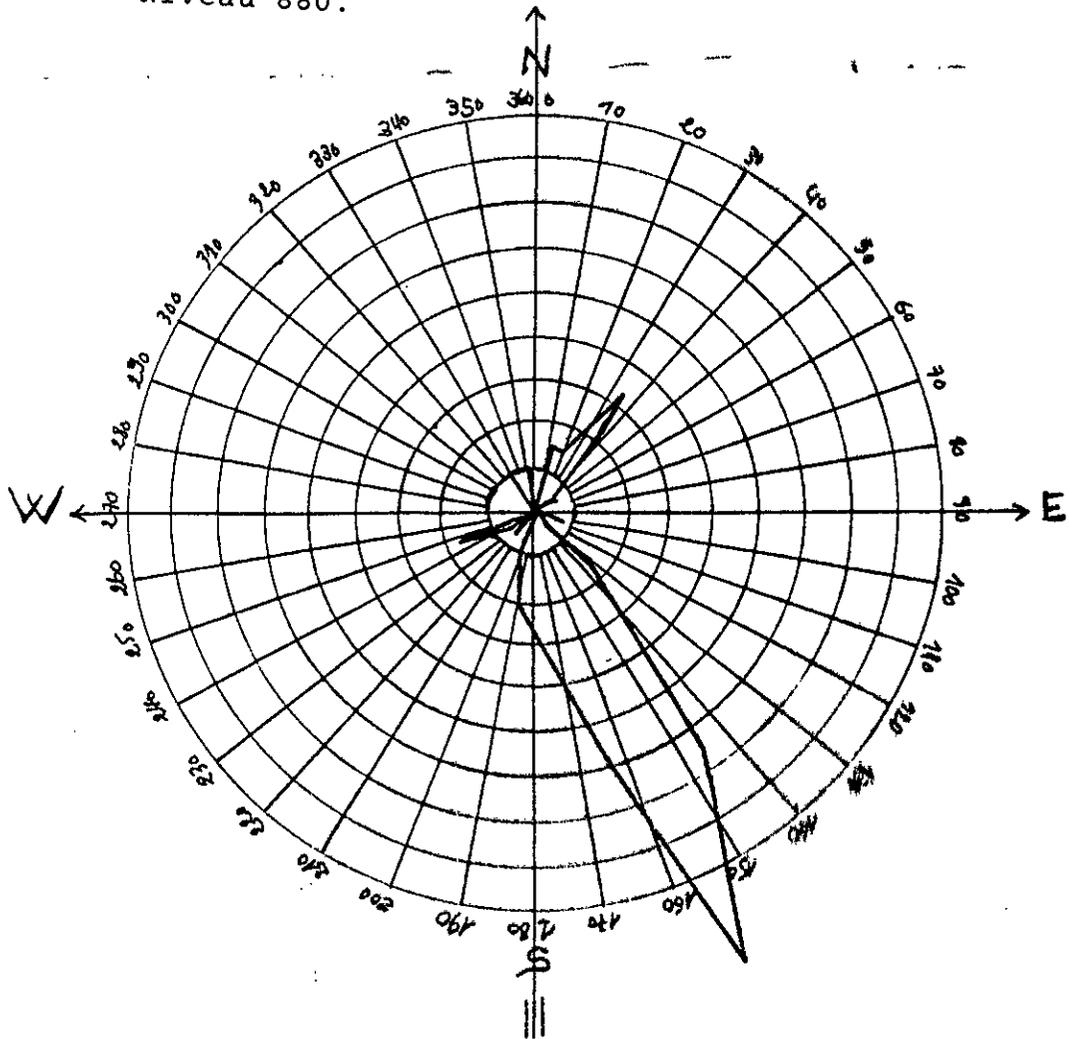
N°	Disposition moyenne du plan	Densité (n/m)	Ouverture (mm)	Remplissage (mm)
1	154/64	20-40	0,1-10	min hématitique
2	49/60	10-15	0,1-5	//

Fig.6.3: Diagramme de fissuration pour la zone III

Lieu des mesures: Mine de l'Ouenza. Quartier "ZERGA".

realisees dans des marnes grises et jaunes

Niveau 880.



Plans principaux de fissuration

N°	Disposition moyenne du plan	Densité (n/m)	Ouverture (mm)	Remplissage (mm)
1	153/73	20-40	0,1-10	min hématitique
2	37/54	5-10	0,1-5	//

Fig.6.4: Diagramme de fissuration pour la zone IV

6.6. DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES MECANIQUES

DU MASSIF ROCHEUX:

(C_m et ϕ_m): (la cohésion et l'angle de frottement interne des roches se trouvant dans le massif rocheux).

Pour déterminer les propriétés mécaniques C_m et Q_m du massif rocheux, il est indispensable de tenir compte de plusieurs paramètres correctifs qui sont:

6.6.1. COEFFICIENT D'AFFAIBLISSEMENT STRUCTURAL DU MASSIF ROCHEUX:

Le coefficient d'affaiblissement structural du massif rocheux (λ) est calculé en utilisant la formule:

$$\lambda = \frac{1}{1 + a \ln \frac{H}{h}} \quad (6.17)$$

a: coefficient dépendant de la résistance des roches. et du caractère de fissuration,

H: la hauteur moyenne du gradin (m),

h: la distance moyenne entre les fissures (m).

Remarque: les valeurs du coefficient "a" en fonction de la cohésion sont données dans le tableau ci-dessous.

a	0	0.5	2	3	4	7	10
C(kg/cm ²)	0-1.5	1,5-9	10-30	50-80	100-200	200-300	> 300

TABLEAU 6.23: Coefficient a en fonction de la cohésion C.

Le coefficient d'affaiblissement structural (γ) peut être calculé en utilisant la formule suivante:

$$\lambda = \lambda_f \cdot \lambda_v \cdot \lambda_t \quad (6.18)$$

λ_f : coefficient qui tient compte du degré de fissuration du massif rocheux; $\lambda_f = 0,01$ à 1 [33]

λ_v : coefficient qui tient compte de l'humidité; $\lambda_v = 0,2$ à $1,0$ [33]

λ_t : coefficient qui tient compte du temps; $\lambda_t = 0,5$ à $0,8$ [33]

Les valeurs du coefficient d'affaiblissement structural (λ) obtenues sont représentées dans le tableau 6.21.

6.6.2. Le COEFFICIENT DE DIMINUTION DE LA VALEUR DE L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE:

Des roches se trouvant dans le massif rocheux ($\lambda\phi \cong 0,8$).

La cohésion et l'angle de frottement interne du massif sont souvent évalués à partir des essais réalisés au laboratoire. Ils sont déterminés selon les formules suivantes:

$$\begin{cases} \phi_m = \lambda\phi \cdot \phi_e & (6.19) \\ C_m = \lambda \cdot C_e & (6.20) \end{cases}$$

ϕ_m et C_m : l'angle de frottement interne en degré et la cohésion du massif en kg/Cm^2 .

ϕ_e et C_e : l'angle de frottement interne en degré et la cohésion en kg/Cm^2 de l'échantillon

$\lambda\phi$ et λ : coefficients correctifs (sans unités) [33]

6.6.3. DETERMINATION DE LA COHESION (C_m) DU MASSIF ROCHEUX:

La cohésion de la formation rocheuse dans le massif est donnée par la relation suivante:

$$C_m = \lambda \cdot C_e \quad (6.21)$$

C_e : Cohésion de l'échantillon en kPa

λ : Coefficient d'affaiblissement structural qui est donné par les formules suivantes:

$$\lambda = \frac{1}{1+a \ln \frac{H}{h}} \quad [33] \quad \text{ou} \quad \lambda = \lambda_v \cdot \lambda_t \cdot \lambda_f \quad [33]$$

* Roche marne jaune: le coefficient (λ) pour la roche marne jaune est:

$$\lambda_j = \frac{\sum ij}{n} \quad \text{et} \quad \lambda_{ij} = \frac{1}{1 + a \ln \frac{H}{h}}$$

$$\text{Hauteur moyenne } H = 20\text{m} \rightarrow \lambda_j = \frac{\sum \lambda_{ij}}{n} = \frac{0,228}{8} = 0,0285$$

$$C_{mj} = \lambda_j \cdot C_{ej}$$

* Roche marne grise: $\lambda_g^- = \frac{\sum \lambda_{ij}}{n} = 0.0028 \Rightarrow C_{mg} = \lambda_g^- \times C_{eg}$

$C_{mg} = 0.028 \times 4.327 = 0.121179 \text{ MPa} = 121.179 \text{ kPa}$

* Minerai de fer (Hematite): $\lambda_H = \lambda_\omega \cdot \lambda_f \cdot \lambda_t$

$\lambda_f = 0.05$ (grande fissuration); $\lambda_\omega = 0.7$; $\lambda_t = 0.5$

$\lambda_H = 0.05 \times 0.7 \times 0.5 = 0.0175 \Rightarrow C_{mH} = 0.0175 \times 2.677 = 46.847 \text{ kPa}$

* Calcaire: $\lambda_f = 0.05$; $\lambda_t = 0.5$; $\lambda_\omega = 0.5$

$\lambda_c = 0.05 \times 0.5 \times 0.5 = 0.0125 \Rightarrow C_{mc} = 0.0125 \times 5.129 = 64.112 \text{ kPa}$

6.6.4. DETERMINATION DE L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE:

du massif rocheux: $\phi_m = \lambda_\phi \cdot \phi_e$ (6.22)

- Marne jaune: ($\phi_{ej} = 31.95^\circ$; $\lambda_\phi = 0.8$) $\Rightarrow \phi_{mj} = 0.8 \times 31.95 = 25.56^\circ$
- Marne grise: ($\phi_{eg} = 21.228^\circ$; $\lambda_\phi = 0.8$) $\Rightarrow \phi_{mg} = 0.8 \times 21.228 = 16.98^\circ$
- Calcaire: ($\phi_{ec} = 40.30^\circ$; $\lambda_\phi = 0.8$) $\Rightarrow \phi_{mc} = 0.8 \times 40.30 = 32.24^\circ$
- Minerai de fer (Hematite): ($\phi_{eH} = 8.55^\circ$) $\Rightarrow \phi_{mH} = 0.8 \times 8.55 = 6.84^\circ$

massifs rocheux	Marne jaune (1)	Hematite (Fer) (2)	Marne grise (3)	Calcaire (4)
ϕ_m ($^\circ$)	25.56	6.84	16.98	32.24
Cm (KPa)	52.668	46.844	121.179	64.112

TABLEAU 6.24: Angle de frottement interne ϕ_m pour les quatre roches.

6.7. METHODE DE CALCUL:

La méthode que nous avons utilisée pour calculer le coefficient de sécurité, est la méthode classique de FELLENIUS. Dans ce cas le coefficient de sécurité F_s est donné par la formule suivante:

$$F_s = \frac{\sum c_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + \sum W_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \bar{\Phi}_i}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (6.23)$$

c_i : Cohésion du massif rocheux
 b_i : Largeur de la tranche
 W_i : Poids de la tranche
 $\bar{\Phi}_i$: Angle de frottement interne du massif rocheux
 α_i : inclinaison de la tranche.

Le calcul de la stabilité des talus a été réalisé sur quatre coupes géologiques I, II, III, et IV.

Ces coupes ont été choisies suivant la direction du glissement (NW-SE).

Pour calculer le coefficient de sécurité nous avons utilisé le logiciel PETALM du L.C.P.C.

Introduction des données: on distingue les données suivantes:

6.7.1. DONNEES GEOMETRIQUES:

Le talus est décrit par un ensemble de segments de droites définis des points délimitants les couches du sol (nombre de segments, nombre de points, nombre de couches du sol, nombre de points du bed-rock).

6.7.2. DONNEES GEOMECANIQUES:

Le nombre de variantes de caractéristiques mécaniques (c , $\bar{\Phi}$) pour chaque couche.

- * données sur les limites de calcul
- * données sur les méthodes de calcul

Les tableaux 6.25 6.26 6.27 et 6.28. de repérage et d'identification pour chaque segment sont les suivants:

