

5/91

وزارة الجامعات

Ministère aux Universités

المدرسة الوطنية للعلوم التطبيقية

BIBLIOTHEQUE - المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

2EX

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT: **Genie minier**

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

SUJET

Détermination des propriétés  
physico-mécaniques et étude  
de la stabilité du talus.

Dans les conditions de la carrière  
calcaire de Keddara

Proposé par :

**Mr.J.Kudelko**

Etudié par :

**M.R.Toukal**

Dirigé par :

**Mr.J.Kudelko**

PROMOTION: **Juin 91**

**ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE**

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

**GENIE MINIER**

**DETERMINATION DES PROPRIETES  
PHYSICO-MECANIQUES ET ETUDE  
DE LA STABILITE DU TALUS.  
DANS LES CONDITIONS DE LA CARRIERE  
CALCAIRE DE KEDDARA**

**Mr.J.Kudelko**

**M.R.Toukal**

**Juin 91**

# DEDICACES

Je dédie ce modeste travail:

- à mes parents, pour tous les sacrifices consentis afin d'assurer mon avenir,
- à mes frères,
- à ma soeur,
- à mes grands-parents,
- à mes cousins,
- à tous ceux que je connais de près ou de loin.

# REMERCIEMENTS

Je ne saurais présenter cette étude sans exprimer nos remerciements:

-A monsieur, J.KUDELKO, mon promoteur, professeur à l'E.N.P, pour l'aide et les conseils qu'il ma prodigué tout au long de ce travail.

-A tous les professeurs de l'Ecole Nationale Polytechnique qui ont contribué à ma formation.

-Au président et membres du jury, qui ont bien voulu accepter de juger ce travail.

-Au personnel des centres de calcul de l'O.N.A.B et de l'E.N.P, qui a bien voulu m'accueillir et qui n'a jamais hésité de mettre à ma disposition les moyens nécessaires pour l'élaboration de ce modeste travail.

-Au personnel des entreprises nationales minières: E.N.O.F, E.R.E.M et U.R.E.G d'avoir bien voulu m'aider pour l'élaboration de ce mémoire.

SOMMAIRE

|  |    |
|--|----|
| INTRODUCTION .....   | 1  |
| I. LES PROPRIETES PHYSICO-MECANIQUE DES ROCHES .....   | 3  |
| I.A. Les propriétés physiques des roches .....   | 4  |
| A.1. Densité .....   | 4  |
| A.2. La masse volumique à l'état sec .....   | 4  |
| A.3. La porosité .....   | 4  |
| A.4. Teneur en eau .....   | 5  |
| A.5. Degré de saturation .....   | 5  |
| A.6. Célérité des ondes et indice de continuité .....  | 6  |
| I.B. Les propriétés mécaniques des roches .....  | 7  |
| B.1. Résistance à la compression simple .....  | 7  |
| B.2. Résistance à la traction .....  | 9  |
| B.3. Résistance au cisaillement .....  | 11 |
| B.4. Essai de résistance entre pointes .....   | 12 |
| B.5. Essai de compression triaxiale .....  | 15 |
| B.6. Coefficients de proportionnalités .....   | 15 |
| II. ESSAIS IN-SITU .....   | 21 |
| II.1. Essais de cisaillement In-situ .....   | 22 |
| II.2. Essai de compression In-situ .....   | 24 |
| III. LA DEFORMABILITE DES ROCHES .....   | 27 |
| III.1. Comportement contrainte déformation en<br>compression .....   | 30 |
| III.2. Relation entre la résistance à la compression<br>et la résistance à la traction, en fonction de<br>l'angle de frottement interne et la cohésion ... | 31 |
| IV. STABILITE DES TALUS .....  | 36 |
| IV.1. Les divers types de mouvements des terrains .....  | 37 |
| IV.2. La stabilité des talus de mines .....  | 39 |
| IV.3. Calcul de la stabilité des talus .....   | 41 |
| 3.1. Méthode de calcul de la stabilité des talus ...   | 42 |

|  |    |
|--|----|
| V. EXEMPLE D'APPLICATION DE DETERMINATION DES<br>PARAMETRES PHYSICO-MECANIQUES DE ROCHE DE LA<br>CARRIERE DE CALCAIRE DE KEDDARA ..... | 51 |
| V.1. Généralités sur le gisement de calcaire de<br>keddara .....   | 52 |
| V.2. Géologie du gisement .....  | 52 |
| V.3. Aperçu sur l'exploitation de la carrière de<br>Keddara .....  | 58 |
| V.4. Détermination des paramètres physico-mécaniques<br>de la carrière .....   | 64 |
| V.5. Calcul de la stabilité des talus .....  | 85 |
| <br>   |    |
| . CONCLUSION .....   | 96 |
| . ANNEXE .....   | 99 |
| . BIBLIOGRAPHIE .....  |    |

# Chapitre-1

LES PROPRIETES PHYSICO-MECANIQUES DES ROCHES

## INTRODUCTION

la détermination et la connaissance des propriétés physico-mécaniques de la roche et des minéraux est indispensable pour un bon choix des méthodes de la conduite des travaux miniers (préparation des roches, travaux d'extraction et de chargement, transport des minéraux utiles et des roches stériles,...).

Ainsi, les principales propriétés physico-mécaniques et technologiques qui caractérisent les roches d'une façon générale sont les suivantes:

-Physiques: Celles qui nous concernent sont la densité, la masse volumique, la porosité, l'humidité, l'absorption et l'indice de continuité.

-Mécaniques: les principales sont la résistance à la compression simple, à la traction et au cisaillement.

-Déformabilité: qui est caractérisée par les constantes suivantes le module d'élasticité ou module de Young (statique et dynamique), le coefficient de Poisson et le module de cisaillement.

-Technologiques: Les plus étudiées, principalement, la fissurité, la viscosité et la stabilité.

Le problème de la stabilité des talus est d'une importance capitale surtout pour les carrières où il faut assurer une production continue et sauvegarder des vies humaines ainsi que les engins de la production.

Cette stabilité est évaluée par un facteur de sécurité qui est calculé en tenant compte des indices physico-Mécaniques et technologiques qui sont, préalablement, déterminés au laboratoire et sur chantier (In-situ).

Le présent rapport illustre un exemple concret relatif à la détermination des paramètres physico-mécaniques et technologiques d'une roche et au calcul de la stabilité du talus de la mine de calcaire à ciel ouvert de KEDDARA. Plusieurs techniques d'investigation ont été utilisées pour la réalisation d'essais géomécaniques au laboratoire sur des échantillons de roches qui ont été prélevés sur le site de KEDDARA.

## I. Les propriétés physico-mécaniques des roches

### I.A. Propriétés physiques des roches

#### A.1. Densité

Par définition la densité est le rapport de la masse d'échantillon à l'état sec au volume d'échantillon à l'état solide.

$$d = \frac{M_{\text{sec}}}{V_{\text{solide}}} \quad ; \text{ g/Cm}^3 \text{ ou t/m}^3 \quad [20]$$

- Msec: masse d'échantillon à l'état sec, g
- Vsolide: volume d'échantillon à l'état solide, Cm<sup>3</sup>
- d: densité; g/Cm<sup>3</sup>.

#### A.2. La masse volumique à l'état sec

La masse volumique de la roche est déterminée suivant la formule ci-après:

$$\delta = \frac{M_{\text{sec}}}{V_{\text{nat}}} = \frac{M_{\text{sec}}}{V_{\text{sol}} + V_{\text{pores}}}; \text{ g/Cm}^3 \text{ ou t/m}^3 \quad [8]$$

- Msec: masse d'échantillon à l'état sec; g
- Vsol: volume d'échantillon à l'état solide; Cm<sup>3</sup>
- Vpores: volume des pores; Cm<sup>3</sup>

#### A.3. La porosité

Elle s'exprime par:

$$n = \frac{V_v}{V_t} \quad [1]$$

- Vv: volume des vides
- Vt: volume totale
- n : porosité

Le volume des vides est évalué par la mesure du poids de l'éprouvette sèche, puis saturée et la détermination du volume de l'éprouvette saturée par pesée hydrostatique.

On peut également déterminer le volume total plus simplement en mesurant une carotte de forme la plus parfaite possible . D'autre part, une simple pesée de l' échantillon permet de déterminer  $P_s$  et donc  $\delta d = P_s/V_t$ .

Le poids volumique des grains est mesuré sur poudre au pycnomètre ou estimé (il varie entre 25 et 27 KN/m<sup>3</sup> pour la plupart des roches)

$$n = \frac{\delta_s - \delta_d}{\delta_s} \quad [1]$$

La porosité totale varie de 0% à plus de 40% dans les roches sédimentaires .Dans les roches éruptives, elle est plus faible, souvent inférieure à 1%.