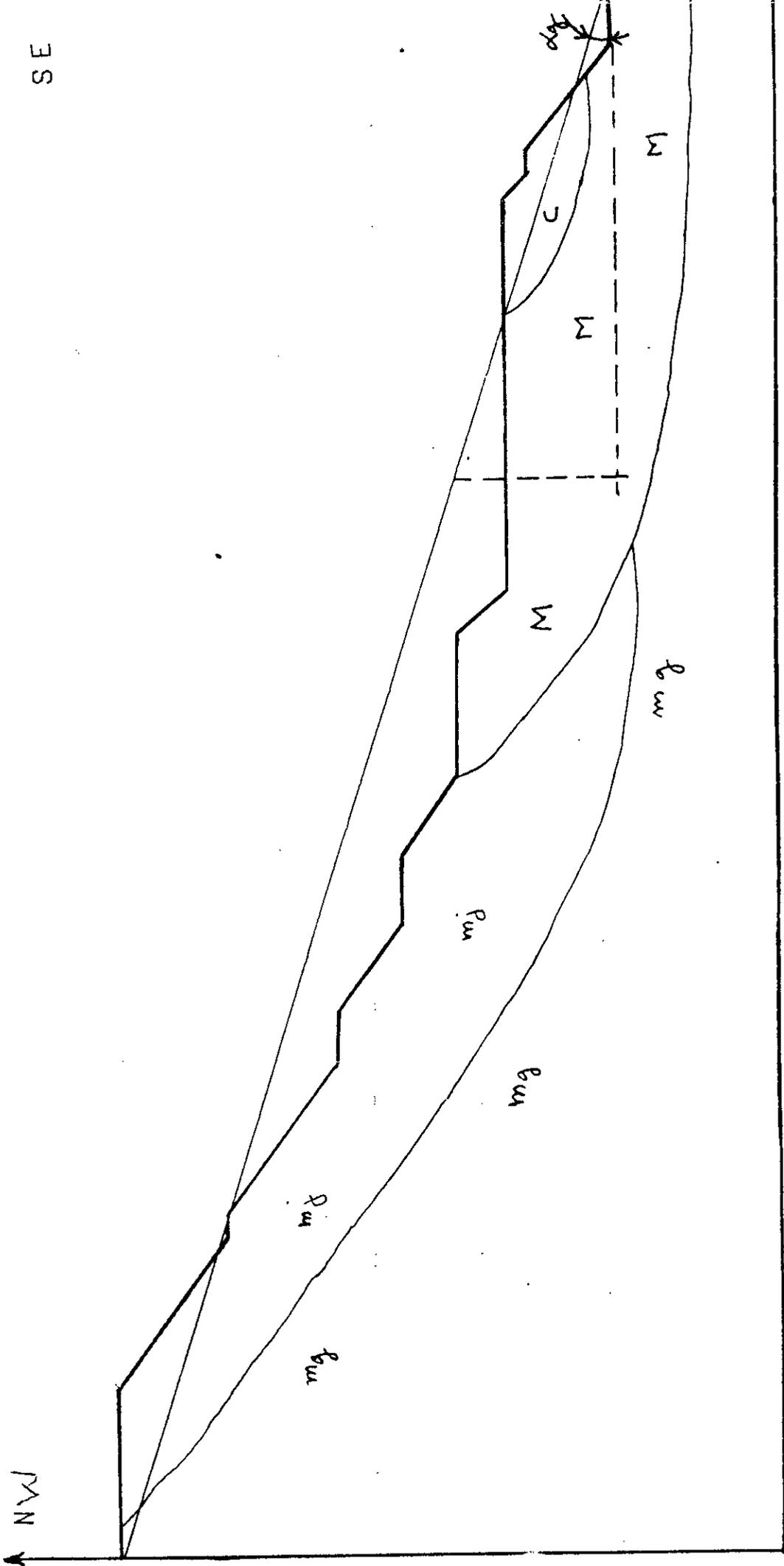
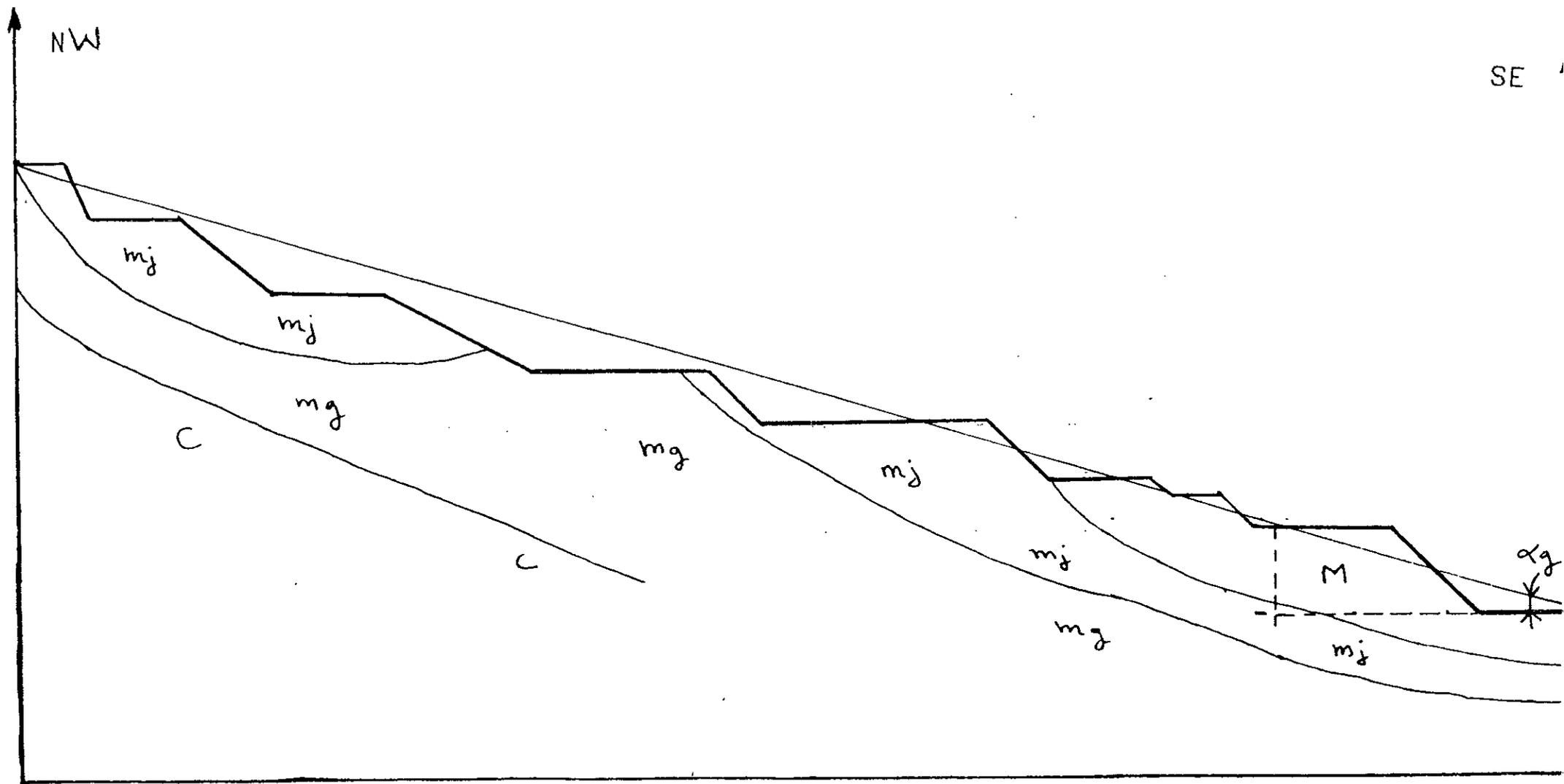


Fig. 6.5: Coupe geologique I (E = $\frac{1}{1500}$):



06

Fig. 6.6: Coupe geologique II ($E = \frac{1}{1500}$).

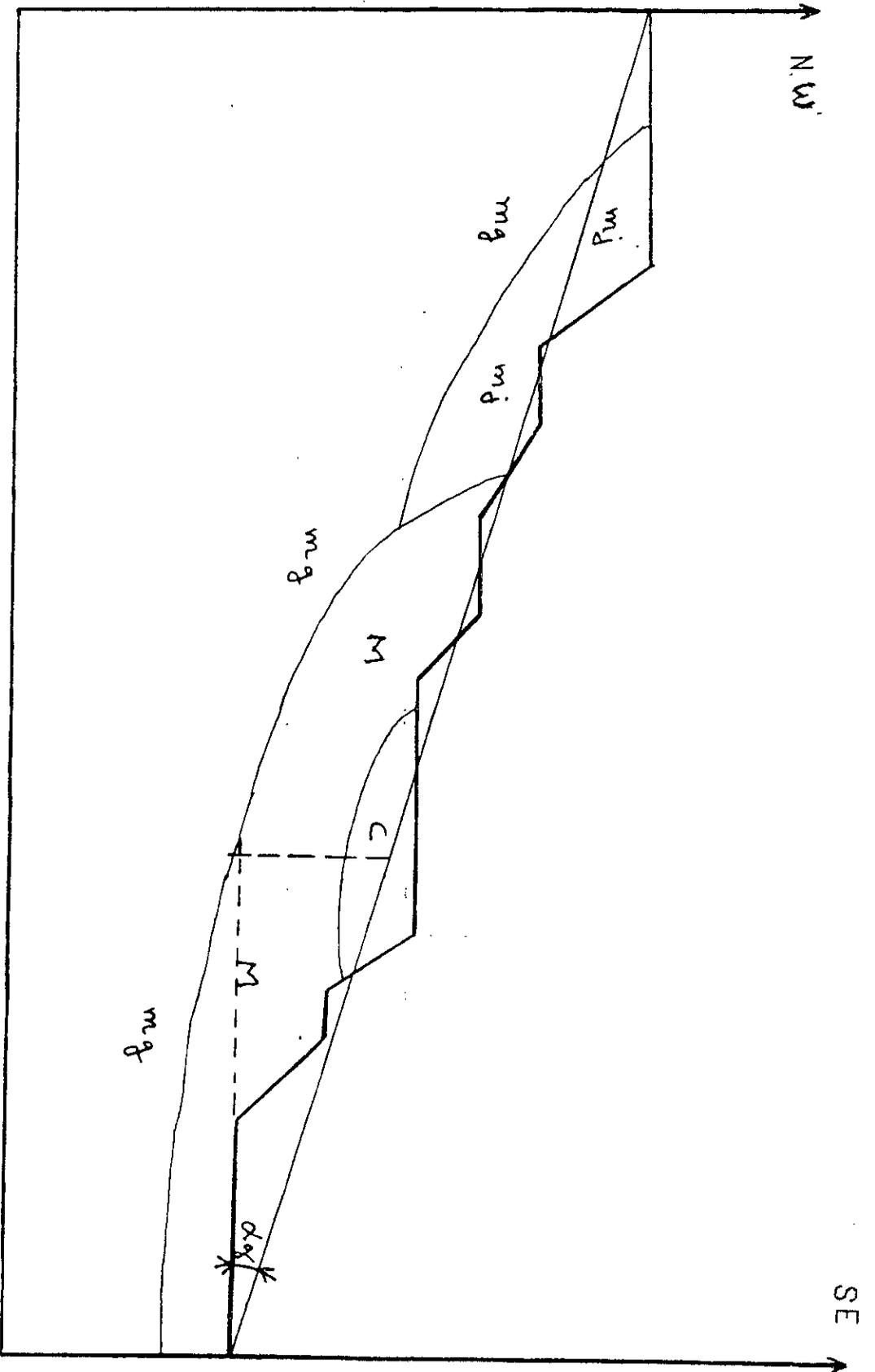


Fig. 6.7: Coupe geologique III (E = $\frac{1}{1500}$).

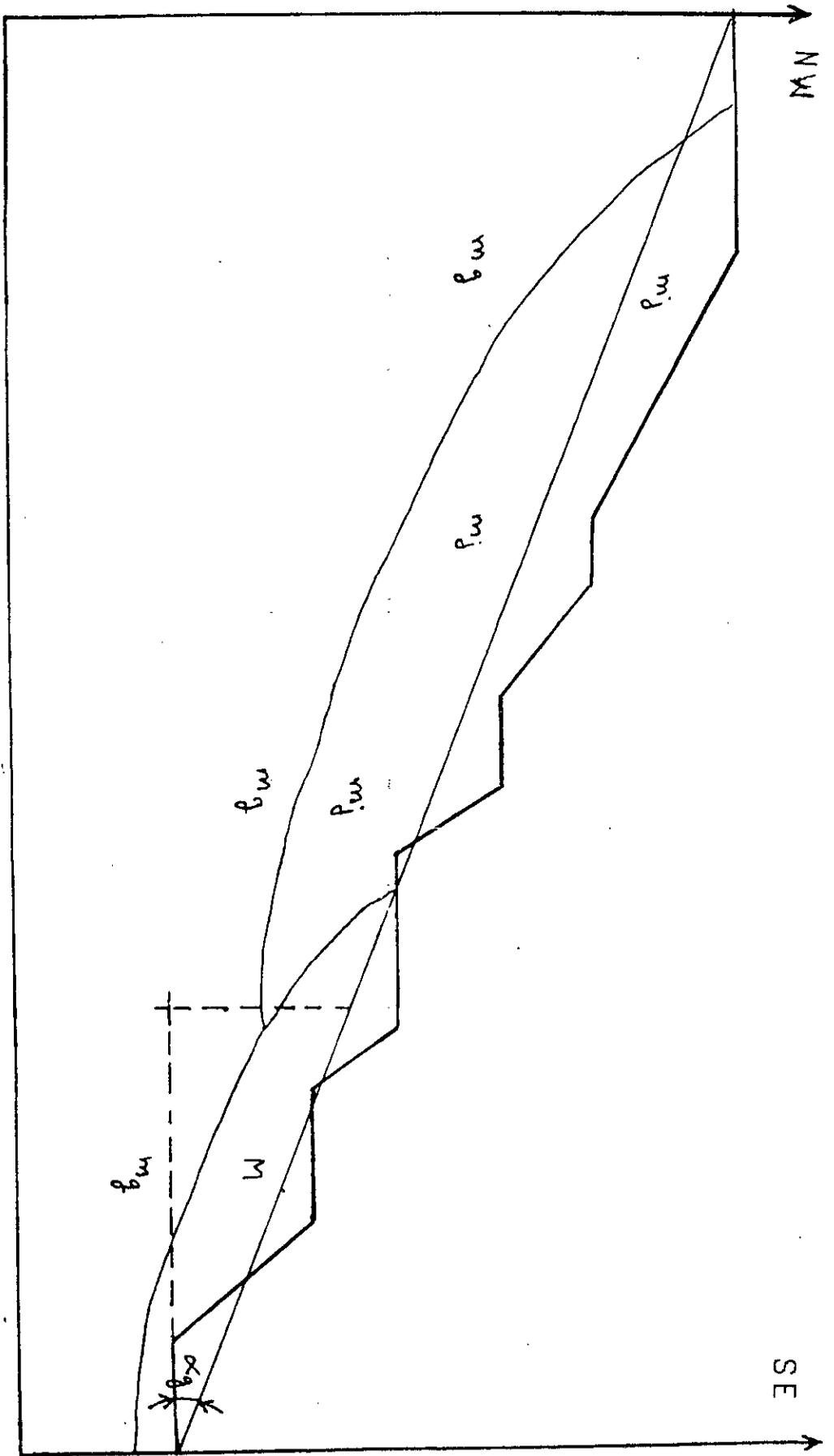


Fig. 6.8: Coupe geologique IV (E = $\frac{1}{1000}$).

N° du segment	N° du point d'abscisse la + faible	N° du point d'abscisse la + faible	N° de la couche
1	1	2	3
2	2	3	1
3	3	4	1
4	4	5	1
5	5	6	1
6	6	7	1
7	7	8	1
8	8	9	1
9	9	10	1
10	10	11	1
11	11	12	1
12	12	13	2
13	13	14	2
14	14	15	2
15	15	16	4
16	16	17	4
17	17	18	4
18	18	19	4
19	19	20	2
20	20	21	2
21	2	22	3
22	22	23	3
23	23	24	3
24	12	24	1
25	24	25	4
26	25	26	4

Tableau 6.25: Repérage et identification pour chaque segment
(Coupe I - E = $\frac{1}{1000}$).

N° du segment	N° du point d'abscisse la + faible	N° du point d'abscisse la + faible	N° de la couche sol
1	1	2	1
2	2	3	1
3	3	4	1
4	4	5	1
5	5	6	1
6	6	22	1
7	21	7	3
8	7	23	3
9	22	8	1
10	8	9	1
11	9	10	1
12	10	11	1
13	11	12	2
14	12	13	2
15	13	14	2
16	14	15	2
17	15	16	2
18	16	17	2
19	17	18	2
20	1	19	3
21	19	20	3
22	20	21	3
23	22	23	3
24	23	24	3
25	24	25	3
26	25	26	3
27	11	27	1
28	27	28	1
29	28	29	1
30	30	31	4
31	31	32	4
32	32	33	4

Tableau 6. 26; Repérage et identification pour chaque segment
(coupe II, $E = \frac{1}{1000}$).

N° du segment	N° du point d'abscisse la + faible	N° du point d'abscisse la + faible	N° de la couche sol
1	1	2	3
2	2	3	3
3	3	4	3
4	4	5	3
5	5	6	2
6	6	7	2
7	7	8	2
8	8	9	2
9	9	10	4
10	10	11	4
11	11	12	2
12	12	13	2
13	13	14	2
14	14	15	2
15	16	17	1
16	17	18	1
17	5	18	3
18	18	19	1
19	19	20	1
20	20	21	1
21	21	22	1
22	22	23	1
23	9	24	2
24	24	25	2
25	25	26	2
26	26	11	2

Tableau 6.27: Repérage et identification pour chaque segment
(Coupe III, $E = \frac{1}{1000}$).

N° du segment	N° du point d'abs- cisse la + faible	N° du point d'abs- cisse la + faible	N° de la couche sol
1	1	2	3
2	2	3	3
3	3	4	3
4	4	5	3
5	5	6	3
6	6	7	3
7	7	8	1
8	8	9	1
9	9	10	1
10	10	11	1
11	11	12	1
12	12	13	1
13	13	14	1
14	14	15	2
15	15	16	2
16	16	17	2
17	17	18	2
18	18	19	2
19	7	20	3
20	20	21	3
21	21	22	3
22	22	23	3
23	23	24	3
24	14	24	1
25	24	25	3
26	25	26	3
27	26	27	3
28	27	28	3

Tableau 6.28: Repérage et identification pour chaque segment
(Coupe IV, $E = \frac{1}{500}$).

N° du point	Abscisse du point	Ordonnée du point
1	0	181
2	30	181
3	63	181
4	105	160
5	108	160
6	151	110
7	166	110
8	191	93
9	210	93
10	214	90
11	220	90
12	236	80
13	276	80
14	290	67
15	400	67
16	430	67
17	435	63
18	442	63
19	465	45
20	470	40
21	500	20
22	110	110
23	250	40
24	295	40
25	350	25
26	470	25

Tableau 6.29: Coordonnées des points des segments
(Coupe géologique I, E = $\frac{1}{1000}$).

N° du point	Abscisse du point	Ordonnée du point
1	0	184
2	24	184
3	30	170
4	55	170
5	90	140
6	120	140
7	163	119
8	212	119
9	226	105
10	290	105
11	307	89
12	335	89
13	341	84
14	356	84
15	365	75
16	395	75
17	420	51
18	450	51
19	15	170
20	75	133
21	150	125
22	204	119
23	245	95
24	350	45
25	390	32
26	440	31
27	320	70
28	395	45
29	450	18
30	05	150
31	40	130
32	100	95
33	160	65

Tableau 6. 30: Coordonnées des points des segments
(Coupe géologique II, $E = \frac{1}{1000}$).

N° du point	Abscisse du point	Ordonnée du point
1	10	123
2	50	123
3	70	97
4	89	97
5	100	89
6	110	83
7	135	83
8	151	70
9	160	70
10	225	70
11	237	55
12	240	51
13	250	51
14	270	30
15	330	30
16	20	115
17	80	76
18	104	75
19	116	50
20	135	35
21	185	26
22	240	23
23	300	23
24	170	62
25	190	57
26	215	55

Tableau 6. 31: Coordonnées des points des segments
(Coupe géologique III, E = $\frac{1}{1000}$).

N° du point	Abscisse du point	Ordonnée du point
1	0	95
2	7	96
3	13	102
4	15	99
5	27	99
6	32	104
7	37	104
8	67	104
9	122	77
10	132	77
11	149	62
12	164	62
13	174	47
14	180	47
15	204	47
16	213	32
17	235	32
18	255	10
29	275	10
20	47	86
21	85	60
22	123	45
23	168	38
24	182	38
25	295	20
26	215	7
27	250	6
28	275	6

Tableau 6.32: Coordonnées des points des segments
(Coupe géologique IV, E = $\frac{1}{500}$).

Coupe	N ^o du point	Abscisse du point	Ordoonnée du point
I	27	100	20'
	28	300	20
II	34	160	20
	35	300	20
III	27	80	10
	28	230	10
IV	29	50	2,50
	30	200	2,50

Tableau 6.33: Coordonnées des points du bed-rock:

Les paramètres du quadrillage sont regroupés dans le Tableau 6.33 ci-dessous:

Coupe	RMin	DR	X _o	Y _o	DX	DY	NX	NY
I	10	5	180	130	30	10	5	6
II	10	5	150	130	30	10	6	5
III	10	5	120	100	20	10	4	6
IV	10	5	95	95	30	10	6	4

Tableau 6.34: Paramètres de quadrillage.

Rmin: rayon minimum;

DR: le pas de calcul- (prospection)

(X_o,Y_o): centre du quadrillage

DX: l'intervalle sur X (entre lignes)

DY: l'intervalle sur Y (entre colonnes)

NX: nombre de colonnes.

NY: nombre de lignes

Pour le calcul du coefficient de sécurité, pour les quatres coupes d'exploitation, on a pris les cas les plus défavorables (c'est à dire les cas de Qmin et Cmin). Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux ci-dessous.

X (m)	Y (m)	R (m)	Fs	X (m)	Y (m)	R (m)	Fs
180	180	115	0,98	180	150	95	1,11
210	180	150	1,12	210	150	130	1,29
240	180	150	1,32	240	150	130	1,67
270	180	160	2,09	270	150	115	2,48
300	180	115	2,03	300	150	90	1,75
180	170	105	1,01	180	140	90	1,16
210	170	145	1,17	210	140	120	1,38
240	170	145	1,42	240	140	120	1,86
270	170	135	2,30	270	140	80	2,53
300	170	110	1,87	300	140	85	1,69
180	160	100	1,05	180	130	90	1,27
210	160	140	1,22	210	130	110	1,50
240	160	140	1,52	240	130	110	2,08
270	160	125	2,36	270	130	70	2,65
300	160	100	1,81	300	130	75	1,63

Tableau 6.35: Valeurs de Fs pour la coupe I.

X (m)	Y (m)	R (m)	Fs	X (m)	Y (m)	R (m)	Fs
150	170	85	2,90	240	150	110	2,49
180	170	90	2,45	270	150	130	2,44
210	170	85	2,35	300	150	130	2,46
240	170	130	2,31	150	140	50	4,02
270	170	150	2,26	180	140	70	2,75
300	170	150	2,26	210	140	50	2,51
150	160	80	3,15	240	140	105	2,63
180	160	80	2,50	270	140	120	2,58
210	160	75	2,39	300	140	50	2,57
240	160	115	2,39	150	130	110	4,46
270	160	140	2,34	180	130	65	2,99
300	160	140	2,35	210	130	40	2,67
150	150	70	3,67	240	130	100	2,79
180	150	75	2,59	270	130	110	2,76
210	150	60	2,43	300	130	40	2,35

Tableau 6.36: Valeurs de Fs pour la coupe II.

X (m)	Y (m)	R (m)	Fs	X (m)	Y (m)	R (m)	Fs
120	150	90	1,40	1,40	120	70	1,73
140	150	100	1,55	1,55	140	60	1,49
160	150	80	1,45	1,45	160	50	1,42
180	150	115	1,35	1,35	180	90	1,41
120	140	85	1,46	1,46	120	50	1,99
140	140	75	1,56	1,56	140	45	1,32
160	140	70	1,41	1,41	160	40	1,64
180	140	110	1,35	1,35	180	80	1,44
120	130	80	1,56	1,56	120	45	2,13
140	130	70	1,52	1,52	140	35	1,28
160	130	60	1,39	1,39	160	60	1,61
180	130	100	1,36	1,36	180	70	1,64

Tableau 6.37: Valeurs de Fs pour la coupe III.

X (m)	Y (m)	R (m)	Fs	X (m)	Y (m)	R (m)	Fs
95	125	47,50	2,06	95	105	32,50	2,11
125	125	97,50	1,54	125	105	77,50	1,60
155	125	112,50	1,36	155	105	97,50	1,44
185	125	122,50	1,29	185	105	102,50	1,39
215	125	108,41	1,24	215	105	93,39	1,28
245	125	110,50	0,92	245	105	86,94	0,80
95	115	37,50	2,03	95	95	67,50	2,24
125	115	82,50	1,56	125	95	72,50	1,67
155	115	102,50	1,39	155	95	92,50	1,52
185	115	112,50	1,33	185	95	77,50	1,45
215	115	98,50	1,25	215	95	73,71	1,32
245	115	96,17	0,84	245	95	82,87	0,67

Tableau 6.38: valeurs de Fs pour la coupe IV.

les valeurs extrêmes du coefficient de sécurité obtenues, pour les quatres coupes geologiques sont comme suit:

- Coupe I $1,11 \leq Fs \leq 2,65$
- Coupe II $2,35 \leq Fs \leq 4,02$
- Coupe III $1,28 \leq Fs \leq 2,13$
- Coupe IV $0,67 \leq Fs \leq 2,24$

les valeurs extrêmes du coefficient de sécurité obtenues, pour les quatre coupes géologiques sont comme suit:

Coupe I	$1,11 \leq F_s \leq 2,65$
Coupe II	$2,35 \leq F_s \leq 4,02$
Coupe III	$1,28 \leq F_s \leq 2,13$
Coupe IV	$0,67 \leq F_s \leq 2,24$

6.7.3. INFLUENCE DE LA HAUTEUR DU GRADIN (H) SUR

LE COEFFICIENT DE SECURITE (Fs):

Pour l'étude de l'influence de la hauteur du gradin sur le coefficient de sécurité (Fs), nous avons fixé tous les autres paramètres, et fait varier uniquement la hauteur du gradin de 5m à 30m, par pas de 5m. Les résultats du calcul du coefficient (Fs) en fonction de la hauteur du gradin (H), sont donnés dans les tableaux 6.39 6.40 6.41 6.42 et 6.43

Massif rocheux	Hauteur du gradin (m)	X (m)	Y (m)	R (m)	Fs
marne jaune	5	100	70	20	2,32
	10	100	80	30	1,60
	15	90	90	38	1,39
	20	90	90	40	1,19
	25	90	110	58	1,09
	30	90	120	70	1,03
minerai du Fer	5	100	90	40	1,53
	10	100	90	40	0,81
	15	90	90	42	0,60
	20	90	100	42	0,50
	25	90	110	60	0,44
	30	100	120	70	0,45
marne grise	5	100	90	40	4,12
	10	100	90	40	2,17
	15	90	90	42	1,58
	20	90	100	50	1,32
	25	90	110	60	1,17
	30	70	100	58	1,14
calcaire	5	100	90	40	3,72
	10	100	90	40	2,08
	15	100	90	40	1,67
	20	100	110	50	1,47
	25	100	120	70	1,36
	30	100	120	70	1,33

Tableau 6.39 : Variation de Fs en fonction de la hauteur du gradin H pour $\alpha = 40^\circ$.

Massif rocheux	Hauteur du gradin (m)	X (m)	Y (m)	R (m)	Fs
calcaire	5	100	80	30	3,27
	10	100	80	30	1,83
	15	110	100	50	1,48
	20	100	100	48	1,33
	25	100	110	56	1,22
	30	100	120	64	1,14
marne grise	5	100	80	30	3,60
	10	100	80	30	1,88
	15	100	100	50	1,43
	20	100	100	50	1,16
	25	100	110	60	1,02
	30	100	120	70	0,92
minerai du fer (H)	5	100	80	30	1,34
	10	100	80	30	0,70
	15	100	90	40	0,53
	20	100	110	60	0,44
	25	100	110	60	0,39
	30	100	120	70	0,35
marne jaune	5	90	90	40	4,65
	10	90	90	40	2,08
	15	90	90	36	1,43
	20	90	90	32	1,12
	25	90	110	48	1,05
	30	90	110	50	0,92

Tableau 6.40: Variation de Fs en fonction de la hauteur du gradin pour $\alpha = 50^\circ$.

Massif rocheux	Hauteur du gradin (m)	X (m)	Y (m)	R (m)	Fs
marne jaune	5	120	90	44	2,23
	10	120	90	44	1,29
	15	110	90	40	1,00
	20	120	100	52	0,88
	25	120	110	62	0,77
	30	120	120	72	0,73
minerai du Fer	5	120	90	44	1,39
	10	110	90	40	0,68
	15	100	90	40	0,49
	20	110	100	50	0,40
	25	110	110	60	0,34
	30	120	120	72	0,31
marne grise	5	120	90	44	3,14
	10	110	90	40	1,83
	15	100	90	40	1,31
	20	110	100	50	1,06
	25	110	110	60	0,92
	30	120	130	82	0,81
calcaire	5	120	90	44	2,46
	10	120	90	44	1,64
	15	110	90	40	1,28
	20	110	100	50	0,77
	25	120	110	62	0,68
	30	120	120	72	0,49

Tableau 6.41: Variation du Fs en fonction de la hauteur du gradin pour $\alpha = 60^\circ$.

Massif rocheux	Hauteur du gradin (m)	X (m)	Y (m)	R (m)	Fs
marne jaune	5	130	100	58	1,87
	10	130	100	58	1,12
	15	130	100	58	0,85
	20	130	100	58	0,73
	25	130	110	66	0,68
	30	130	120	72	0,65
minerai du Fer	5	120	80	36	1,08
	10	120	90	44	0,60
	15	130	100	58	0,43
	20	130	120	76	0,35
	25	130	120	76	0,30
	30	130	120	76	0,27
marne grise	5	120	80	36	2,94
	10	120	90	44	1,62
	15	130	100	58	1,15
	20	130	120	76	0,93
	25	130	120	76	0,80
	30	130	120	76	0,71
calcaire	5	120	80	36	2,19
	10	120	80	36	1,37
	15	130	90	50	1,06
	20	130	100	58	0,93
	25	130	110	66	0,87
	30	130	120	72	0,84

Tableau 6.42: Variation de Fs en fonction de la hauteur du gradin pour $\alpha = 70^{\circ}$.

Massif rocheux	Hauteur du gradin (m)	X (m)	Y (m)	R (m)	Fs
marne jaune	5	130	90	50	1,52
	10	140	100	64	0,95
	15	140	100	64	0,75
	20	140	100	64	0,64
	25	140	110	72	0,61
	30	140	120	76	0,60
minerai du Fer	5	120	80	36	0,90
	10	140	100	64	0,51
	15	140	100	64	0,38
	20	140	100	64	0,31
	25	140	110	72	0,27
	30	140	120	80	0,24
marne grise	5	130	90	50	2,45
	10	140	100	64	1,37
	15	140	100	64	1,01
	20	140	100	72	0,82
	25	140	110	72	0,71
	30	140	120	80	0,65
calcaire	5	120	80	36	2,43
	10	140	100	64	1,21
	15	140	100	64	0,96
	20	140	100	64	0,82
	25	140	110	72	0,79
	30	140	120	74	0,77

Tableau 6.43: Variation du Fs en fonction de la hauteur du gradin (H) pour $\alpha = 80^\circ$.

$$F_s = f(H)$$

pour $\alpha=40^\circ$

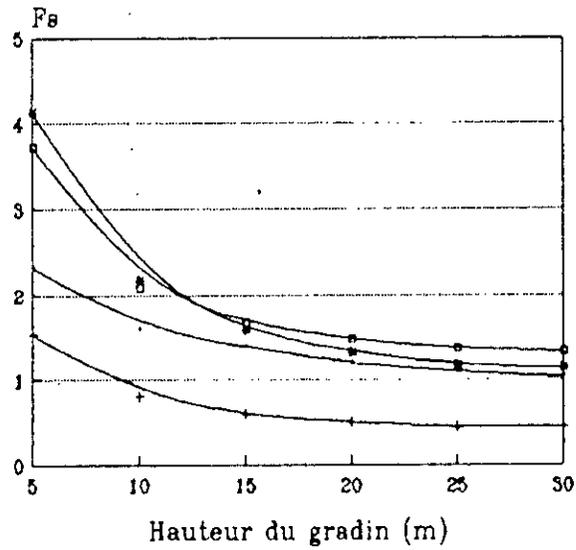


Figure 6.9

- | | | | |
|---|-------------|---|----------|
| — | Marne jeune | + | Hématite |
| — | Marne grise | • | Calcaire |

$$F_s = f(H)$$

pour $\alpha=50^\circ$

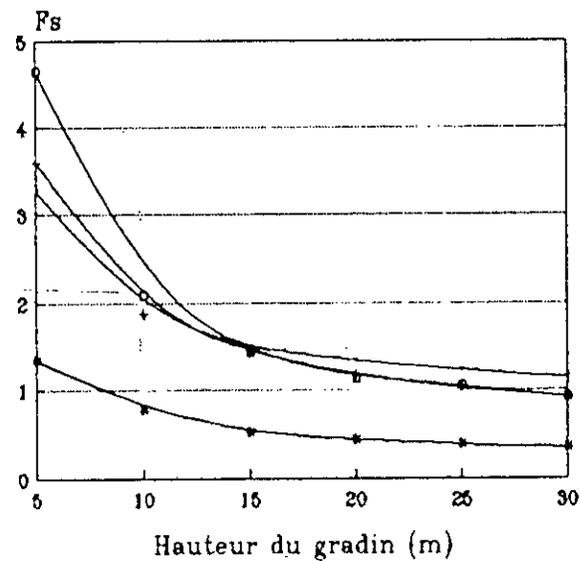


Figure 6.10

- | | | | |
|---|-------------|---|----------|
| — | Marne jeune | + | Hématite |
| — | Marne grise | • | Calcaire |