#### A.4. Teneur en eau

La teneur en eau dans les roches se détermine par la formule suivante:

$$W_m = \frac{M_{sat} - M_{sec}}{M_{sec}} \cdot 100; \% \quad [20]$$

- $M_{sat}$ : masse de l' échantillon saturé; g
- $M_{sec}$ : masse de l' échantillon sec; g

#### A.5. Degré de saturation

Le degré de saturation des roches s'exprime par le rapport du volume d'eau dans l' échantillon au volume des vides.

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \quad [8]$$

- $V_w$ : volume d'eau dans l' échantillon; Cm<sup>3</sup>
- $V_v$ : volume des vides; Cm<sup>3</sup>

Remarque:  $0 < S_r < 1$ ;  $0 < V_w < V_v$  .

#### A.6. Célérité des ondes et indice de continuité

La mesure de la célérité des ondes élastiques est effectuée de façon courante, c'est un paramètre indirect pour évaluer le degré de saturation.

Le principe de la mesure est le suivant: la roche est placée entre un émetteur et un récepteur piézoélectrique. On détermine le temps d'arrivée de la première onde (onde longitudinale, dite élastique) et plus difficilement l'arrivée de la deuxième onde (onde de cisaillement transversale). Dans ce qui suit, nous ne traiterons que les ondes longitudinales. La vitesse de propagation dans le matériau est calculée selon la formule ci-après:

$$VL = \frac{h}{t}; \text{ m/s. [1]}$$

h: hauteur de l'éprouvette; m  
t: temps de propagation; s  
VL: vitesse longitudinale

Théoriquement, la vitesse de propagation ne dépend que des propriétés élastiques des cristaux traversés et de leur densité. En fait, les microfissures et les pores influent fortement. Une légère augmentation du taux de fissuration fait chuter de façon très sensible (VL) et à la teneur en eau (VL air 330 m/s, VL dans l'eau 1500 m/s).

Pour comparer la série de mesures des vitesses, il faudra travailler soit sur une roche sèche ou sur une roche saturée et préciser dans ce cas la teneur en eau.

L'indice de continuité (Ic): C'est un indicateur souple et  
-----  
très sensible à la présence des vides contenus dans la  
matrice rocheuse.

Il s'exprime par:

$$Ic = \frac{VL}{VL^*} \cdot 100; \% [1]$$

-VL: vitesse de propagation des mesurée dans la roche  
-VL\*: vitesse théorique déterminée dans le tableau: I-1

La gamme des vitesses théoriques spécifiques à certains types de roches est donnée dans le tableau: I-1. [1]

La classification de la roche suivant l'indice de continuité est donnée dans le tableau: I-2 [1]

Le degré de fissuration DF: exprime la proportion en volume  
-----  
des vides correspondant aux seules fissures.

Il dépend de l'indice de continuité  $I_c$  et de la porosité  $n$  et est donné par les deux formules suivantes:

$$1\_si \ n < 5\% \text{ (roches peu poreuses): } DF = \frac{100 - I_c}{100} \quad [9]$$

$$2\_si \ n > 5\% \text{ (roches poreuses) } : DF = \frac{100 - I_c - 1,4.n}{100 - 1,4.n} \quad [9]$$

La classification du degré de fissuration DF est donnée dans le tableau: I-3. [9]

## I.B. Les propriétés mécaniques des roches

### B.1. Résistance à la compression simple ( $R_c$ )

La résistance à la compression est égale à la contrainte limite de compression qui produit l'écrasement de l'éprouvette d'une roche massive sous la presse. (Fig:1-1).

$$R_c = \sigma_{max} = \frac{F_{max}}{S}; \text{ Kg/Cm}^2 \quad [12]$$

- $F_{max}$ : effort de compression maximal; Kg
- $S$  : surface sur laquelle est appliquée  $F_{max}$ ;  $\text{Cm}^2$ .

Les éprouvettes utilisées sont parallélépipédiques ou cylindriques.

La souplesse est définie comme suit:

$$i = \frac{h}{a} \quad \text{éprouvette parallélépipédique,}$$

Tableau: I-1

| Types de roches                        | VL*moyenne;m/s |
|--|----------------|
| Gabbros(roches silicatées<br>basiques) | 7000           |
| Basaltes                               | 6500 à 7000    |
| Calcaires                              | 6000 à 6500    |
| Calcaires dolomitiques                 | 6500 à 7500    |
| Grès et quartzites                     | 6000           |
| Granites et roches granitiques         | 5500 à 6000    |

Tableau: I-2

| Ic%    | Qualité          | Densité<br>de fissuration | Porosité<br>vraie     | Altération                               |
|--------|------------------|---------------------------|-----------------------|--|
| 95-100 | très bonne       | très faible               | nulle à faible        | aucune<br>ou légère<br>altération        |
| 90-95  | bonne            | très légère               | peu élevée            |  |
| 75-90  | moyenne          | légère à moy.             | moyenne               | altération le<br>long des fra-<br>ctures |
| 50-75  | médiocre         | moyen.à forte             | très élevée           | altération<br>légère mais<br>généralisée |
| 50     | mauvaise         | très forte                | extrêmement<br>élevée | altération<br>moy.à forte<br>généralisée |
| 25     | très<br>mauvaise | extrêmement<br>forte      |                       | altération<br>profonde<br>généralisée    |

Tableau: I-3

| degré de<br>fissuration | très<br>fort | moyenne | faible | très<br>faible |
|-------------------------|--------------|---------|--------|----------------|
| DF                      | >80          | 75      | 25     | <10            |

$$i = \frac{h}{d} \quad \text{épreuve cylindrique.}$$

- h: hauteur du cylindre (parallélépipède)
- a: mesure de l'arête du parallélépipède
- d: diamètre du cylindre.

La souplesse optimale varie entre 2 et 3  
La hauteur h est supérieure ou égale à 5 Cm.

## B.2. Résistance à la traction (Rt)

La résistance à la traction simple est égale à la contrainte limite de traction qui produit la décohésion des échantillons de roches massives.

$$R_t = \frac{T_{\max}}{S}; \text{ Kg/Cm}^2. \quad [12]$$

- T<sub>max</sub>: effort de traction maximal; Kg
- S: surface sur laquelle est appliquée T<sub>max</sub>; Cm<sup>2</sup>.

Les essais de traction peuvent se faire en plusieurs manières suivant que l'on applique une traction directe ou indirecte. Dans tous les cas, la fracture d'extension se produit dans le plan perpendiculaire aux contraintes de traction.

### 2.a. Essai de traction direct

On exerce une contrainte sur les sections parallèles d'une éprouvette de roche.

Le plan de fracturation n'est pas imposé et il est vraisemblable que la position de la fracture soit induite par la présence de microfissures dans l'éprouvette. (Fig:1-2).

### 2.b. Essai de traction indirect (Essai Brésilien)

On exerce une compression suivant deux génératrices diamétralement opposées de l'éprouvette cylindrique (parfois parallélépipédique) de longueur à peu près égale au diamètre.

La fracture d'extension se produit dans un plan perpendiculaire aux contraintes de traction, la fracture d'extension apparaît au centre de l'éprouvette où les contraintes de traction sont les plus importantes. (Fig:1-3).

La résistance est déterminée par la formule suivante:

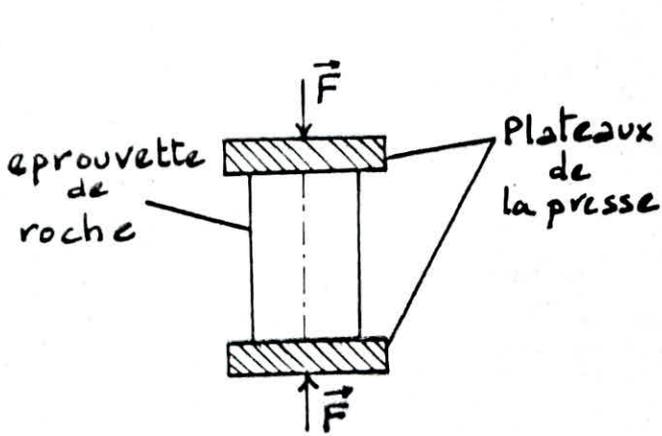
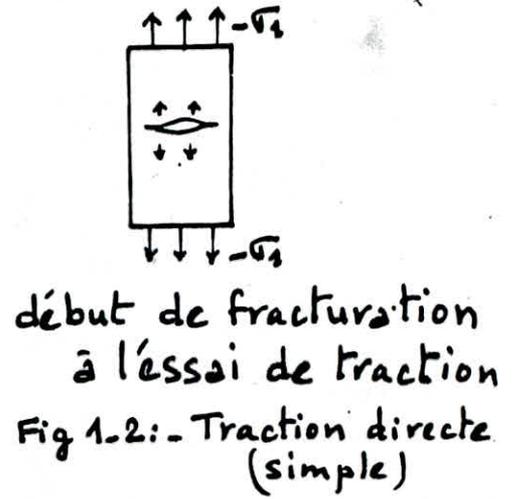
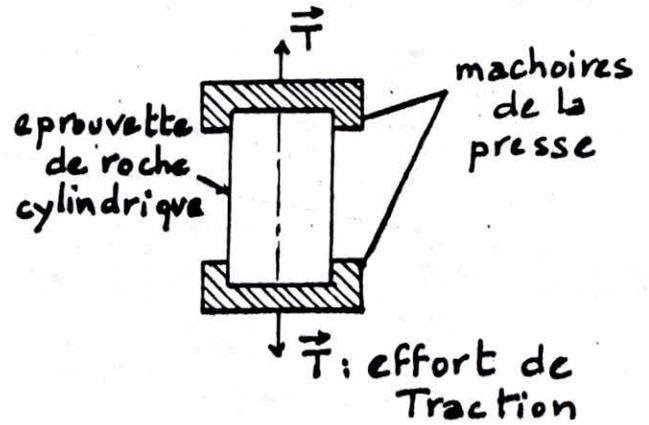