$$F_s = f(H)$$

pour $\text{Alpha} = 60^\circ$

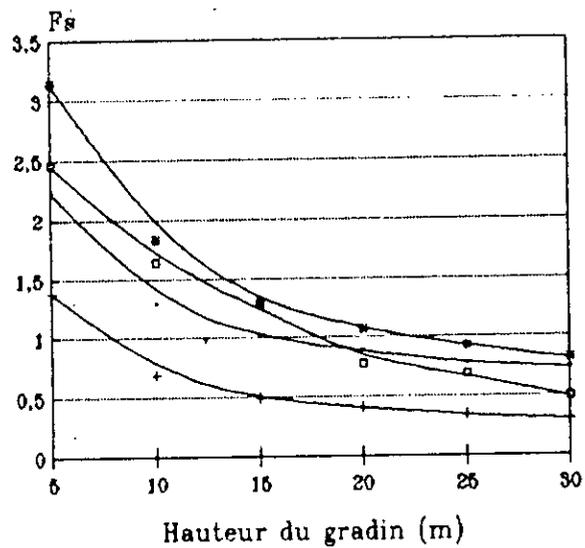


Figure 6.11

- Marnes jaunes
- Marnes grises
- + Hématite
- Calcaire

$$F_s = f(H)$$

pour $\text{Alpha} = 70^\circ$

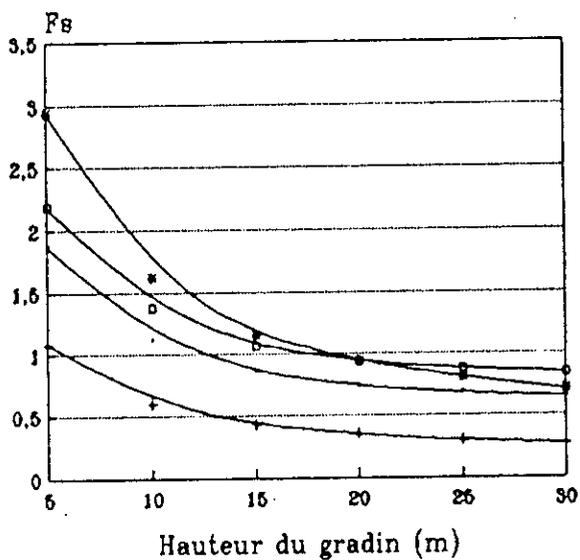


Figure 6.12

- Marnes jaunes
- Marnes grises
- + Hématite
- Calcaire

$$F_s = f(H)$$

pour $\text{Alpha} = 80^\circ$

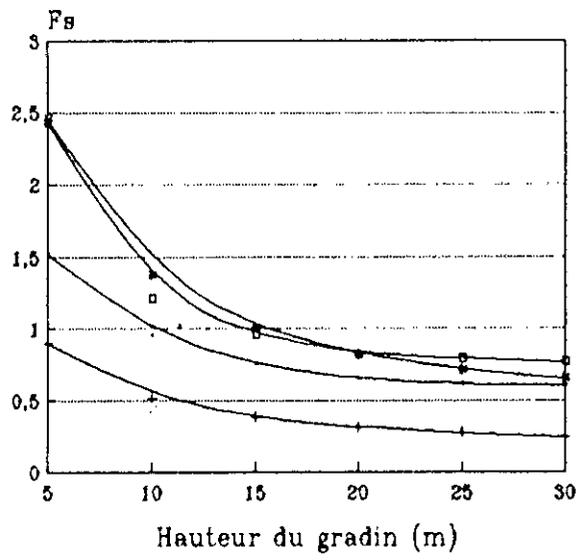


Figure 6.13

- | | |
|-----------------|------------|
| — Marnes jaunes | + Hématite |
| * Marnes grises | □ Calcaire |

6.7.4. INFLUENCE DE L'ANGLE DU TALUS SUR LE COEFFICIENT DE SECURITE:

Dans ce cas, nous avons fait varier l'angle du talus (α) de 40° à 80° avec un pas de 10° , les autres paramètres restant invariants. Les résultats obtenus pour le coefficient de sécurité F_s sont regroupés dans les tableaux 6.44 à 6.49.

Massif rocheux	Angle du talus α	X (m)	Y (m)	R (m)	F_s
marne jaune	40	100	70	22	2,62
	50	100	60	12	2,30
	60	100	60	12	2,19
	70	110	70	22	1,74
	80	120	80	36	1,52
minerai du Fer	40	100	70	24	1,44
	50	100	60	14	1,33
	60	100	60	12	1,23
	70	100	60	12	1,18
	80	120	80	36	0,90
marne grise	40	100	70	24	3,87
	50	100	60	14	3,57
	60	100	60	12	3,33
	70	110	70	12	3,27
	80	120	80	36	2,79
calcaire	40	100	70	22	3,33
	50	100	60	12	2,91
	60	100	60	12	2,78
	70	100	60	22	2,74
	80	120	80	36	2,79

Tableau 6. 44: Variation du coefficient de sécurité F_s en fonction de l'angle du talus α pour $H= 5m$.

Massif rocheux	Angle du talus α	X (m)	Y (m)	R (m)	Fs
marne jaune	40	100	80	30	1,60
	50	100	80	30	1,43
	60	100	70	20	1,26
	70	120	80	36	1,08
	80	120	80	36	0,94
minerai du Fer	40	100	90	40	0,81
	50	100	80	30	0,71
	60	100	70	20	0,63
	70	100	70	20	0,60
	80	120	80	36	0,51
marne grise	40	100	90	40	2,75
	50	100	80	30	2,40
	60	100	70	20	1,68
	70	100	70	20	1,59
	80	120	80	36	1,14
calcaire	40	100	80	30	2,04
	50	100	80	30	1,83
	60	100	70	20	1,61
	70	120	80	36	1,37
	80	120	80	36	1,20

Tableau 6.45 : Variation du coefficient de sécurité Fs en fonction de l'angle du talus α pour H= 10m.

Massif rocheux	Angle du talus α	X (m)	Y (m)	R (m)	Fs
marne jaune	40	100	100	50	1,61
	50	100	90	40	1,16
	60	110	90	40	1,00
	70	130	90	50	0,84
	80	130	90	50	0,74
minerai du Fer	40	100	100	50	0,60
	50	100	90	40	0,53
	60	100	90	40	0,49
	70	140	110	72	0,43
	80	130	90	50	0,38
marne grise	40	100	100	50	1,30
	50	100	90	40	1,41
	60	100	90	40	1,31
	70	140	110	72	1,15
	80	130	90	50	1,01
calcaire	40	100	100	50	1,67
	50	110	100	50	1,48
	60	110	90	40	1,28
	70	130	90	50	1,06
	80	130	90	50	0,95

Tableau 6.46: Variation du coefficient de sécurité Fs en fonction de l'angle du talus α pour H= 15m.

Massif rocheux	Angle du talus α	X (m)	Y (m)	R (m)	Fs
marne jaune	40	100	110	60	1,14
	50	110	110	60	1,00
	60	120	100	52	0,88
	70	140	100	64	0,73
	80	140	100	64	0,64
minerai du Fer	40	100	110	60	0,50
	50	100	110	60	0,44
	60	110	100	50	0,40
	70	140	120	80	0,35
	80	140	100	64	0,31
marne grise	40	100	110	60	1,32
	50	100	100	50	1,16
	60	110	100	50	1,06
	70	130	120	76	0,93
	80	140	110	72	0,82
calcaire	40	100	110	60	1,47
	50	110	100	50	1,28
	60	110	100	52	1,12
	70	140	100	64	0,93
	80	140	100	64	0,82

Tableau 6.47 : Variation du coefficient de sécurité Fs en fonction de l'angle du talus α pour H= 20m.

Massif rocheux	Angle du talus α	X (m)	Y (m)	R (m)	Fs
marne jaune	40	100	120	70	1,05
	50	110	110	60	0,90
	60	120	110	62	0,77
	70	140	110	72	0,65
	80	140	110	72	0,61
minerai du Fer	40	90	110	60	0,44
	50	110	100	60	0,38
	60	120	120	60	0,34
	70	130	120	76	0,30
	80	140	110	72	0,27
marne grise	40	90	110	60	1,17
	50	110	100	60	1,02
	60	110	110	60	0,92
	70	130	120	76	0,80
	80	140	110	72	0,71
calcaire	40	100	120	70	1,36
	50	110	110	60	1,15
	60	120	110	62	0,99
	70	140	110	72	0,83
	80	140	110	72	0,79

Tableau 6.48: Variation du coefficient de sécurité Fs en fonction de l'angle du talus α pour H= 25m.

Massif rocheux	Angle du talus α	X (m)	Y (m)	R (m)	Fs
marne jaune	40	100	120	70	1,03
	50	110	120	70	0,84
	60	120	120	64	0,79
	70	140	120	80	0,61
	80	140	120	76	0,60
minerai du Fer	40	90	120	70	0,44
	50	110	120	70	0,35
	60	120	120	70	0,31
	70	130	120	80	0,27
	80	140	120	80	0,24
marne grise	40	90	120	64	1,07
	50	110	120	70	0,92
	60	110	120	70	0,83
	70	130	120	80	0,72
	80	140	120	74	0,75
calcaire	40	110	120	70	1,33
	50	110	120	70	1,08
	60	120	120	62	1,01
	70	140	120	80	0,79
	80	140	120	74	0,77

Tableau 6.49: Variation du coefficient de sécurité Fs en fonction de l'angle du talus α pour H= 30m.

$$F_s = f(\alpha)$$

pour $H=5m$

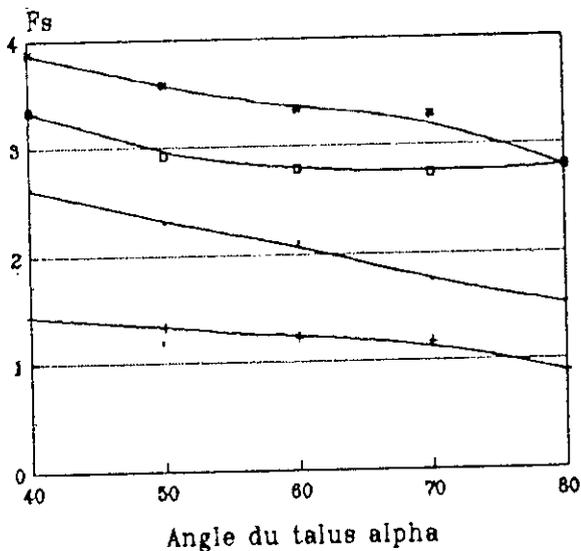


Figure 6.14

- | | |
|-------------------|--------------|
| —□— Marnes jaunes | —△— Hématite |
| —○— Marnes grises | —◇— Calcaire |

$$F_s = f(\alpha)$$

pour $H=10m$

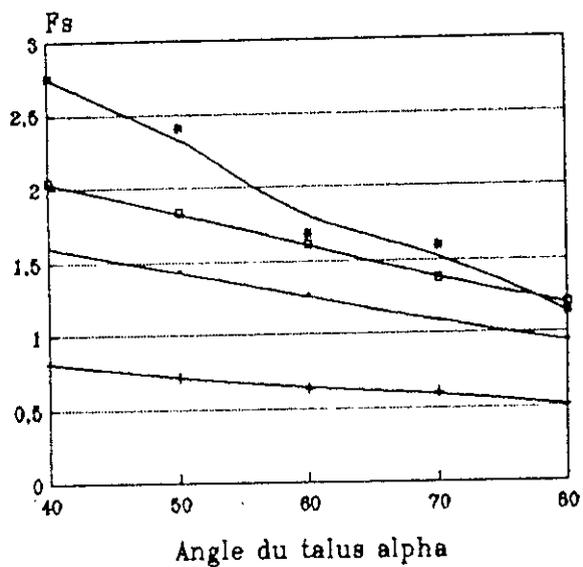


Figure 6.15

- | | |
|-------------------|--------------|
| —□— Marnes jaunes | —△— Hématite |
| —○— Marnes grises | —◇— Calcaire |

$F_s = f(\alpha)$
pour $H=15m$

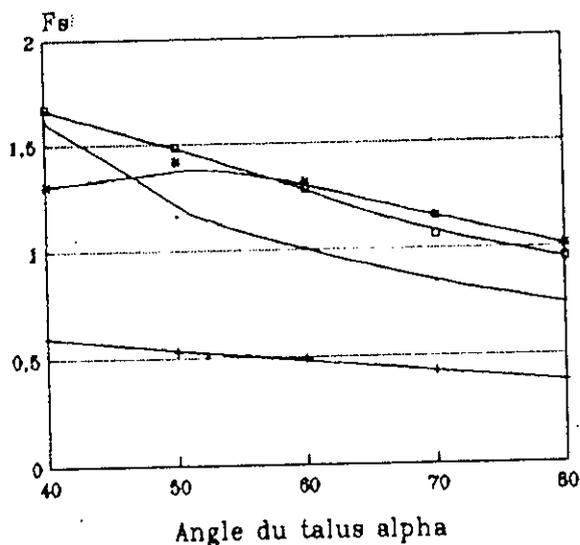


Figure 6.16

- Marnes jaunes
- Marnes grises
- Hématite
- Calcaire

$F_s = f(\alpha)$
pour $H=20m$

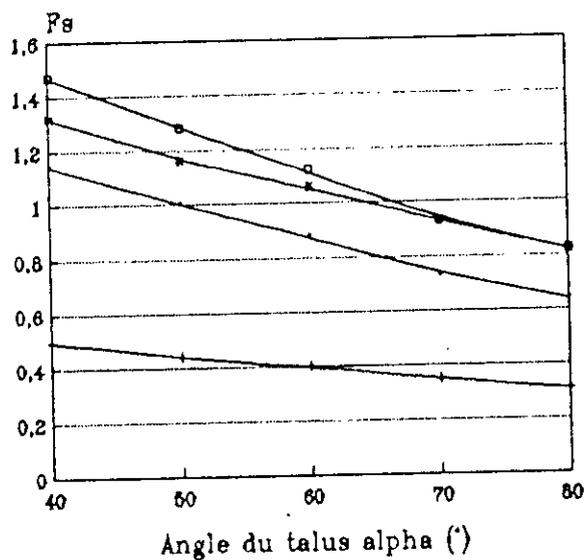


Figure 6.17

- Marnes jaunes
- Marnes grises
- Hématite
- Calcaire

$$F_s = f(\alpha)$$

pour H=25m

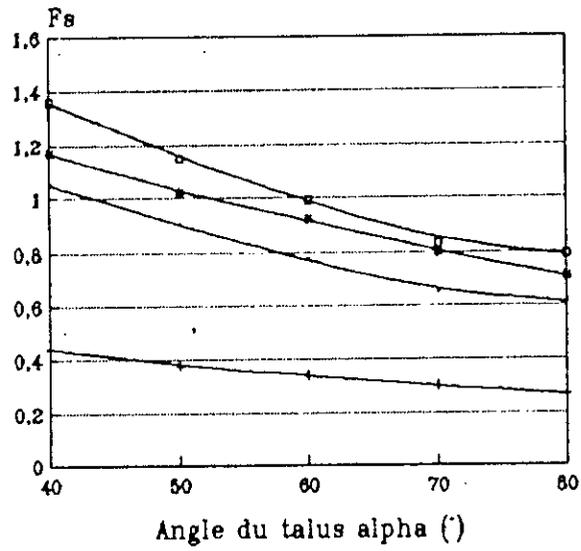


Figure 6.18

- | | |
|-----------------|------------|
| — Marnes jaunes | + Hématite |
| — Marnes grises | — Calcaire |

$$F_s = f(\alpha)$$

pour H=30m

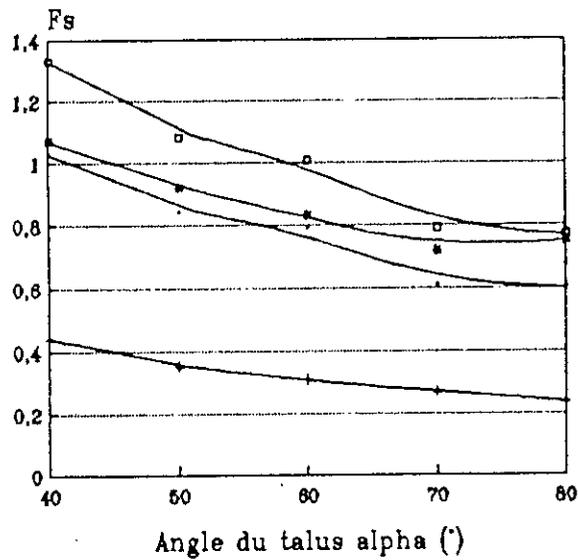


Figure 6.19

- | | |
|-----------------|------------|
| — Marnes jaunes | + Hématite |
| — Marnes grises | — Calcaire |