Fig.1-1: - Compression simple



début de fracturation à l'essai de traction  
Fig 1-2: - Traction directe (simple)

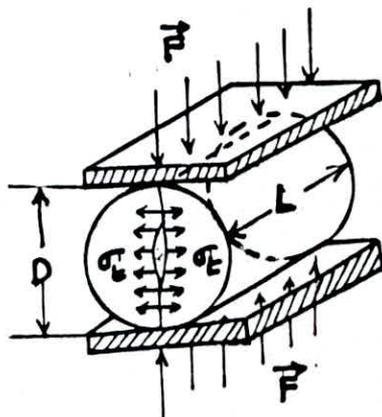


Fig 1-3: Traction indirecte (Essai Brésilien)

$$R_t = \frac{2 F_{\max}}{\pi \cdot D \cdot L}; \text{ Kg/Cm}^2. \quad [12]$$

- L: longueur de l'éprouvette; Cm.
- D: diamètre de l'éprouvette; Cm.

La classification des résistances des roches, en fonction des valeurs de Rc et Rt est donnée dans le tableau: I-4. [9]

### B.3. Résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement est la contrainte limite qui permet la rupture de l'éprouvette selon une surface tangente à l'effort de cisaillement.

$$R_\tau = \tau = \frac{F_{\max}}{S}; \text{ Kg/Cm}^2. \quad [12]$$

- R $\tau$  : résistance au cisaillement.
- F $\max$ : effort de cisaillement; Kg.
- S : surface sur laquelle est appliquée F $\max$ ; Cm<sup>2</sup>

Il existe plusieurs types de cisaillement:

#### 3.a. Cisaillement simple (Fig: 1-4a)

Le cisaillement est effectué à l'aide d'un outil.

$$\tau = \frac{F_{\max}}{S}; \text{ Kg/Cm}^2. \quad [12]$$

- F $\max$ : effort tangentiel maximal; Kg.
- S : section de l'échantillon; Cm<sup>2</sup>.

#### 3.b. Cisaillement par torsion (Fig: 1-4b)

La résistance au cisaillement par torsion R est le rapport de la valeur maximale du couple de torsion (Mt) à la destruction de l'éprouvette sur la valeur du moment résistant (W):

$$R_t = \frac{M_t}{W}; \text{ Kg/Cm}^2. \quad [12]$$

*Compression*

### 3.c. Cisaillement par torsion (Fig: 1-4c)

La force de compression est appliquée avec un angle par rapport à la surface de cisaillement; les contraintes de cisaillement et de compression sont définies par:

$$\tau = \frac{P \cdot \cos \alpha}{S}; \quad \sigma = \frac{P \cdot \sin \alpha}{S}; \text{ Kgf/Cm}^2. \quad [12]$$

En général:  $\alpha = 30^\circ \text{ à } 60^\circ$ .

### B.4. Essai de résistance entre pointes (Essai FRANKLIN)

L'essai consiste à rompre des fragments de roche provenant de carottages ou des fragments de forme irrégulière entre deux pièces uniques à terminaison sphérique (Fig: 1-7b). [1]

L'indice de résistance est ainsi déterminé et peut être utilisé pour la classification des roches. Le rapport des dimensions d'échantillons pour trois types d'essais est donné dans la Figure: 1-7a. [15]

L'indice de résistance est calculé d'après la formule suivante:

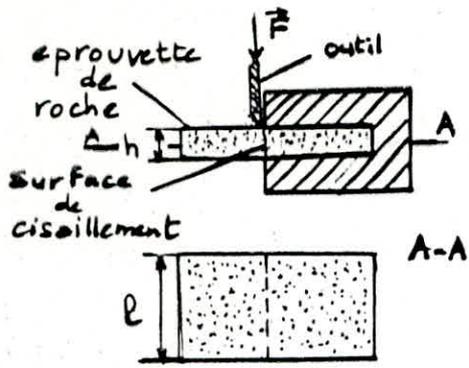
$$I_s = \frac{P}{D^2}; \text{ Kg/Cm}^2. \quad [15]$$

- I<sub>s</sub>: indice de résistance; Kg/Cm<sup>2</sup>
- P: charge de rupture; Kg.
- D: diamètre de l'échantillon; Cm.

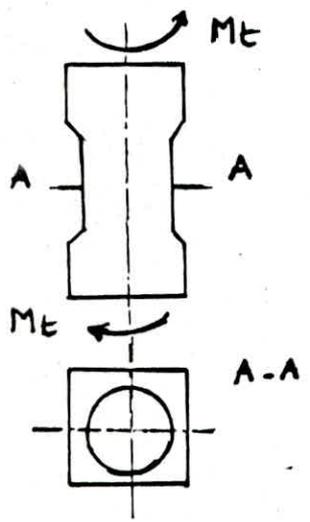
La détermination du diamètre pose un problème pour les échantillons de forme irrégulière.

$$I_s = \frac{P}{D \cdot l}; \text{ Kg/Cm}^2. \quad [1]$$

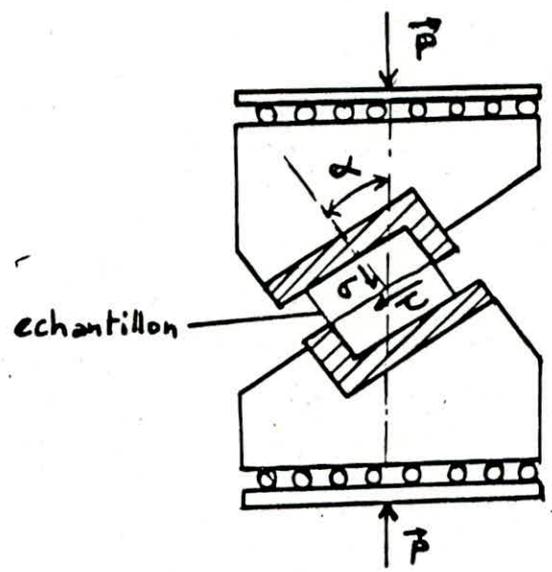
- l: largeur de la section de rupture; Cm.
- D: distance entre pointes (=50mm correspondant au diamètre moyen de l'échantillon); Cm.



a - Essai de cisaillement simple



b. Cisaillement par torsion



c. Cisaillement par compression

Fig1-4: - Essais de cisaillement

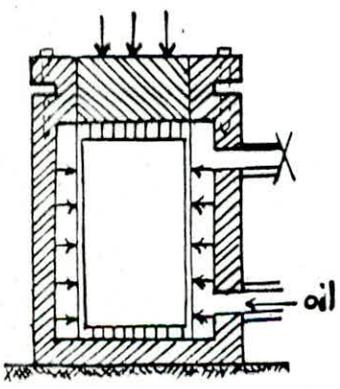


Fig1-5: Essai de compression triaxiale

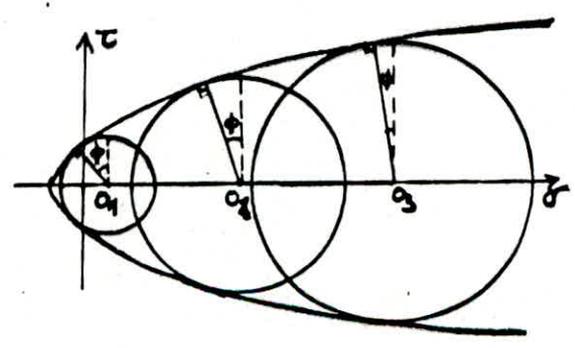


Fig1-6: - Courbe intrinsèque d'une roche

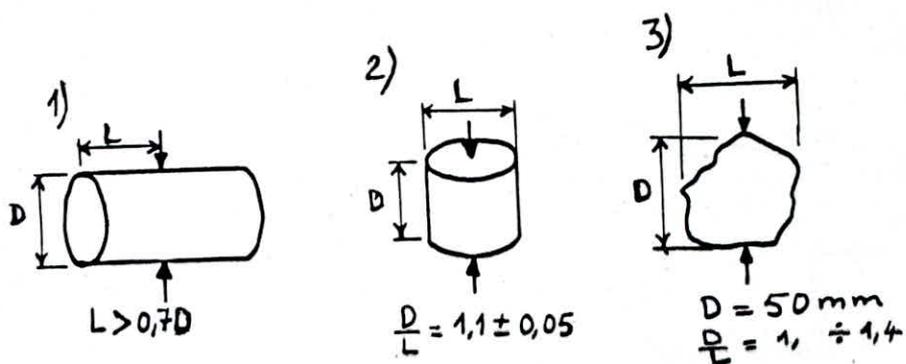


Fig: 1-7-a - Le rapport des dimensions des échantillons

- 1) Essai axial ; 2) Essai de diamètre  
3) Essai sur échantillon irrégulier.

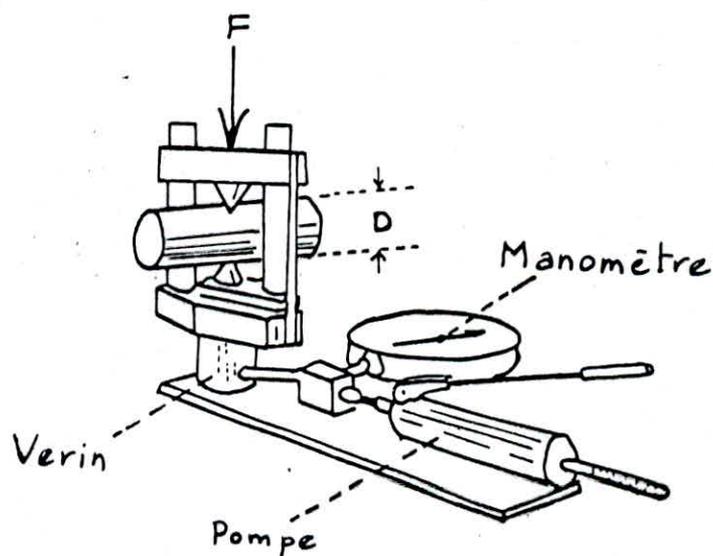


Fig: 1-7-b - Appareillage pour la détermination de l'indice de résistance.

La relation existant entre la résistance à la compression simple et l'indice de résistance est donnée par la formule suivante:

$$\sigma_c = 23.I_s; \text{ Pa. [1]}$$

La résistance de l'indice ( $I_s$ ) est donnée dans le tableau: I-5

### B.5. Essai de compression triaxiale [1]

La roche est soumise à une triple étreinte :  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ . Dans la pratique on réalise l'essai sur des carottes. A la rupture on aura la contrainte axiale  $\sigma_1 = F/S$  et  $\sigma_3 = \sigma_2 = P$ , pression latérale.

L'échantillon est enfermé dans une enveloppe, le fluide de confinement est généralement de l'huile. Très souvent au cours de l'essai, on enregistre les déformations axiales et latérales. Voir( Fig:1-5).

Après l'essai, une courbe intrinsèque peut être tracée voir figure:1-6 [4]. Ainsi on remarque que  $C$  (cohésion) et (angle de frottement interne) varient en fonction des contraintes principales appliquées.

### B.6. Coefficients de proportionnalité

D'après la théorie de l'élasticité linéaire, un corps a un comportement élastique linéaire si les contraintes et les déformations qui l'affectent sont reliées par une loi linéaire.

#### 6.a. Module de Young

Pour des essais de traction ou de compression, le comportement linéaire élastique s'exprime par:

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon}; \text{ Kg/Cm}^2. \text{ [12]}$$

-E: le module de Young (statique); Kg/Cm<sup>2</sup>.

- $\sigma$ : la contrainte normale appliquée à l'échantillon; Kg/Cm<sup>2</sup>

- $\epsilon$ : la déformation axiale de l'échantillon;  $\epsilon = \Delta l/l$

Il permet une classification «en raideur» des roches, selon le tableau: I-6 [9]

Le module d'élasticité peut être également déterminé à partir de la mesure de la célérité des ondes longitudinales (VL) d'après la relation suivante:

$$E_d = \delta \cdot VL^2; \text{ Kg/Cm}^2. \quad [11]$$

- E: module de Young dynamique; Kg/Cm<sup>2</sup>
- $\delta$ : masse volumique; Kg.
- VL: vitesse longitudinale; Cm/s.

Cette valeur de ( $E_d$ ) est dite «dynamique» car elle résulte d'un essai qui dure moins d'une milliseconde.

La comparaison entre la mesure statique et sonore du module de Young (E) montre que la valeur obtenue par les techniques statiques est en générale inférieure par à celle obtenue par mesure sonore. Cette différence est due à la présence des fractures et des fissures ou cavités qui augmentent la production statique par leur déformations. Les mesures sonores deviendront moins affectés.

#### 6.b. Coefficient de Poisson

$$\nu = \frac{\epsilon_h}{\epsilon_v}; \text{ sans unité. } [12]$$

- $\epsilon_h$ : déformation relative horizontale.
- $\epsilon_v$ : déformation relative verticale.

#### 6.c. Module de cisaillement

$$G = \frac{\tau}{\delta c}; \text{ KG/Cm}^2. \quad [12]$$

- où - $\tau$ : la contrainte de cisaillement; KG/Cm<sup>2</sup>.  
 - $\delta c$ : la déformation relative selon la direction de l'effort.

Tableau: I-4

| roche   | faiblement résistantes | moyennes | résistantes | très résistantes |
|---------|------------------------|----------|-------------|------------------|
| Rc(MPa) | 5                      | 20       | 60          | >100             |
| Rt(MPa) | 0,5                    | 1,5      | 4           | >20              |

Tableau: I-5

| indice Is<br>MPa | résistance  |         |
|------------------|-------------|---------|
| 8                | très forte  | forte   |
|                  | forte       |         |
| 4                | moyenne     | moyenne |
| 2                | faible      | faible  |
| 1                | très faible |         |

Tableau: I-6 Classification des roches en raideur à partir du module d'élasticité

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

## I.C. Propriétés technologiques

### C.1. La fissurité

La fissurité des roches d'un massif évolue le plus souvent par la distance moyenne entre les fissures:

$$m = \frac{L}{n}; m. \quad [8]$$

- L: longueur de la partie du massif mesuré, m
- n: nombre de fissures sur la partie mesurée.

D'après la valeur de la distance moyenne entre les fissures on divise les massifs en (05) cinq catégories: voir tableau: I-7. [8];[16]

La fissuration d'un massif rocheux peut être également caractérisée d'après le coefficient de récupération «R.Q.D» (Rock Quality Designation), ce coefficient est défini par:

$$R.Q.D = \frac{\sum Li}{L_t} \cdot 100 ; \% \quad [11]$$

- $\sum Li$ : les longueurs des segments de la carotte supérieure à 10Cm.
- $L_t$ : longueur totale de la carotte du sondage.

Suivant Deer(1968), la relation du coefficient R.Q.D et la qualité de la roche est donnée dans le tableau: I-8. [11]

Le degré de fissuration et le coefficient de récupération «R.Q.D» permettent d'estimer les résistances mécaniques des roches en place à partir des données du laboratoire.

### C.2. La stabilité [8]

C'est la capacité que possède les roches à rester en place durant longtemps lorsque la surface est dégagée. Suivant leur degré de stabilité, les roches se répartissent en groupes suivants:

- Roches instables (ex: sable).
- Roches mi-stable (ex: argiles).
- Roches stables (ex: calcaire).
- Roches extra-stable (ex: granite, roches dures).

Tableau: I-7

| catégorie | degré de fissuration              | m (m)     | Kf          |              |
|-----------|-----------------------------------|-----------|-------------|--------------|
| I         | roches exclusivement fissurées    | 0,1       | 0,01 à 0,03 | 0,01 à 0,065 |
| II        | roches de grande fissuration      | 0,1 à 0,5 | 0,1         | 0,05 à 0,15  |
| III       | roches de moyenne fissuration     | 0,5 à 1,0 | 0,2         | 0,1 à 0,55   |
| IV        | roches de faible fissuration      | 1,0 à 1,5 | 0,5         | 0,5 à 0,9    |
| V         | roches pratiquement monolithiques | 1,5       | 1           | 0,6 à 0,98   |

Kf correspond au degré de fissuration du massif  
 -correspond au coefficient d'affaiblissement structurale

Tableau: I-8

| R.Q.D  | Qualité de la roche |
|--------|---------------------|
| 0 25   | très mauvaise       |
| 25 50  | mauvaise            |
| 50 75  | moyenne             |
| 75 90  | bonne               |
| 90 100 | excellente          |

La stabilité des talus est une condition principale de la sécurité des travaux miniers à ciel ouvert, l'instabilité engendre parfois des catastrophes et dérangent tous les processus technologiques.