6.7.5. INFLUENCE DE LA COHESION SUR LE COEFFICIENT DE SECURITE:

En fixant les paramètres (H , α , ϕ , etc..), et en faisant varier uniquement la cohésion C de 30 à 100 kPa, avec un pas de 10 kPa, on obtient la variation du coefficient de sécurité F_s en fonction de la cohésion C . Les résultats sont regroupés dans les tableaux 6.50 à 6.54

Roche	Cohésion C (kPa)	X (m)	Y (m)	R (m)	F_s min
Marne jaune	30	100	100	50	1,21
	40	100	100	50	1,34
	50	100	100	50	1,48
	60	100	100	50	1,61
	70	90	90	40	1,73
	80	90	90	42	1,83
	90	90	90	42	1,97
Hematite (Fer)	30	100	90	42	0,67
	40	100	90	42	0,79
	50	100	80	36	0,92
	60	100	90	36	1,06
	70	100	80	38	1,17
	80	100	80	40	1,30
	90	100	80	40	1,42
Marne grise	30	100	100	50	0,88
	40	100	100	50	1,01
	50	90	90	40	1,11
	60	90	90	42	1,21
	70	90	90	42	1,35
	80	90	90	42	1,40
	90	90	90	42	1,53
Calcaire	30	100	100	50	1,16
	40	100	100	50	1,26
	50	100	100	50	1,35
	60	100	100	50	1,44
	70	100	100	50	1,54
	80	100	100	50	1,63
	90	100	100	50	1,73

Tableau 6.50: Variation du coefficient de sécurité F_s en fonction de la cohésion C . ($\alpha=40^\circ$; $H_j=H_g=17m$; $H_{Fe}=10m$; $H_c=20m$).

Roche	Cohésion C (kPa)	X (m)	Y (m)	R (m)	Fs min
Marne jaune	30	110	100	50	0.96
	40	110	100	50	1.08
	50	110	100	50	1.15
	60	110	100	50	1.24
	70	110	100	60	1.32
	80	100	100	50	1.43
	90	100	100	50	1.53
Hematite (Fer)	30	100	80	30	0.50
	40	100	80	30	0.63
	50	100	80	30	0.74
	60	100	80	30	0.84
	70	100	80	30	0.95
	80	100	80	30	1.06
	90	100	80	30	1.17
Marne grise	30	100	90	40	0.76
	40	100	90	40	0.85
	50	100	90	40	0.95
	60	100	90	40	1.05
	70	100	90	40	1.14
	80	100	90	40	1.24
	90	100	90	40	1.36
Calcaire	30	100	100	50	0.87
	40	100	100	50	0.94
	50	100	100	50	1.03
	60	100	90	40	1.12
	70	100	90	40	1.20
	80	100	90	40	1.28
	90	100	90	40	1.36

Tableau 6.51: Variation du coefficient de sécurité Fs en fonction de la cohésion C. ($\alpha=50^\circ$; $H_j=H_g=17m$; $H_r=10m$; $H_c=20m$).

Roche	Cohésion C (kPa)	X (m)	Y (m)	R (m)	Fs min
Marne jaune	30	110	90	40	0,86
	40	110	90	40	0,94
	50	110	90	40	1,02
	60	110	90	40	1,11
	70	110	90	40	1,19
	80	110	90	40	1,27
	90	110	90	40	1,37
Hematite (Fer)	30	120	90	44	0,44
	40	120	90	44	0,53
	50	120	90	44	0,63
	60	120	90	44	0,74
	70	120	90	44	0,84
	80	120	90	30	0,94
	90	120	90	20	0,98
Marne grise	30	110	90	40	0,62
	40	110	90	40	0,69
	50	110	90	40	0,77
	60	110	90	40	0,84
	70	110	90	40	0,92
	80	110	90	40	1,00
	90	110	90	40	1,07
Calcaire	30	140	100	64	0,65
	40	140	100	64	0,73
	50	140	100	64	0,81
	60	140	110	72	0,90
	70	140	110	72	0,97
	80	140	110	72	1,03
	90	140	110	72	1,10

Tableau 6.52 : Variation du coefficient de sécurité Fs en fonction de la cohésion C. ($\alpha=70^\circ$; $H_j=H_g=17m$; $H_{Fe}=10m$; $H_c=20m$).

Roche	Cohésion C (kPa)	X (m)	Y (m)	R (m)	Fs min
Marne jaune	30	110	90	40	0,87
	40	110	90	40	0,98
	50	110	90	40	0,09
	60	110	90	40	1,20
	70	110	90	40	1,31
	80	110	90	40	1,42
	90	110	90	40	1,54
Hematite (Fer)	30	120	70	22	0,52
	40	120	70	22	0,63
	50	120	70	22	0,74
	60	120	70	22	0,85
	70	120	70	22	0,96
	80	120	70	22	1,07
	90	120	70	22	1,18
Marne grise	30	110	90	40	0,65
	40	110	90	40	0,75
	50	110	90	40	0,85
	60	110	90	40	0,95
	70	110	100	50	1,04
	80	110	100	50	1,13
	90	110	100	50	1,20
Calaire	30	140	110	72	0,80
	40	130	110	66	0,90
	50	130	110	66	0,99
	60	130	110	66	1,07
	70	130	110	66	1,16
	80	120	110	62	1,23
	90	120	110	62	1,31

Tableau 6.53: Variation du coefficient de sécurité Fs en fonction de la cohésion C. ($\alpha=60^\circ$; $H_j=H_g=17m$; $H_{fe}=10m$; $H_c=20m$).

Influence de C sur Fs $\alpha=70$

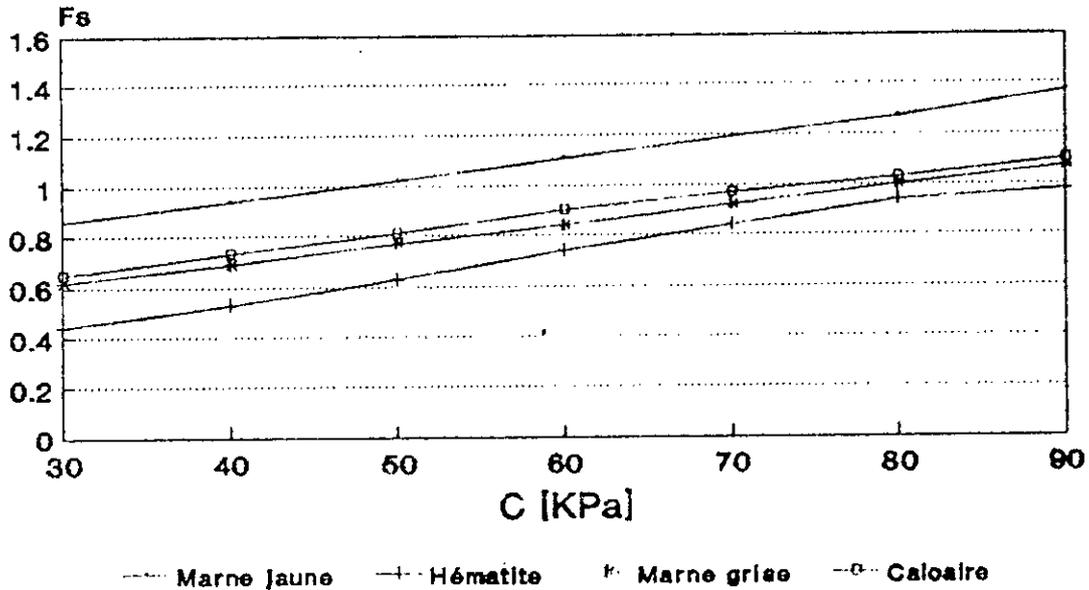


Fig. 6.22

Influence de C sur Fs $\alpha=60$

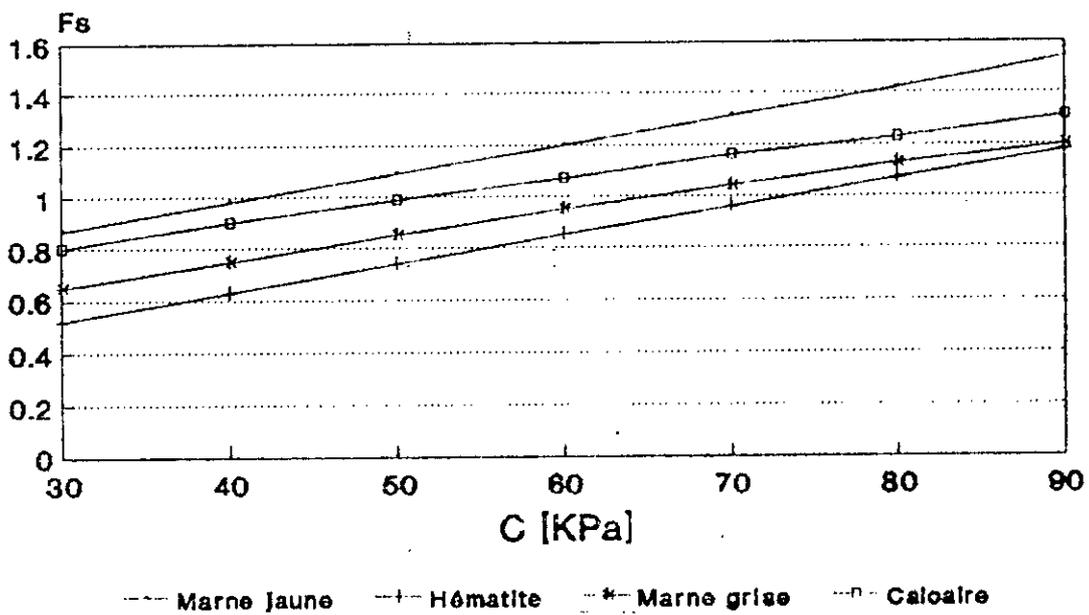


Fig. 6.23

Influence de C sur Fs $\alpha=40$

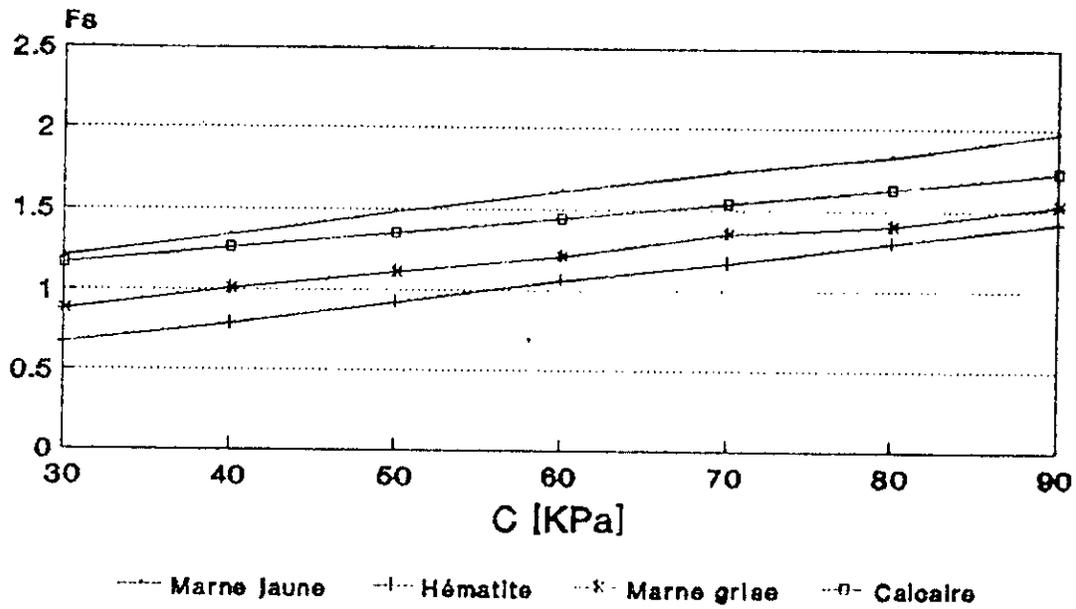


Fig. 6.20

Influence de C sur Fs $\alpha=50$

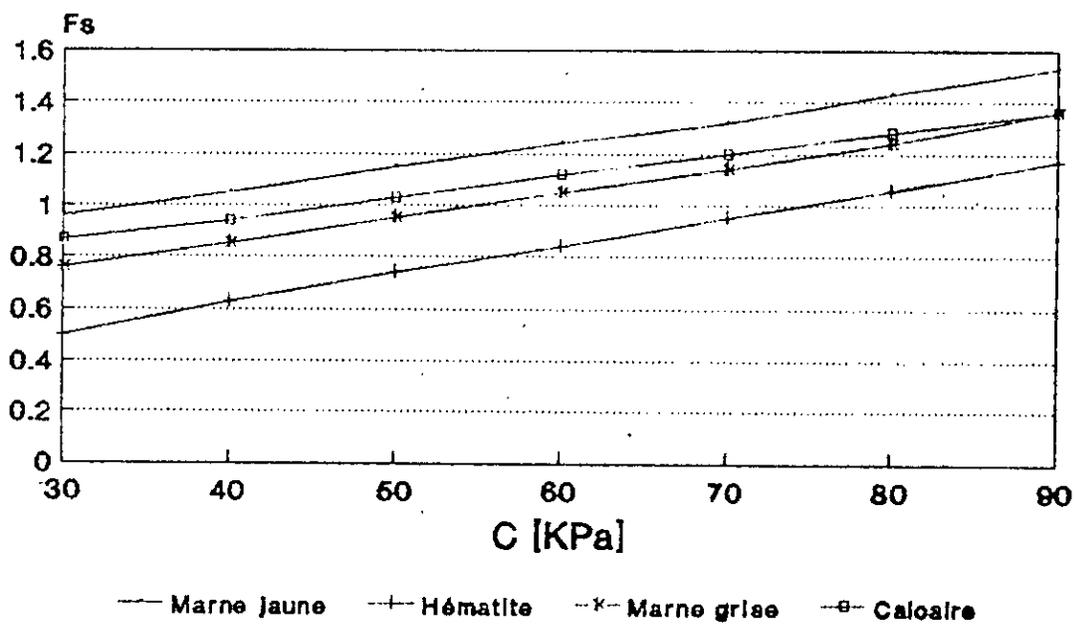


Fig. 6.21

6.7.6. INFLUENCE DE L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE SUR LE
COEFFICIENT DE SECURITE:

Nous avons calculé le coefficient de sécurité (F_s) en fonction de la variation de l'angle de frottement interne (ϕ) de 5° à 40° , dans les conditions critiques, pour la hauteur (H) du gradin et l'angle (α) du talus; pour chaque roche. Les résultats du calcul, sont illustrés sur les tableaux 6.54 à 6.57.

ϕ ($^\circ$)	5°	15°	25°	35°	45°
F_s	0,55	0,81	1,09	1,41	1,77
R (m)	30,00	30,00	30,00	26,00	24,00
X_0 (m)	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
Y_0 (m)	80,00	80,00	80,00	80,00	80,00

Tableau 6.54: Résultats de calcul de la variation du (F_s) en fonction de ϕ , pour la roche marne jaune ($H_{cr} \simeq 14m$, et $\alpha_{cr} = 50^\circ$).