# Chapitre-2

ESSAIS IN-SITU

## II. Essais In-situ

Les propriétés des roches tiennent en majeure partie à leur gisement profond (site naturel), ainsi leur propriétés se modifient lorsqu'elles cessent d'être en place. Pour cela on réalise des essais In-situ qui peuvent être effectués en surface ou souterrain.

### II.1. Essais de cisaillement In-situ [12]

Ils sont réalisés par un verin au niveau d'une tranchée à la surface ou d'une galerie dans une niche aménagée dans les parois. La rupture se produit suivant les plans de stratification ou de discontinuité ou selon la direction principale des fissures.

#### 1.a. Essai de cisaillement In-situ avec compression

Cet essai est réalisé sur un bloc rocheux, d'un volume de  $1\text{m}^3$ , taillé dans une tranchée à la surface (Fig: 2-1). On applique sur ce bloc deux contraintes:

- Une contrainte verticale de compression,  $\sigma_n = N/A$
- Une contrainte horizontale de cisaillement,  $\tau = T/A$ .

Pour chaque essai, on mesure les deux contraintes  $\sigma_n$  et  $\tau$  au moment de la rupture ce qui nous permet de tracer la courbe intrinsèque.

#### 1.b. Essai de cisaillement In-situ sans compression

Cet essai est réalisé sans compression ( $N=0$ ); la seule contrainte appliquée est due à l'effort horizontal  $T$ . (Fig: 2-2)

#### 1.c. Essai de cisaillement in-situ dans une galerie. [6]

Dans une niche, on dégagera un cube de roche. Un verin sera mis en place au-dessus de la face libre parallèle aux plans de stratification, et un autre sera disposé latéralement contre l'une des faces perpendiculaire à ce plan. Mais on doit remarquer que ce verin latéral est disposé parallèlement à la section de cisaillement, cette dernière sera soumise à un moment égal au produit de la force latérale, axiale au verin, par la distance de ce dernier au centre de gravité de la section, il suffit d'incliner le verin latéral d'un angle  $\beta$  par rapport au plan de cisaillement de telle sorte que son axe passe par le centre de gravité de la section cisailée. (Fig: 2-3)

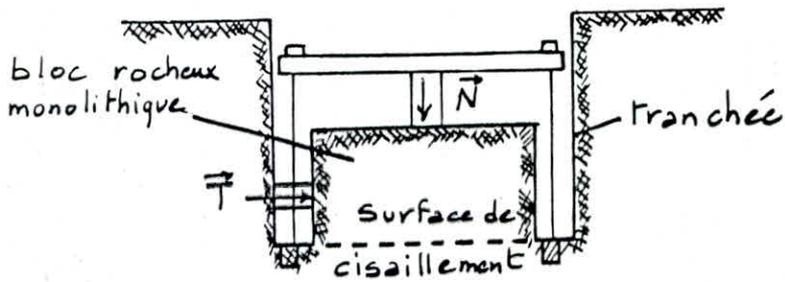


Fig: 2-1. Essai de cisaillement in-situ avec compression.

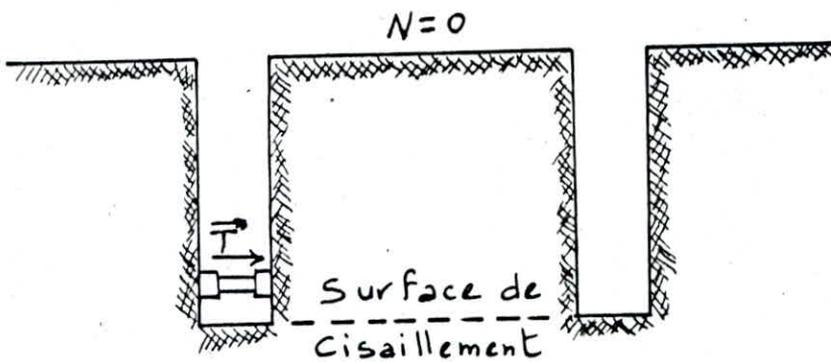


Fig: 2-2. Essai de cisaillement in-situ Sans compression.

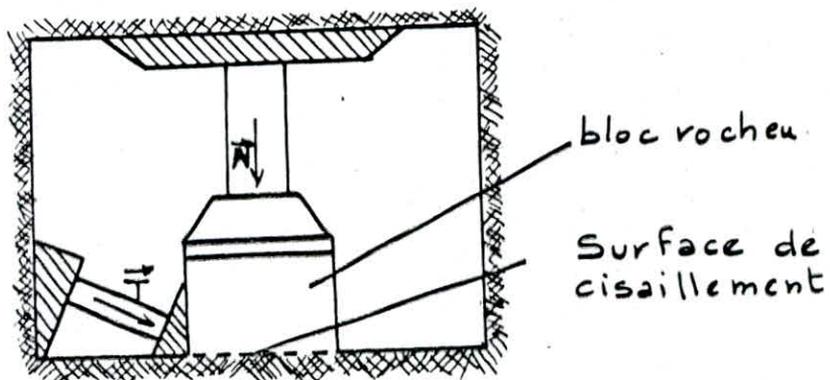


Fig: 2-3. Essai de cisaillement in-situ dans une galerie

Dans ce cas, si le verin vertical exerce une force P et le verin latéral une force F, les efforts sur le plan de cisaillement seront:

- Effort normal  $N = P + F \cdot \sin\beta$
- Effort tangentiel  $T = F \cdot \cos\beta$

Un comparateur solidaire d'une base fixe permettra de mesurer les déplacements parallèles au plan de stratification.

On commencera par exercer l'effort normal P, puis au bout d'un certain temps bien définie (par exemple 5 minutes), on applique les efforts de cisaillement par paliers égaux d'une durée constante (par exemple 15 mn).

Pour chaque palier, on mesurera les déformations, ce qui permettra par la suite de tracer la courbe de cisaillement (Fig:2-4). On augmentera ensuite l'effort normal et on recommencera l'opération.

On pourra ainsi tracer la courbe de glissement (Fig:2-5)

## II.2. Essai de compression In-situ (Essai de rebondissement)

Les appareils mesurant le rebondissement, dits scléromètres, sont d'un emploi simple. La surface de frappe doit être unie. Il n'est pas nécessaire qu'elle soit parfaitement polie. [3]

Le scléromètre de Schmidt peut être utilisé sous toutes les inclinaisons, et de ce fait, peut servir pour contrôler les roches en place

Avant l'utilisation du scléromètre de Schmidt, il faut étalonner l'appareil sur l'acier de dureté  $500 \text{ N/mm}^2$ . Les résultats obtenus pendant l'essai doivent être de l'ordre de  $r = 80 \pm 2\%$ , en ayant les résultats de vérifications différents de 2%, la correction de mesures effectuées sur les roches se fera par la formule suivante:

$$r_s = \frac{\sum r_i}{n} \cdot \frac{80}{r_k} \quad [15]$$

- $r_s$ : résultat moyen obtenu par n essais.
- $r_i$ : résultat obtenu dans chaque essai.
- $r_k$ : résultat moyen obtenu sur l'acier étalonné.
- n: nombre de mesures de 15 à 20 chocs.

Par ces séries des mesures, on peut établir des moyennes de rebondissement sclérométriques qui présentent une corrélation avec les résistances à la compression des roches et aussi avec les modules d'élasticité. Il est admis que la résistance à la compression est proportionnelle au rebondissement.

La figure 2-6 indique le rapport entre la résistance à la compression ( $\sigma_c$ ) et la valeur de rebondissement ( $R$ ).