ϕ ($^\circ$)	5°	15°	25°	35°	45°
F_s	0,95	1,33	1,67	2,06	2,51
R (m)	22,00	25,00	30,25	25,00	20,00
X_0 (m)	95,00	100,00	100,00	100,00	100,00
Y_0 (m)	70,00	75,00	75,00	75,00	70,00

Tableau 6.55: Variation du (F_s) en fonction de l'angle de frottement ϕ , pour l'Hematite ($H_{cr} = 7m$, $\alpha_{cr} = 40^\circ$).

ϕ ($^{\circ}$)	5°	15°	25°	35°	45°
Fs	0,90	1,19	0,50	1,87	2,34
R (m)	40,00	40,00	40,00	40,00	38,00
X ₀ (m)	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
Y ₀ (m)	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00

Tableau 6.56: Variation du (Fs) en fonction de l'angle de frottement interne ϕ , pour la roche marne grise (H_{cr} = 16m; α_{cr} = 60°).

ϕ ($^{\circ}$)	5°	15°	25°	35°	45°
Fs	0,52	1,73	0,96	1,87	1,56
R (m)	40,00	40,00	40,00	40,00	36,00
X ₀ (m)	110,00	110,00	100,00	110,00	110,00
Y ₀ (m)	90,00	90,00	90,00	90,00	90,00

Tableau 6.57: Variation du (Fs) en fonction de l'angle de frottement interne ϕ , pour le calcaire (H_{cr} = 17m, α = 70°).

6.7.7. INFLUENCE DE LA BANQUETTE SUR LE COEFFICIENT DE SECURITE:

Pour ce cas nous avons fait varier la banquette $b(m)$ dans l'intervalle 5m à 45m. Pour chaque cas on a calculé le coefficient de sécurité F_s . Les résultats obtenus sont regroupés sur le tableau 6.58.

Marne jaune	b (m)	5	15	25	35	45
	F_s	1,41	2,01	3,25	3,25	3,90
Minerai de Fer Hematite	b (m)	5	15	25	35	45
	F_s	0,60	0,80	1,06	1,25	1,70
Marne grise	b (m)	5	15	25	35	45
	F_s	1,48	2,04	2,50	2,90	3,70
Calcaire	b (m)	5	15	25	35	45
	F_s	1,70	2,50	3,18	3,90	4,65

Tableau 6.58: Variation du coefficient de sécurité F_s en fonction de la banquette $b(m)$.

$F_s = f(\text{PHI})$, conditions critiques
 PHI: angle de frottement interne

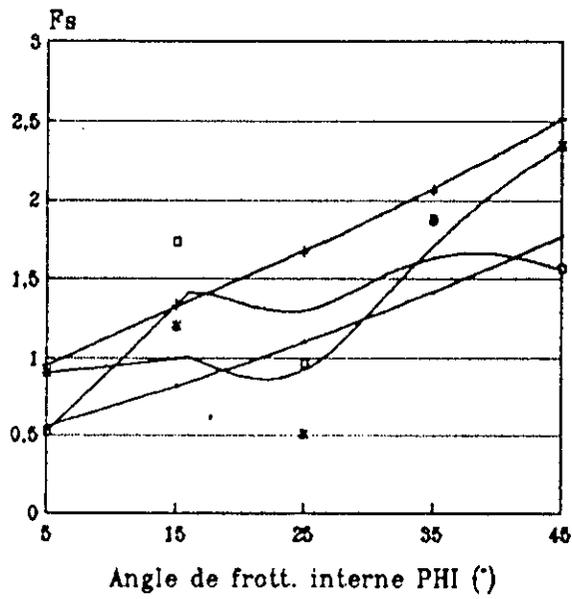


Figure 6.24

- Marnes jaunes
- *— Marnes grises
- +— Hématite
- Calcaires

$F_s = f(\text{bm})$

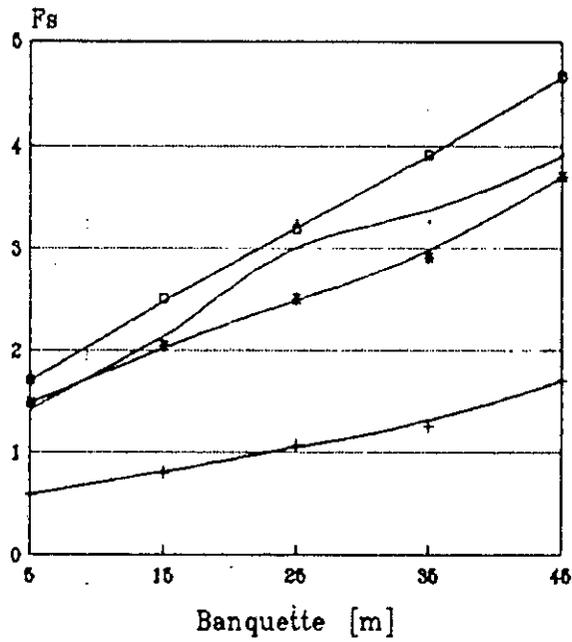


Figure 6.25

- Marnes jaunes
- *— Marnes grises
- +— Hématite
- Calcaires

CHAPITRE VII

INTERPRETATION DES RESULTATS

La première remarque qu'on peut tirer de cette étude géotechnique, est que les résultats obtenus sont assez diversifiés.

7.1. PROPRIETES PHYSIQUES:

7.1.1. LA POROSITE:

Le calcul de la porosité des quatre roches étudiées, a montré que celle-ci est faible à élevée. Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous.

Roches	Porosité (P%)	Remarques
1	$6 \leq p \leq 21\%$	moyenne à élevé
2	$3 \leq P \leq 11\%$	faible à moyenne
3	$4 \leq P \leq 19\%$	moyenne à élevé
4	$2 \leq P \leq 25\%$	faible à élevé

Tableau 7.1: Valeurs de la porosité

7.1.2. MODULE DE YOUNG DYNAMIQUE:

Le calcul du module de young dynamique, a donné les résultats suivants:

Roches	10^4 Ed (MPa)	Remarques
1	$0,68 \leq Ed \leq 6,98$	très déformables raide
2	$1,13 \leq Ed \leq 6,25$	très déformables à raides
3	$1,95 \leq Ed \leq 8,05$	moyenne à raide
4	$1,48 \leq Ep \leq 10,16$	moyenne à très raide

Tableau 7.2: Module de Young dynamique

7.1.3. INDICE DE CONTINUITÉ:

Les résultats obtenus pour les quatre roches sont illustrés sur le tableau ci-dessous.

Roches	10^4 Ed (MPa)	Remarques
1	$25,34 \leq IC \leq 81,09$	qualité mauvaise à moyenne
2	$31,62 \leq IC \leq 79,59$	qualité mauvaise à médiocre
3	$42,19 \leq IC \leq 84,48$	qualité médiocre à moyenne
4	$40,70 \leq IC \leq 97,51$	qualité moyenne à très bonne

Tableau 7.3: Indice de continuité

7.2. PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES:

Les propriétés mécaniques apparaissant sur le chantier "Zerga" sont en majorité très faibles à moyennes.

7.2.1. RESISTANCE A LA COMPRESSION ET A LA TRACTION:

Le tableau ci-dessous présente les résultats obtenus lors des essais de résistance à la compression et à la traction.

Roches	Rc (MPa)	Rt (MPa)	Remarques
1	8,70 à 15,61	1,02 à 3,48	Faiblement résistante à moyenne
2	6,22 à 19,08	1,43 à 3,38	Mauvaise à médiocre
3	17,87 à 59,82	2,46 à 4,09	Médiocre à moyenne
4	22,15 à 150,24	2,89 à 10,09	Moyenne à très bonne résistance

Tableau 7.4: Résistance des différentes roches

7.3. INFLUENCE DE LA HAUTEUR DU GRADIN (H):

La variation du coefficient de sécurité (F_s) en fonction de la hauteur (H) du gradin a donné une courbe représentative d'une fonction demi-parabolique (figure 6.9). C'est à dire plus la hauteur du gradin (H) augmente, plus le coefficient de sécurité diminue. Pour trouver les valeurs limites de la hauteur du gradin qui peuvent assurer la stabilité, nous avons choisi un coefficient de sécurité compris entre 1,13 et 1,25. Les résultats pour les quatre roches sont comme suit:

α ($^\circ$)	H (m).	Remarques
40 $^\circ$	≤ 16	talus stable
	16 à 19	stabilité limite
	≥ 19	talus instable
50 $^\circ$	≤ 17	talus stable
	17 à 19,60	stabilité limite
	$\geq 19,60$	talus instable
60 $^\circ$	$\leq 11,001$	talus stable
	11 à 13	stabilité limitée
	≥ 13	talus instable
70 $^\circ$	$\leq 8,80$	talus stable
	8,80 à 10	stabilité limite
	≥ 10	talus instable
80 $^\circ$	≤ 7	talus stable
	7 à 8	stabilité limite
	≥ 8	talus instable

Tableau 7.5: Résultats obtenus de la hauteur du gradin (H) pour la roche marne jaune.

α ($^{\circ}$)	H (m)	Remarques
40 $^{\circ}$	$\leq 8,80$	talus stable
	8,80 à 9,16	stabilité limite
	$\geq 9,16$	talus instable
50 $^{\circ}$	$\leq 5,60$	talus stable
	5,60 à 6,50	stabilité limite
	$\geq 6,50$	talus instable
60 $^{\circ}$	$\leq 5,60$	talus stable
	5,60 à 7	stabilité limite
	≥ 7	talus instable
70 $^{\circ}$	$\leq 3,80$	talus stable
	3,80 à 4,60	stabilité limite
	$\geq 4,60$	talus instable
80 $^{\circ}$	$\leq 2,50$	talus stable
	2,50 f 3,50	stabilité limite
	$\geq 3,50$	talus instable

Tableau 7.6: Résultats obtenus de la hauteur du gradin (H) pour l'Hematite de Fer.

α ($^{\circ}$)	H (m)	Remarques
40 $^{\circ}$	≤ 20	talus stable
	20,30 à 25	stabilité limite
	≥ 25	talus instable
50 $^{\circ}$	≤ 18	talus stable
	18 à 20,60	stabilité limite
	$\geq 20,50$	talus instable
60 $^{\circ}$	$\leq 15,80$	talus stable
	15,80 à 18,80	stabilité limite
	$\geq 18,80$	talus instable
70 $^{\circ}$	$\leq 13,50$	talus stable
	13,50 à 15,30	stabilité limite
	$\geq 15,30$	talus instable
80 $^{\circ}$	≤ 11	talus stable
	11 à 13	stabilité limite
	≥ 13	talus instable

Tableau 7.7: Résultats obtenus de la hauteur du gradin (H) pour la roche marne grise.

α ($^{\circ}$)	H (m)	Remarques
50 $^{\circ}$	≤ 23	talus stable
	23 à 30	stabilité limite
	≥ 30	talus instable
40 $^{\circ}$	V.H.	stable quel que soit la hauteur (H)
60 $^{\circ}$	$\leq 13,50$	talus stable
	13,50 à 15,16	stabilité limite
	$\geq 15,16$	talus instable
70 $^{\circ}$	≤ 11	talus stable
	11 à 13,50	stabilité limite
	$\geq 13,50$	talus instable
80 $^{\circ}$	$\leq 9,50$	talus stable
	9,50 à 11	stabilité limite
	≥ 11	talus instable

Tableau 7.8: Résultats obtenus de la hauteur du gradin (H) pour le calcaire.

7.4. INFLUENCE DE L'ANGLE DU TALUS (α) SUR LE COEFFICIENT DE SECURITE (F_s):

La variation du coefficient de sécurité (F_s) en fonction de l'angle du talus (α) pour chaque roche, a donné une courbe ayant l'allure d'une droite de pente négative. Les différentes valeurs des angles critiques obtenues à partir de ces courbes sont illustrées sur les tableaux 7.9 à 7.12.

Hauteur H (m)	Angle α ($^\circ$)	Remarques
5	$\forall \alpha \leq 89^\circ$	stable (talus)
10	$\alpha \leq 61^\circ$ 61 à 68° $\geq 68^\circ$	talus stable stabilité limite talus instable
15	$\leq 45^\circ$ 45° à 54° $\geq 54^\circ$	talus stable stabilité limite talus instable
20	$\leq 32^\circ$ 32° à 42° $\geq 42^\circ$	talus stable stabilité limité talus instable
25	$\leq 30^\circ$ 30° à -- -- $\geq 30^\circ$	talus stable stabilité limite talus instable
30	$< 30^\circ$ $> 30^\circ$	talus stable talus instable

Tableau 7.9: Valeurs des angles critiques, obtenues pour les marnes jaunes.

Hauteur H (m)	Angle α ($^{\circ}$)	Remarques
5	$\alpha \leq 56^{\circ}$ 56 à 67° $\geq 67^{\circ}$	talus stable stabilité limite talus instable
10	$\forall \alpha$	talus instable
15	$\forall \alpha$	talus instable
20	$\forall \alpha$	talus instable
25	$\forall \alpha$	talus instable
30	$\forall \alpha$	talus instable

Tableau 7.10: Valeurs des angles, critiques, obtenues pour l'hématite.

Hauteur H (m)	Angle α ($^{\circ}$)	Remarques
5	$\forall \alpha$	talus stable
10	$\leq 77^{\circ}$ $77^{\circ} \text{ à } 85^{\circ}$ $\geq 85^{\circ}$	talus stable stabilité limite talus instable
15	$\leq 64^{\circ}$ $64^{\circ} \text{ à } 72^{\circ}$ $\geq 72^{\circ}$	talus stable stabilité limite talus instable
20	$\leq 44^{\circ}$ $44^{\circ} \text{ à } 54^{\circ}$ $\geq 54^{\circ}$	talus stable stabilité limite talus instable
25	$\leq 37^{\circ}$ $37^{\circ} \text{ à } 45$ $\geq 45^{\circ}$	talus stable stabilité limite talus instable
30	$\leq 30^{\circ}$ $30^{\circ} \text{ à } 38^{\circ}$ $\geq 38^{\circ}$	talus stable stabilité limite talus instable

Tableau 7.11: Valeurs des angles critiques, obtenues pour les marnes grises

Hauteur H (m)	Angle α ($^{\circ}$)	Remarques
5	$\forall \alpha$	talus stable
10	$\leq 77^{\circ}$ 77 à 80° $\geq 80^{\circ}$	talus stable stabilité limite talus instable
15	$\leq 62^{\circ}$ 62° à 69° $\geq 69^{\circ}$	talus stable stabilité limite talus instable
20	$\leq 52^{\circ}$ 52° à 59° $\geq 59^{\circ}$	talus stable stabilité limite talus instable
25	$\leq 47^{\circ}$ 47° à 57° $\geq 57^{\circ}$	talus stable stabilité limite talus instable
30	$\leq 42^{\circ}$ 42° à 51° $\geq 51^{\circ}$	talus stable stabilité limite talus instable

Tableau 7.12: Valeurs des angles critiques, obtenues pour les calcaires.

7.5. INFLUENCE DE LA COHESION SUR F_s :

Le coefficient de sécurité varie linéairement en fonction de la cohésion C. Les résultats obtenus sont illustrés sur le tableau ci-dessous.