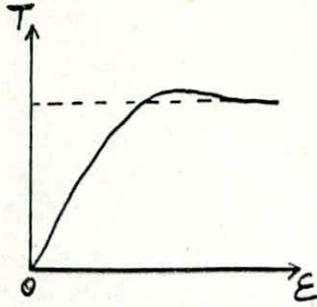


Fig: 2-4- Courbe de cisaillement

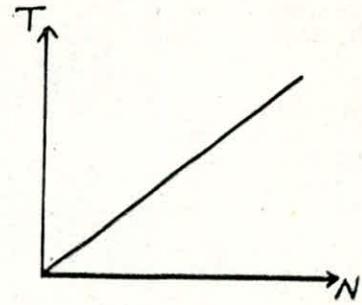


Fig: 2-5. Courbe de glissement

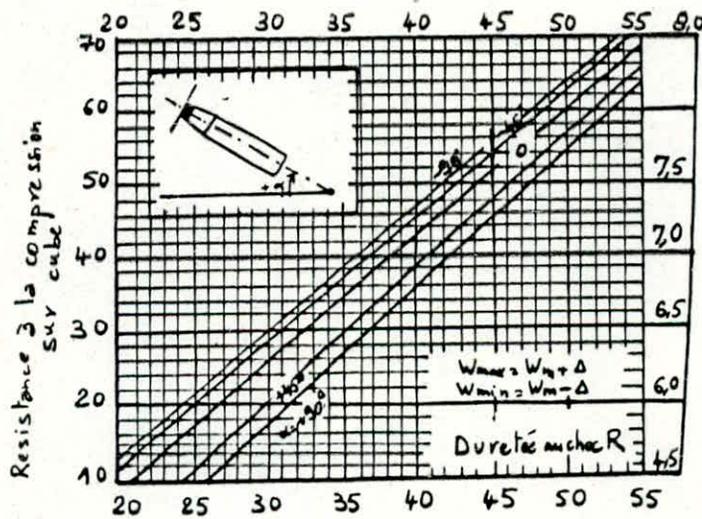


Fig: 2-6- Le rapport entre la résistance à la compression ( $\sigma_c$ ) et valeur de rebondissement (R)

# Chapitre-3

LA DEFORMABILITE DES ROCHES

### III. La déformation des roches [4]

Lors d'un essai de compression simple d'une roche, pour une valeur de contrainte ( $\sigma$ ) correspond une valeur de déformation ( $\epsilon$ ), dans ce cas, il est possible de construire la courbe contrainte-déformation ( $\sigma/\epsilon$ ) voir (Fig:3-1).

Pour un essai triaxial, on pourrait faire la construction de la courbe  $(\sigma_1 - \sigma_3)/\epsilon$ . Les courbes contraintes-déformations correspondant à diverses roches, montrent deux stades distincts de déformation.

Au cours du premier stade, la déformation est faible par rapport à l'accroissement de la contrainte et si on supprime la contrainte, la roche reprend sa forme initiale. Ce stade correspond au domaine élastique. Passé le seuil d'élasticité, la déformation est irréversible et les roches peuvent avoir deux types de comportement extrêmes:  
Soit la rupture est atteinte immédiatement.  
Soit la déformation se développe sans accroissement important de la contrainte. On est alors dans le domaine de la déformation plastique.

Dans le premier cas, on dit que la roche a un comportement élastique-fragile, dans le second cas on parle de comportement élasto-plastique. Toutefois, il faut souligner que dans la nature, une roche est soumise à un état de contrainte triaxiale et que son comportement dépend des valeurs relatives de  $\sigma_1, \sigma_2$  et  $\sigma_3$ .

Un schéma de décomposition en deux dimensions de  $(\sigma_1)$  et  $(\sigma_3)$  sur un plan de fracture montre que les efforts des contraintes normales  $(\sigma_{n1})$  et  $(\sigma_{n3})$  dues à  $(\sigma_1)$  et  $(\sigma_3)$  s'ajoutent alors que la contrainte  $(\tau_3)$  due à  $(\sigma_3)$  est en sens opposé à la contrainte  $(\tau_1)$  due à  $(\sigma_1)$ . (Fig:3-2a et 3-2b).

La rupture fragile de l'échantillon suivant une fracture de cisaillement est rendue difficile par la présence de  $(\sigma_3)$ . Ainsi, on peut passer d'une rupture fragile, en l'absence de  $(\sigma_3)$ , à des comportements élastiques (ou ductiles) avec adoucissement (anti-écrouissage) sans écrouissage et avec durcissement (écrouissage) pour des valeurs croissantes de  $(\sigma_3)$ . On pourrait construire alors les courbes  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  qui sont illustrées dans la figure: 3-2c.

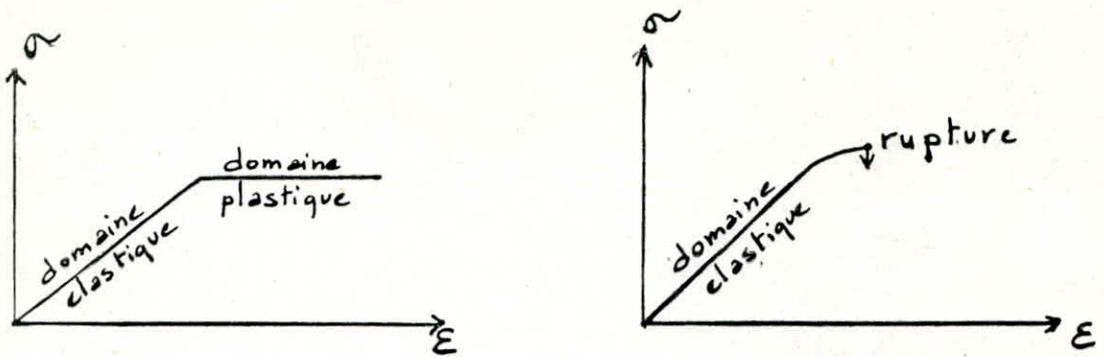


Fig.3.1. Courbes contrainte - déformation

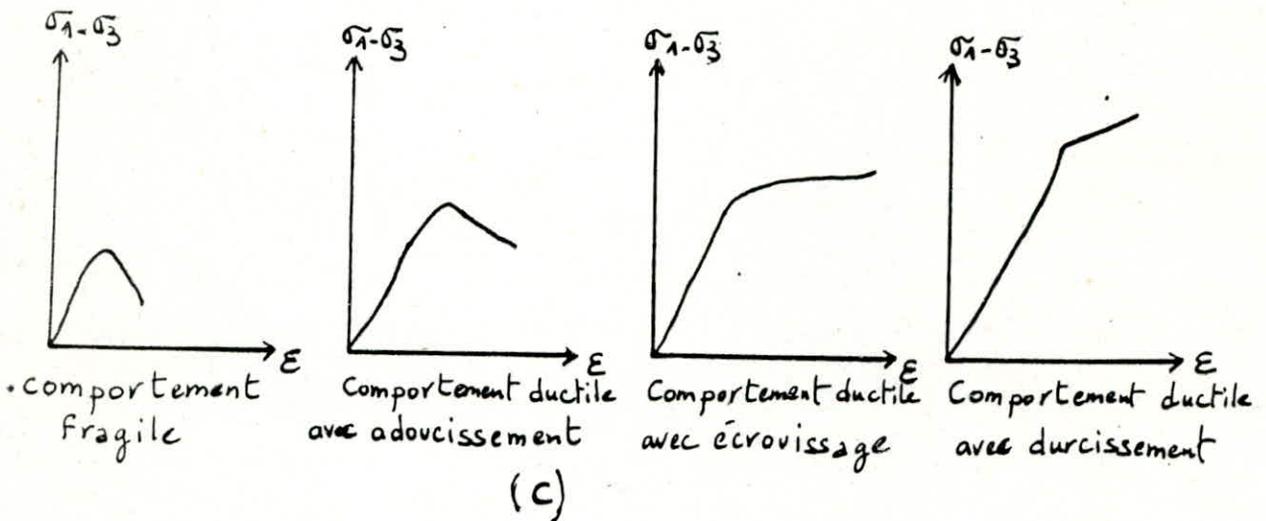
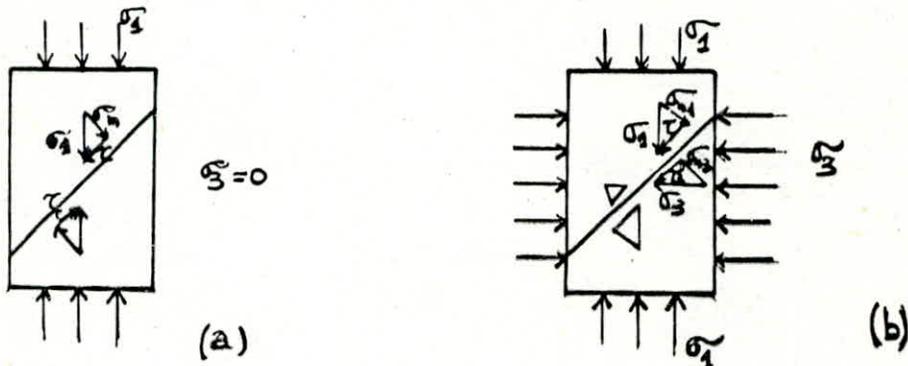


Fig.3-2. Influences de la pression de confinement  $\sigma_3$  sur la rupture fragile par cisaillement.

### III.1. Comportement contrainte-déformation en compression

#### 1.a. Mesure de la déformation

Les déformations des éprouvettes pendant un essai de compression sont mesurées, soit avec des capteurs de déplacement, soit avec des jauges élastiques. Généralement, le principe de la disposition des jauges est la suivante (Fig:3-2) : 3 jauges axiales à 120° et 3 jauges latérales. [1]  
Les opérations de collage sont délicates et le prix de revient est élevé puisque la jauge est détruite par l'essai.

Les capteurs sont plus tentants à employer, mais si les capteurs donnant la déformation latérale sont faciles à placer en contact avec l'éprouvette, ceux de la déformation axiale ne peuvent être placés qu'entre plateaux (Fig:3-3), sauf si les éprouvettes sont de grandes tailles. [1]

Les capteurs axiaux sont alors placés entre les plateaux de la presse et la déformation mesurée intègre alors celle due au frettage de l'éprouvette. Il existe pour chaque type de roche un rapport déterminé expérimentalement entre  $(\epsilon_{aj})$  et  $(\epsilon_{ac})$ ;  $(\epsilon_{aj})$  et  $(\epsilon_{ac})$  étant les déformations axiales mesurées respectivement à l'aide de jauges et de capteurs ( $\epsilon_{ac}$ =déplacement entre plateau/hauteur de l'éprouvette).

Les déformations  $(\epsilon_{ac})$  sont toujours plus fortes que les déformations  $(\epsilon_{aj})$ . Ceci influe directement sur la valeur du module d'élasticité et du coefficient de Poisson.

Les déplacements mesurés par les capteurs permettent de caculer

$$\epsilon_1 = \epsilon_a = \frac{\Delta h}{h} \quad \epsilon_3 = \epsilon_1 = \frac{\Delta d}{d} \quad [1]$$

La déformation volumique :  $\frac{\Delta v}{v} = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3$  avec  $\epsilon_1 \epsilon_3$

$$\frac{\Delta v}{v} = \epsilon_a + 2 \cdot \epsilon_1 \quad [1]$$

### 1.b. Courbe contrainte-déformation en compression simple

La figure: 3-4 [1] montre les principales phases du comportement d'une roche au cours d'un essai de compression.

Plusieurs valeurs de la contrainte axiale ( $\sigma$ ) permettent de caractériser le comportement:

$\sigma_{ls}$  = fin de la phase de passage, ce seuil marque le début de linéarité des déformations.

$\sigma_{lf}$  = il caractérise la fin de linéarité des déformations latérales, et donc des déformations volumiques. Ce seuil est d'autant plus proche de la résistance à la compression que la roche est homogène et à grains fins.

$\sigma_{ll}$  = ce seuil marque la fin de linéarité des déformations axiales, on l'appelle également limite élastique.

Entre ( $\sigma_{ll}$ ) et ( $\sigma_{lf}$ ), la courbe des variations de volume  $\Delta v/v$  change de sens. Ce seuil est appelé seuil de dilatance.

La résistance à la compression est notée ( $\sigma_{lM}$ ) sur la figure:3-4.

Ces différents seuils correspondent à divers stades de propagation de la fissuration.

Les courbes ( $\sigma$ ) en fonction ( $\epsilon_1$ ) et ( $\epsilon_3$ ) permettent de calculer le module d'élasticité (E) et le coefficient de Poisson qui est égal à  $\epsilon_3/\epsilon_1$ .

### III.2. Relation entre la résistance à la compression et la résistance à la traction, en fonction de l'angle de frottement interne et la cohésion

En se basant sur le graphe (Fig:3-5) représentant la loi de Mohr-Coulomb: [1]

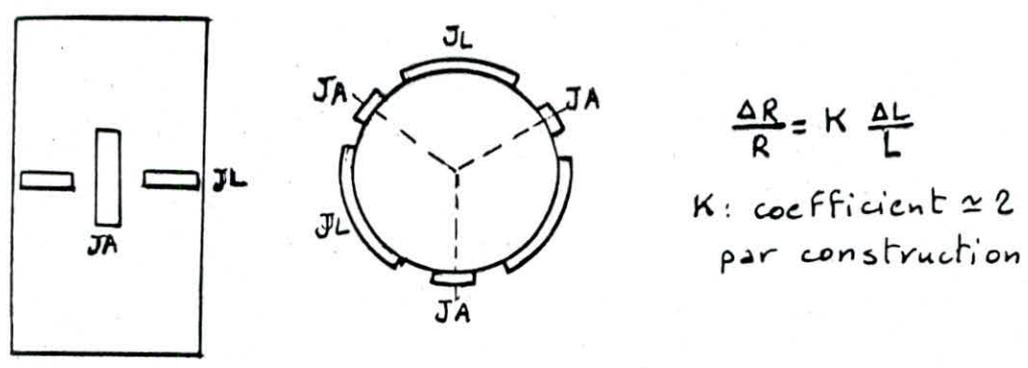
$$\tau = \sigma \cdot \tan \phi + C$$

- $\tau$ : représente la contrainte de cisaillement.

- $\sigma$ : contrainte normale.

-  $\phi$ : angle de frottement interne.

-C: la cohésion.