Roches	Angle α ($^\circ$)	Cohésion C (KPa)	Remarques
marne jaune (1) Hj= 17m	40	14	talus instable
		14 à 33	stabilité limite
		≥ 33	talus stable
	50	≤ 85	talus instable
≥ 85		talus stable	
60	≤ 55	talus instable	
	55 à 65	stabilité limite	
70	≥ 65	talus stable	
	≤ 64	talus instable	
40	64 à 84	stabilité limite	
	≥ 84	talus stable	
minerai de fer (2)	40	≤ 65	talus instable
		65 à 76	stabilité limite
		≥ 76	talus stable
	50	$\leq C$	talus instable
60	≤ 87	talus instable	
	87 à 97	stabilité limite	
70	≥ 97	talus stable	
	$\geq C$	talus instable	

Tableau 7.13: Influence de la cohésion sur le coefficient de sécurité.

7.6. INFLUENCE DE L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE SUR F_s :

Les résultats de la variation du coefficient de sécurité (F_s) en fonction de l'angle de frottement interne (Φ), ont montré que F_s varie linéairement en fonction de l'angle de frottement interne Φ ; ($F_s = A\Phi + B$). Ces résultats sont regroupés dans le tableau 7.14.

Roches	Angle de frottement interne Φ ($^\circ$)	Observation
Marne jaune	$\Phi \leq 25^\circ$	talus instable
	$25^\circ \text{ à } 28,6^\circ$	stabilité limite
	$\geq 28,6^\circ$	talus stable
Minerai du fer (Hematite)	$\leq 9,8^\circ$	talus instable
	$9,8 \text{ à } 12,6^\circ$	stabilité limite
	$\geq 12,6^\circ$	talus stable
Marne grise	$\leq 14,2^\circ$	talus instable
	$14,2^\circ \text{ à } 17^\circ$	stabilité limite
	$\geq 17^\circ$	talus stable
Calcaire	$\geq 29,8^\circ$	talus instable
	$29,8^\circ \text{ à } 34,50^\circ$	stabilité limite
	$\geq 34,50^\circ$	talus stable

Tableau 7.14: Valeurs critiques obtenues en fonction de l'angle de frottement interne Φ .

CONCLUSION GENERALE

Au cours de la réalisation du projet, nous avons été confrontés à un manque de données nécessaires pour évaluer la stabilité des bords de la carrière de l'OUENZA "Quartier Zerga".

Le manque de données géologiques et hydrogéologiques est un des problèmes rencontrés. En outre, aucune étude géotechnique approfondie n'avait été orientée dans ce sens jusqu'à présent.

Dans le cadre de cette présente étude, nous avons réalisé des essais en laboratoire, afin d'obtenir les données indispensables au calcul de la stabilité.

Au terme de cette étude, nous pouvons constater les faits suivants:

1) Les structures géologiques sont très diversifiées et comportent des formations de faible résistance, aptes à former des glissements des talus de la carrière.

2) Les glissements actuels du chantier "Zerga" se sont produits dans les formations rocheuses les plus tendres (marnes), qu'on retrouve sur le chantier "Zerga". Ces formations sont les plus sensibles à l'action de l'eau. La présence d'eau en grande quantité fait diminuer les propriétés mécaniques et par suite on peut avoir un tel glissement.

3) Les propriétés mécaniques des roches sont assez diversifiées, outre les roches très résistantes (calcaires), nous retrouvons des roches d'une résistance très faible (marnes).

4) La résistance à la compression est de très faible à moyenne (marnes) et elle est de moyenne à très élevée (calcaires).

5) La résistance à la traction, elle est de très faible à moyenne (marnes) et de faible à élevée (calcaires).

6) La porosité de la roche est de moyenne à très élevée (marnes) et elle est de moyenne à très élevée (calcaires).

7) La qualité de la roche est de mauvaise à moyenne (marnes), et elle est moyenne à très bonne (calcaires).

8) Les mesures de la fissuration des roches, ont montré une densité élevée des fissures, en particulier dans les formations marneuses. Les directions principales des fissures sont SE à SW avec des pendages de 78° en moyenne, orientés vers le SW (337/80), de plus, on observe une troisième direction NE à SW avec un pendage de 53° au SE (44/53).

9) L'estimation de la stabilité des talus à l'aide du calcul du coefficient de sécurité ($F_s > 1$), montre que la zone traversée par la coupe (IV) est instable ($F_s < 1$), d'où l'ensemble des gradins ne peuvent pas être stables.

10) Pour améliorer la stabilité des bords de la carrière, il était nécessaire de déterminer les valeurs limites de la hauteur (H) du gradin et de l'angle (α) du talus, pour avoir la stabilité.

Pour assurer la stabilité des talus de la carrière, il est recommandé à la mine les propositions suivantes :

- Diminuer la hauteur du gradin aux valeurs obtenues selon le projet.
- limiter l'angle du talus aux valeurs indiquées selon le projet.
- Planter des repères de références, suivant plusieurs lignes dans la zone de glissement afin de localiser et de déterminer l'activité de glissement.
- réaliser les essais *in-situ* les plus importants.
- réaliser le drainage superficiel, en jouant sur la pente des plateformes.
- faire une étude de stabilité qui tienne compte de l'influence des travaux de tir, de l'eau, et de la circulation des engins.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] TALOBRE, J.A. : 1967 *La mécanique des roches et ses applications*. Edition Dunod Paris. (1967).
- [2] PHILIPPONNAT G. : 1979 *Fondations et ouvrages en terre*. Edition Eyrolles. (1979).
- [3] LOUIS J. : 1974 *Reconnaissance des massifs rocheux par sondage et classification géotechnique des roches*. N° 319. (1974).
- [4] JAEGER, C 1979: *Rock mechanics and engineering Second edition*. Cambridge university press. (1979).
- [5] CASSAN MAURIE: *Les essais in-situ en mécanique des sols, tome 2: Application et méthode de calcul*. Edition Eyrolles. (1978).
- [6] LOUIS BLES J. ET BERNARD FEUGA: 1981 *La fracturation des roches* ORLEANS-B. R. G. M(1981).
- [7] HOMAND F. : *Caractérisation des roches au laboratoire "propriétés physiques et mécaniques"*. Section spéciale de géotechnique. (1983).
- [8] TALOBRE J. : *La mécanique des roches appliquée aux travaux publics*. Edition Dunod Paris. (1957).

- [9] BENAÏSSA A.: 1992 *Éléments de mécanique des sols*. Office des publications universitaires. O.P.U (1992). ALGER
- [10] HOMAND F 1983: *Mécanique des roches. "stabilité des pentes rocheuses"*. Section spéciale de géotechnique. LORRAIN (1983).
- [11] KOVALENKO V. AMBARTSOUMIAN N., LAHMER K.M.: 1986 *Exploitation des carrières*. Office des publications universitaires. O.P.U (1986). ALGER.
- [12] WENDA A, MOHAMED B.A.: *Cours de géotechnique minière*. E.N.P. (Département de génie minier). (1989), ALGER.
- [13] WOJTKOWIAK F.: *La stabilité des flancs de mines et carrières à ciel ouvert: Méthodes d'étude et de surveillance*. Mai 1988, Volume 70. (1988).
- [14] DUBOURDIEU G.: 1956 *Etude géologique de la région de l'OUENZA*. (1957).
- [15] SANGLERAT G., COSTET J.: *Cours pratique de mécanique des sols. tome 2*. Edition Dunod Paris. (1981).
- [16] BRUNSDEN D., DAVID B.: *Stone instability*. A Willey "Interscience publication". (1987).
- [17] BELL F.G.: *Méthodes de traitement des sols instables*.
- [18] CARTIER G., BERCHE J.C.: *Programme d'étude de la stabilité des talus par ruptures circulaires ou non circulaires*. Laboratoire central des ponts et chaussées (L.C.P.C.). (1984). PARIS

- [19] LAVOISIER: *Géologie appliquée au génie civil, au génie de l'environnement et au génie nucléaire. tome 1.* Edition technique et documentation. (1984).
- [20] PROJET DE D.T.U. N° 22: *Etude géotechnique et reconnaissance des sols.* Revue française de géotechnique.
- [21] ZENNOUCHE S.: *Glissement local dans la carrière OUENZA "quartier Zerga".* Mémoire fin d'étude.
- [22] BENYOUNES K.: *Contribution à l'étude des glissements dans le terrain tendre OUENZA.* Mémoire fin d'étude. (1988). ENPA ALGER
- [23] BENYOUNES K.: *Etude géotechnique et l'analyse de la stabilité des talus dans la carrière de Meftah.* Mémoire de magister. (1991). ENPA ALGER
- [24] THIARD R. 1988 SNPE: *Les techniques.* Revue de l'industrieminérale. Mai/juin, 1988.
- [25] ADJEL M., SMOLKA: *Rapport, Mine de OUENZA sur la stabilité de terrain au niveau de la mine OUENZA.* (1988).
- [26] BENMEDAKHENE Y.: 1974 *Projet de développement des quartiers, "SAINTE BARBE, CONGLOMERATS". à la mine d'OUENZA.* projet fin d'étude ENPA (1974).
- [27] *Etude de la minéralisation polymétallique de l'OUENZA.* Mémoire fin d'étude. BAB EZZOUAR

- [28] POIROT R.: *Rapport sur la stabilité d'un ensemble de matériaux sous contraintes.* (1990).
- [29] FEUGA B., WOJTKOWIAK.: *Sécurité de l'exploitation à ciel ouvert en sol alluvionnaire.* Revue de l'industrie minière. Octobre 1987.
- [30] FRANCIS, WOJTKOWIAK.: *La stabilité des flancs de mines et carrières à ciel ouvert, Méthode d'étude et de surveillance.* Revue de l'industrie minière. Mai 1988.
- [31] *Conférence sur la stabilité des talus rocheux.* (1992).
ENPA ALGER.
- [32] MOHAMED A.B; HAMIDI.M; AIT YAHIA TEN.A; (1993):
Metodologie d'étude de la stabilité des talus de la carrière (zerga) la mine de EL OUENZA.
- [33] MOHAMED A.B (1983): yzenerwe et cobepwenetborwe
uerofuku u jyrenus tpewunabatocutu rophoro uaccuth
cuenoloyobasmeu hajawhai wauagropwatha opowacsewka.
eswnrpoy 1983.

LISTE DES TABLEAUX

Tableau	Page
Tableau 1.1: Classification des roches selon la porosité [12].	3
Tableau 1.2: Gamme de vitesses des roches [7].	6
Tableau 1.3: Classification des roches suivant l'indice de continuité [7].	6
Tableau 1.4: Classification des roches a partir du module de YOUNG [24].	7
Tableau 1.5: Classification des roches en fonction des résistances (σ_c) [24].	8
Tableau 1.6: Classification des roches en fonction des résistances (σ) [24].	10
Tableau 2.1: Classification des roches en fonction de I_p [7].	22
Tableau 2.2: Quelques exemples de résistance sous charge ponctuelle [7].	23
Tableau 3.1: Classification des roches en fonction des résistances (σ) [24].	41
Tableau 4.1: Classification des mouvements selon J.P MAUGIN 1981 . . .	41
Tableau 4.2: Mouvements de terrain d'après C.LOPEZ 1981 [15].	42
Tableau 4.3: Comparaison entre la méthode des éléments finis et la méthode de l'équilibre limite [8].	48

Tableau 6.1: Poids volumiques pour la roche marne jaune.	64
Tableau 6.2: Poids volumiques pour la roche d'hématite.	65
Tableau 6.3: poids volumiques de la roche marne grise.	65
Tableau 6.4: Poids volumiques de la roche du calcaire.	66
Tableau 6.5: Porosité de la roche marne jaune obtenue.	67
Tableau 6.6: Porosité de la roche d'hématite.	68
Tableau 6.7: Porosité de la roche marne grise.	68
Tableau 6.8: Porosité de la roche du calcaire.	69
Tableau 6.9: Valeurs obtenues de IC, ρ_s et E_d pour la roche marne jaune.	71
Tableau 6.10: Valeurs obtenues pour la roche d'Hématite.....	71
Tableau 6.11: Valeurs obtenues de IC, ρ_s et E_d pour la roche marne grise.....	72
Tableau 6.12: Valeurs obtenues de IC, ρ_s et E_d pour la roche du calcaire	72
Tableau 6.13: Résistance à la traction pour la roche marne jaune....	73
Tableau 6.14: Résistance à la compression pour la roche d'Hématite (minerai de Fer).....	74
Tableau 6.15: Résistance à la compression de la roche du calcaire....	74
Tableau 6.16: Résistance à la compression pour la roche marne grise.....	75
Tableau 6.17: Résistance à la traction pour la roche marne jaune....	76
Tableau 6.18: Résistance à la traction pour la roche d'hématite (minerai de fer).....	77
Tableau 6.19: Résistance à la traction de la roche du marne grise...	77
Tableau 6.20: Valeurs de la résistance à la traction pour la roche du calcaire.....	78

Tableau 6.21: Valeurs minimales obtenues de \bar{C} (Cech) et (ϕ_{ech})	78
Tableau 6.22: Intensité moyenne des fissures pour les marnes jaunes et les marne grises.....	80
Tableau 6.23: Coefficient α en fonction de la cohésion C.....	85
Tableau 6.24: Angle de frottement interne ϕ_m pour les quatre roches.....	87
Tableau 6.25: Repérage et identification pour chaque segment (Coupe I - $E = \frac{1}{1000}$).....	93
Tableau 6.26: Repérage et identification pour chaque segment (coupe II, $E = \frac{1}{1000}$).....	94
Tableau 6.27: Repérage et identification pour chaque segment (Coupe III, $E = \frac{1}{1000}$).....	95
Tableau 6.28: Repérage et identification pour chaque segment (Coupe IV, $E = \frac{1}{500}$).....	96
Tableau 6.29: Coordonnées des points des segments (Coupe géologique I, $E = \frac{1}{1000}$).....	97
Tableau 6.30: Coordonnées des points des segments (Coupe géologique II, $E = \frac{1}{1000}$).....	98
Tableau 6.31: Coordonnées des points des segments (Coupe géologique III, $E = \frac{1}{1000}$).....	99
Tableau 6.32: Coordonnées des points des segments (Coupe géologique IV, $E = \frac{1}{500}$).....	100
Tableau 6.33: Coordonnées des points du bed-rock.....	101
Tableau 6.34: Paramètres de quadrillage.....	101

Tableau 6.35: Valeurs de F_s pour la coupe I.....	102
Tableau 6.36: Valeurs de F_s pour la coupe II.....	102
Tableau 6.37: Valeurs de F_s pour la coupe III.....	103
Tableau 6.38: valeurs de F_s pour la coupe IV.....	103
Tableau 6.39: Variation de F_s en fonction de la hauteur du gradin H pour $\alpha = 40^\circ$	105
Tableau 6.40: Variation de F_s en fonction de la hauteur du gradin pour $\alpha = 50^\circ$	106
Tableau 6.41: Variation du F_s en fonction de la hauteur du gradin pour $\alpha = 60^\circ$	107
Tableau 6.42: Variation de F_s en fonction de la hauteur du gradin pour $\alpha = 70^\circ$	108
Tableau 6.43: Variation du F_s en fonction de la hauteur du gradin (H) pour $\alpha = 80^\circ$	109
Tableau 6.44: Variation du coefficient de sécurité F_s en fonction de l'angle du talus α pour H= 5m.....	113
Tableau 6.45: Variation du coefficient de sécurité F_s en fonction de l'angle du talus α pour H= 10m.....	114
Tableau 6.46: Variation du coefficient de sécurité F_s en fonction de l'angle du talus α pour H= 15m.....	115
Tableau 6.47: Variation du coefficient de sécurité F_s en fonction de l'angle du talus α pour H= 20m.....	116
Tableau 6.48: Variation du coefficient de sécurité F_s en fonction de l'angle du talus α pour H= 25m.....	117
Tableau 6.49: Variation du coefficient de sécurité F_s en fonction de l'angle du talus α pour H= 30m.....	118