$$\frac{\Delta R}{R} = K \frac{\Delta L}{L}$$

K: coefficient  $\approx 2$   
par construction

Fig: 3-2. Disposition des jauges

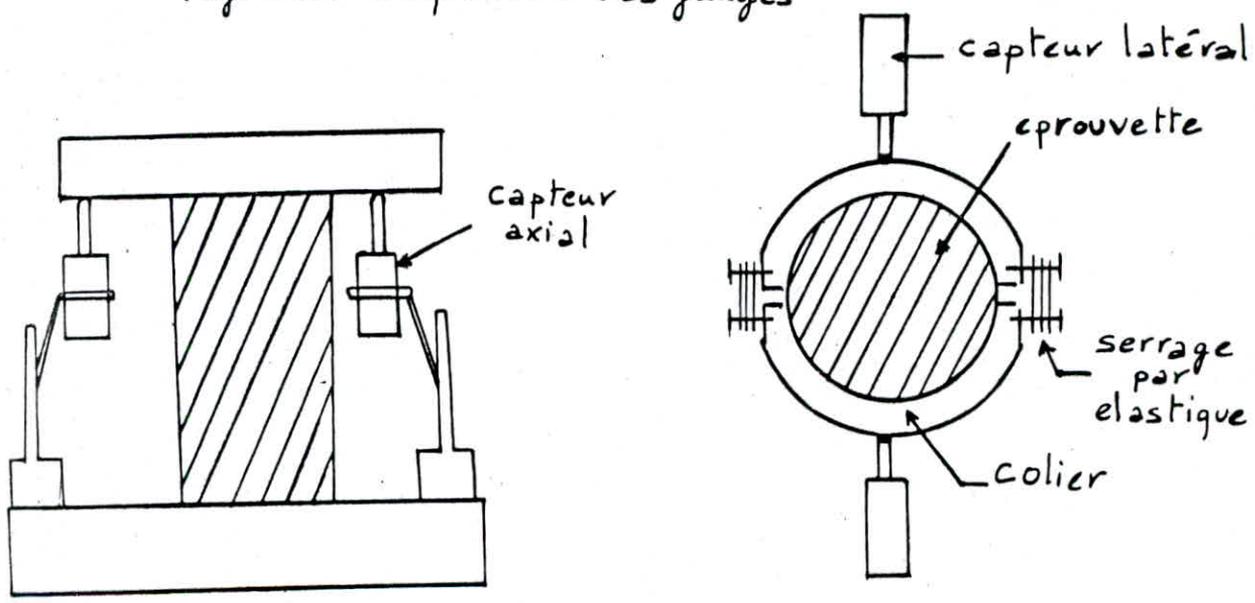


Fig: 3-3. Disposition des capteurs

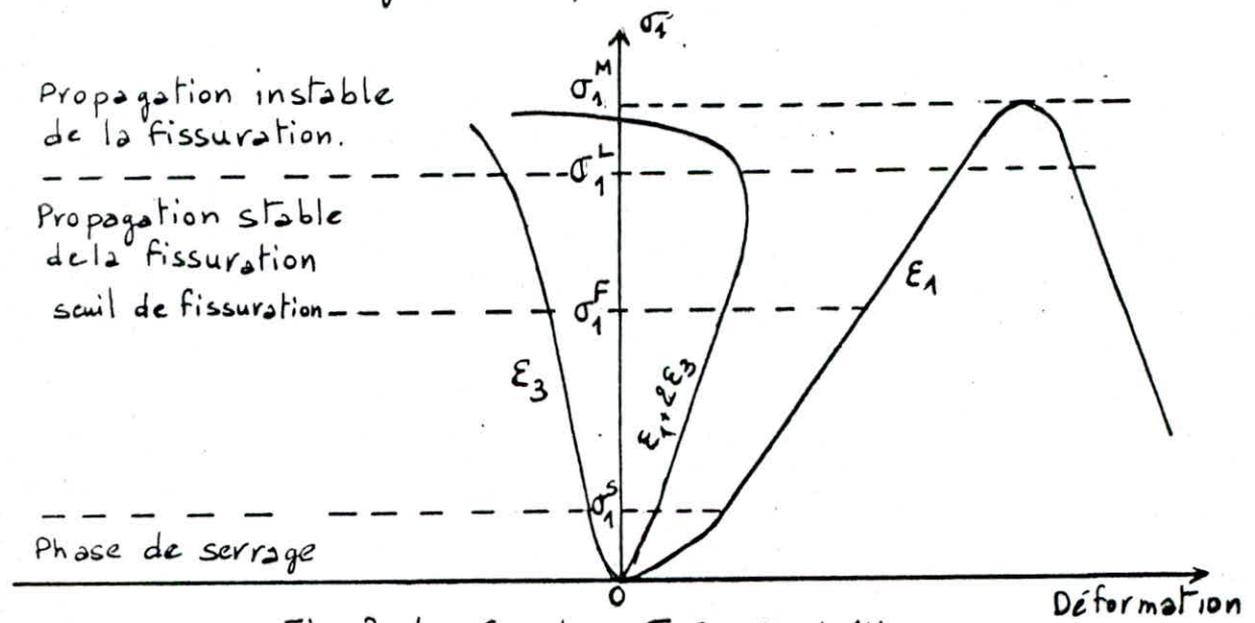


Fig: 3-4 - Courbes  $\sigma - \epsilon_1, \epsilon_3$  et  $\frac{\Delta V}{V}$

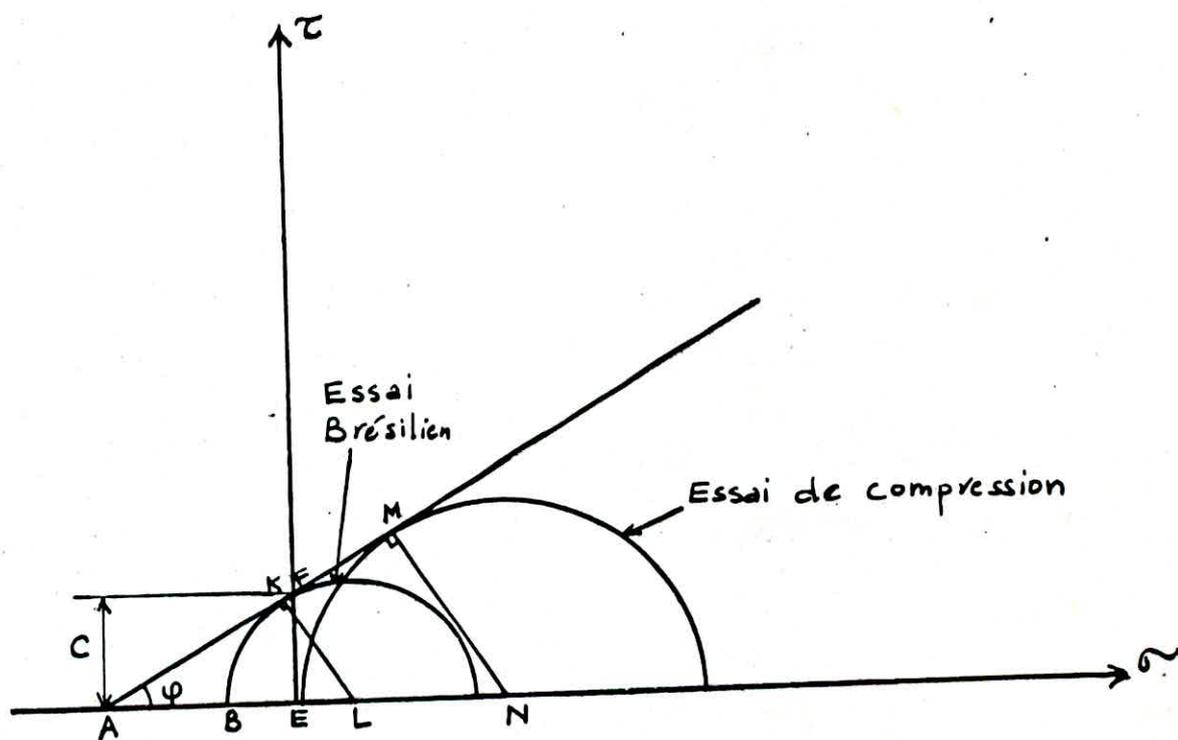


Fig: 3-5- Critère de Mohr - Coulomb en traction

Cette droite peut être tracée en faisant des essais triaxiaux qui sont effectués à divers confinements, on place également le cercle de compression simple et le correspondant à l'essai Brésilien.

On a :

$$\sin \varphi = \frac{KL}{AB + BE} \quad (1); \quad \sin \varphi = \frac{MN}{AB + BE + EN} \quad (2)$$

$$\text{où : } KL = 2Rt \quad ; \quad BE = Rt \quad ; \quad MN = EN = Rc/2$$

$$(1) \text{---} \sin \varphi = \frac{2Rt}{AB + 2Rt} \quad ; \quad (2) \text{---} \sin \varphi = \frac{Rt/2}{AB + Rt + Rc/2}$$

$$(1) \text{---} \sin \varphi = \frac{2 \cdot Rt^2}{AB + 2 \cdot Rt} \quad \text{d'où} \quad \sin \varphi = \frac{Rc - 4 \cdot Rt}{Rc - 2 \cdot Rt}$$

$$\text{tg} \varphi = \frac{FE}{AB + BE} \quad \text{où } FE = C (\text{cohésion})$$

$$\text{tg} \varphi = \frac{C}{\frac{2Rt^2}{Rc/2 - 2Rt} + Rt} \quad (3) \quad \text{or} \quad \text{tg} \varphi = \frac{\sin \varphi}{\sqrt{1 - \sin^2}} \quad (4)$$

$$(3) = (4) \text{---} C = \frac{Rt \cdot Rc}{2 \cdot \sqrt{Rt \cdot Rc - 3Rt^2}}$$

Les relations finales obtenues sont :

$$\varphi = \arcsin \frac{Rc - 4Rt}{Rc - 2Rt} \quad ; \quad C = \frac{Rt \cdot Rc}{2\sqrt{Rt \cdot Rc - 3Rt^2}}$$

.La correction de la résistance à la compression, cohésion et l'angle de frottement :

Il y a un grand écart entre les données géométriques du laboratoire et celles obtenues par des essais in-situ.

Pour pallier à cet écart, nous avons introduit trois facteurs qu'on a multiplié par la résistance à la compression obtenue au laboratoire et on aura ainsi une résistance du massif corrigée.

$$R_{cm} = \lambda \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot R_{cl} ; \text{Kg/Cm}^2 \quad [16]$$

où  $\lambda$  - coefficient d'affaiblissement structural du massif.  
 $K_1 = 0,7$  à  $0,9$  : facteur tenant compte de la résistance de longue durée  
 $K_2$  : facteur qui tient compte de l'humidité.  
 $R_{cm}$  : résistance à la compression du massif  
 $R_{cl}$  : résistance à la compression de la roche au laboratoire.

Pour ramener la cohésion de l'échantillon ( $C_{ech}$ ) à la cohésion du massif ( $C_m$ ), on tient compte de plusieurs paramètres:

- Du degré de fissuration du massif rocheux  $K_f = 0,01$  à  $1$
- Du coefficient de diminution de la valeur de cohésion à cause de l'humidité  $K_w = 0,2$  à  $1,0$
- Du coefficient de diminution de la valeur de cohésion à cause du temps  $K_t = 0,7$  à  $0,8$

$$C_m = K_f \cdot K_w \cdot K_t \cdot C_{ech} ; \text{Kg/Cm}^2 \quad [7]$$

et l'angle de frottement du massif :  $\varphi_m = K_\varphi \cdot \varphi_{ech}$

où  $K_\varphi$  : coefficient de diminution de la valeur de l'angle de frottement interne des roches se trouvant dans le massif;  $K_\varphi = 0,8$ . [7]

# Chapitre-4

STABILITE DES TALUS

#### IV. Stabilité des talus

##### IV.1. Les divers types de mouvements des terrains [2];[5]

Les mouvements des terrains les plus fréquents sont classés en:

- les écroulements.
- les glissements
- les basculements (fauchage).
- les fluages et solifluxion.
- les coulées boueuses.

##### 1.1. Les écroulements (fig: 4-1)

Les écroulements concernent les masses rocheuses; ils sont spectaculaires et dangereux car ils arrivent soudainement, mais sont rares. On distingue les écroulements de falaises et les avalanches de blocs rocheux.

##### 1.2. Les glissements

Ce sont des mouvements de masses plus au moins rapides suivant une surface de faible résistance. Les vitesses de rupture sont variables.

##### 2.a. Le glissement plan (Fig: 4-2)

Il se produit sous l'action des forces de gravité suivant un plan de stratification, de schistosité, de diaclase... La ligne de rupture suit parfois une couche mince de mauvaise caractéristique (surface d'affaiblissement) sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau.

##### 2.b. Le glissement rotationnel (Fig: 4-3)

La surface de glissement 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 de glissement.
- A la base, un bourrelet