Tableau 6.50: Variation du coefficient de sécurité F_s en fonction de la cohésion C . ($\alpha=40^\circ$; $H_j=H_g=17m$; $H_F=10m$; $H_C=20m$).	122
Tableau 6.51: Variation du coefficient de sécurité F_s en fonction de la cohésion C . ($\alpha=50^\circ$; $H_j=H_g=17m$; $H_F=10m$; $H_C=20m$).	123
Tableau 6.52: Variation du coefficient de sécurité F_s en fonction de la cohésion C . ($\alpha=70^\circ$; $H_j=H_g=17m$; $H_F=10m$; $H_C=20m$).	124
Tableau 6.53: Variation du coefficient de sécurité F_s en fonction de la cohésion C . ($\alpha=60^\circ$; $H_j=H_g=17m$; $H_F=10m$; $H_C=20m$).	125
Tableau 6.54: Résultats de calcul de la variation du (F_s) en fonction de ϕ , pour la roche marne jaune.....	128
($H_{cr} \approx 14m$, et $\alpha_{cr} = 50^\circ$).	
Tableau 6.55: Variation du (F_s) en fonction de l'angle de frottement ϕ , pour l'Hématite ($H_{cr} = 7m$,.....	128
$\alpha_{cr} = 40^\circ$).	
Tableau 6.56: Variation du (F_s) en fonction de l'angle de frottement interne ϕ , pour la roche marne grise.....	129
($H_{cr} = 16m$; $\alpha_{cr} = 60^\circ$).	
Tableau 6.57: Variation du (F_s) en fonction de l'angle de frottement interne ϕ , pour le calcaire	
($H_{cr} = 17m$, $\alpha = 70^\circ$).....	129
Tableau 6.58: Variation du coefficient de sécurité F_s en fonction de la banquette $b(m)$	130
Tableau 7.1: Valeurs de la porosité.....	132
Tableau 7.2: Module de Young dynamique.....	132
Tableau 7.3: Indice de continuité.....	133
Tableau 7.4: Résistance des différentes roches.....	133

Tableau 7.5: Résultats obtenus de la hauteur du gradin (H) pour la roche marne jaune.	134
Tableau 7.6: Résultats obtenus de la hauteur du gradin (H) pour l'Hématite de Fer.	135
Tableau 7.7: Résultats obtenus de la hauteur du gradin (H) pour la roche marne grise.	136
Tableau 7.8: Résultats obtenus de la hauteur du gradin (H) pour le calcaire.	137
Tableau 7.9: Valeurs des angles critiques, obtenues pour les marnes jaunes.	138
Tableau 7.10: Valeurs des angles, critiques, obtenues pour l'hématite.	139
Tableau 7.11: Valeurs des angles critiques, obtenues pour les marnes grises.	140
Tableau 7.12: Valeurs des angles critiques, obtenues pour les calcaires.	141
Tableau 7.13: Influence de la cohésion sur le coefficient de sécurité.	142
Tableau 7.14: Valeurs critiques obtenues en fonction de l'angle de frottement interne ϕ	143

LISTE DES FIGURES

Figures	Pages
Fig. 1.1: Influence de la porosité "n" sur v , ρ , ρ_z , R_c . [12].	4
Fig. 1.2: Essai de compression simple; [28].	9
Fig. 1.3: Traction indirecte (essai Brésilien).	11
Fig. 1.4: Essai triaxial.	12
Fig. 1.5: Détermination de C et ϕ	13
Fig. 1.6: Les différents types de cisaillement.	15
Fig. 1.7: Courbe représentative de τ en fonction de σ	16
Fig. 2.1: courbe intrinsèque [9].	18
Fig. 2.2: Essai de cisaillement avec compression à la surface [5].	18
Fig. 2.3: Essai de cisaillement <i>in-situ</i> sans compression à la surface. [12].	19
Fig. 2.4: Essai de cisaillement <i>in-situ</i> dans une galerie "souterraine" [5].	20
Fig. 2.5: cisaillement avec torsion.	21
Fig. 3.1: Variation du coefficient de sécurité F_s en fonction de l'angle " α ". [30].	25
Fig. 3.2: Variation du coefficient de sécurité F_s en fonction des conditions de drainage et des différences d'épaisseurs pour différents sondages [29].	26
Fig. 3.3: Variation du coefficient de sécurité F_s en fonction de α pour différentes conditions d'exploitation et de drainage des flancs de fosse [10].	28

Fig. 3.4: Rupture possible d'une pente au cours de l'approfondissement d'une fosse [29].	29
Fig. 3.5: Influence de la géométrie du bord de fosse sur le coefficient de sécurité [29].	29
Fig. 3.6: Quelques dispositifs d'oscultation d'une exploitation à ciel ouvert [10].	31
Fig. 4.1: Conditions de glissement et de basculement d'un bloc [7].	35
Fig. 4.2: Evolution d'un glissement [9].	36
Fig. 4.3: Glissement plan.	37
Fig. 4.4: Glissements rotationnels [2].	37
Fig. 4.5: Influence de l'eau remplissant la fissure.	39
Fig. 4.6: Ecroulements.	39
Fig. 4.7: Fluage.	40
Fig. 4.8: Surface de rupture [9].	43
Fig. 4.9: Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche "1".	44
Fig. 4.10: Valeurs de m_{α} .	46
Fig. 4.11: Abaque de TAYLOR-BIAREZ [15].	49
Fig. 4.12: Abaque de HOEK.	51
Fig. 4.13: Applatissage d'un talus.	52
Fig. 4.14: Stabilisation des talus par le drainage.	53
Fig. 4.15: Stabilisation des talus par boulonnage.	54
Fig. 4.16: Stabilisation des talus par des ancrages.	54

Fig. 5.1: Situation géographique; Nord-Est d'Algerie.....	56
Fig. 6.1: Diagramme de fissuration pour la zone I.....	81
Fig. 6.2: Diagramme de fissuration pour la zone II.....	82
Fig. 6.3: Diagramme de fissuration pour la zone III.....	83
Fig. 6.4: Diagramme de fissuration pour la zone IV.....	84
Fig. 6.5: Coupe géologique I ($E = \frac{1}{1500}$).....	89
Fig. 6.6: Coupe géologique II ($E = \frac{1}{1500}$).....	90
Fig. 6.7: Coupe géologique III ($E = \frac{1}{1500}$).....	91
Fig. 6.8: Coupe géologique IV ($E = \frac{1}{1000}$).....	92
Fig. 6.9: Variation du coefficient F_s en fonction de H pour $\alpha = 40^\circ$	110
Fig. 6.10: Variation du coefficient F_s en fonction de H pour $\alpha = 50^\circ$	110
Fig. 6.11: Variation du coefficient F_s en fonction de H pour $\alpha = 60^\circ$	111
Fig. 6.12: Variation du coefficient F_s en fonction de H pour $\alpha = 70^\circ$	111
Fig. 6.13: Variation du coefficient F_s en fonction de H pour $\alpha = 80^\circ$	112
Fig. 6.14: Variation du coefficient F_s en fonction de α pour $H = 5m$	119
Fig. 6.15: Variation du coefficient F_s en fonction de α pour $H = 10m$	119
Fig. 6.16: Variation du coefficient F_s en fonction de α pour $H = 15m$	120
Fig. 6.17: Variation du coefficient F_s en fonction de α pour $H = 20m$	120
Fig. 6.18: Variation du coefficient F_s en fonction de α pour $H = 25m$	121
Fig. 6.19: Variation du coefficient F_s en fonction de α pour $H = 30m$	121
Fig. 6.20: Variation du coefficient F_s en fonction de C pour $\alpha = 40^\circ$	126
Fig. 6.21: Variation du coefficient F_s en fonction de C pour $\alpha = 50^\circ$	126
Fig. 6.22: Variation du coefficient F_s en fonction de C pour $\alpha = 70^\circ$	127
Fig. 6.23: Variation du coefficient F_s en fonction de C pour $\alpha = 60^\circ$	127
Fig. 6.24: Variation du coefficient F_s en fonction de ϕ	131
Fig. 6.25: Variation du coefficient F_s en fonction de b_m	131

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION

CHAPITRE I

PROPRIETES PHYSICO-MECANQUES DES ROCHES

1.1. GENERALITES:.....	2
1.2. PROPRIETES PHYSIQUES DES ROCHES:.....	2
1.2.1. LA DENSITE:.....	2
1.2.2. MASSE VOLUMIQUE:.....	2
1.2.3. LA POROSITE:.....	3
1.2.4. LA TENEUR EN EAU:.....	4
1.2.5. DEGRE DE SATURATION:.....	4
1.2.6. CELERITE DES ONDES ACOUSTIQUES:.....	5
1.2.7. INDICE DE CONTINUITE:.....	5
1.3. LA FISSURATION:.....	6
1.3.1. LA FISSURITE:.....	6
1.3.2. COEFFICIENT DE FISSURATION:.....	6
1.4. PROPRIETES MECANQUES:.....	7
1.4.1. MODULE D'ELASTICITE: (module de YOUNG):.....	7
1.4.2. ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE:.....	7
1.4.3. ESSAI A LA TRACTION (BRESILIEN):.....	10
1.4.4. ESSAI DE COMPRESSION TRIAXIALE:.....	11
1.4.5. ESSAI DE TORSION:.....	12
1.4.6. DETERMINATION DE LA COHESION ET L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE (critere de MOHR):.....	13
1.4.7. RESISTANCE AU CISAILLEMENT:.....	14

CHAPITRE II
PROPRIETES PHYSICO-MECANQUES
DES ROCHES IN SITU

2.1. GENERALITES:.....	17
2.2. CISAILLEMENT AVEC COMPRESSION:.....	17
2.3. CISAILLEMENT SANS COMPRESSION:.....	19
2.4. CISAILLEMENT DANS UNE GALERIE:.....	19
2.5. CISAILLEMENT AVEC TORSION:.....	21
2.6. ESSAI DE RESISTANCE ENTRE POINTES "essai de FRANKLIN":..	22

CHAPITRE III
PRINCIPAUX FACTEURS INFLUANCANT
LA STABILITE DES PENTES

3.1. INTRODUCTION:.....	24
3.2. INFLUENCE DE LA PROFONDEUR DE LA FOSSE:.....	24
3.3. INFLUENCE DE LA NATURE DES TERRAINS:.....	25
3.3.1. Influence de la structure:.....	25
3.3.2. Influence des caractéristiques physiques et mécaniques du terrain:.....	26
3.4. INFLUENCE DE L'EAU SOUTERRAINE:.....	27
3.5. INFLUENCE DES PHASES ET DES METHODES D'EXPLOITATION:....	28
3.6. INFLUENCE DE LA GEOMETRIE:.....	29
3.7. SURVEILLANCE DES EXPLOITATION A CIEL OUVERT:.....	30
3.7.1. MESURES DES DEPLACEMENTS:.....	30

CHAPITRE IV
ETUDE DE LA STABILITE DES TALUS

4.1. INTRODUCTION:.....	33
4.2. CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS DE TERRAIN:.....	33
4.2.1. CONDITIONS DE GLISSEMENT ET DE BASCULEMENT D'UN BLOC:.....	34
4.2.2. LES GLISSEMENTS:.....	35
4.2.3. LES ECROULEMENTS (chutes de pierres):.....	39
4.2.4. FLUAGE ET SOLIFLUXION:.....	40
4.2.5. LES COULEES:.....	40
4.3. CALCULS DE STABILITE:.....	42
4.3.1. INTRODUCTION:.....	42
4.3.2. DEFINITION DU COEFFICIENT DE SECURITE:.....	43
4.4. METHODES DE CALCUL DE STABILITE:.....	44
4.4.1. METHODE D'EQUILIBRE LIMITE:.....	44
4.4.2. METHODE DES ELEMENTS FINIS:.....	48
4.4.3. METHODES DES ABAQUES:.....	49
4.5. STABILISATION DES TALUS ROCHEUX:.....	51

CHAPITRE V
CONDITIONS GEOLOGIQUES ET MINIERES

5.1. CONDITIONS GEOLOGIQUES:.....	54
5.1.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE:.....	54
5.1.2. HISTORIQUE DU GISEMENT:.....	54
5.1.3. TRAVAUX ANTERIEURS:.....	57
5.1.4. GEOLOGIE DU CHANTIER "ZERGA":.....	57
5.2. CONDITIONS MINIERES:.....	60
5.2.1. INTRODUCTION:.....	60
5.2.2. SYSTEME D'EXPLOITATION:.....	60
5.2.3. PARAMETRES DU SYSTEME D'EXPLOITATION:.....	60
5.2.4. GLISSEMENT LOCAL DU QUARTIER ZERGA:.....	60
5.2.5. CAUSES DES GLISSEMENTS:.....	63

CHAPITRE VI
 DETERMINATION DES PROPRIETES PHYSICO-MECANQUES

6.1. ECHANTILLONNAGE:.....	64
6.2. DETERMINATION DES PROPRIETES PHYSIQUES:.....	64
6.2.1. POIDS VOLUMIQUES SECS:.....	64
6.2.2. DETERMINATION DE LA POROSITE:.....	67
6.2.3. CELERITE DES ONDES ACOUSTIQUES:.....	70
6.2.4. INDICE DE CONTINUITE:.....	70
6.2.5. MODULE DE YOUNG DYNAMIQUE:.....	71
6.3. DETERMINATION DES PROPRIETES MECANQUES:.....	72
6.3.1. RESISTANCE A LA COMPRESSION:.....	72
6.3.2. RESISTANCE A LA TRACTION:.....	74
6.4. COHESION ET ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE D'UN ECHANTILLION:.....	77
6.5. FISSURATION DES ROCHES:.....	78
6.6. DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES MECANQUES DU MASSIF ROCHEUX:.....	84
6.6.1. COEFFICIENT D'AFFAIBLISSEMENT STRUCTURAL DU MASSIF ROCHEUX:.....	84
6.6.2. COEFFICIENT DE DIMINUTION DE LA VALEUR DE L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE:.....	85
6.6.3. DETERMINATION DE LA COHESION (Cm) DU MASSIF ROCHEUX:	85
6.6.4. DETERMINATION DE L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE:.....	86
6.7. METHODE DE CALCUL:.....	86
6.7.1. DONNEES GEOMETRIQUES:.....	87
6.7.2. DONNEES GEOMECHANIQUES:.....	87
6.7.3. INFLUENCE DE LA HAUTEUR DU GRADIN SUR LE COEFFICIENT DE SECURITE:.....	103
6.7.4. INFLUENCE DE L'ANGLE DU TALUS SUR LE COEFFICIENT DE SECURITE:.....	112
6.7.5. INFLUENCE DE LA COHESION SUR LE COEFFICIENT DE SECURITE:.....	121
6.7.6. INFLUENCE DE L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE SUR LE COEFFICIENT DE SECURITE:.....	127
6.7.7. INFLUENCE DE LA BANQUETTE SUR LE COEFFICIENT DE SECURITE:.....	129

CHAPITRE VII
INTERPRETATION DES RESULTATS

7.1. PROPRIETES PHYSIQUES:.....	131
7.1.1. LA POROSITE:.....	131
7.1.2. MODULE DE YOUNG DYNAMIQUE:.....	131
7.1.3. INDICE DE CONTINUITE:.....	133
7.2. PROPRIETES MECANQUES:.....	133
7.3. INFLUENCE DE LA HAUTEUR DU GRADIN (H):.....	133
7.4. INFLUENCE DE L'ANGLE DU TALUS (α) SUR LE COEFFICIENT DE SECURITE (F_s):.....	137
7.5. INFLUENCE DE LA COHESION SUR LE COEFFICIENT DE SECURITE (F_s):.....	141
7.6. INFLUENCE DE L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE SUR DE LE COEFFICIENT INTERNE:.....	142

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE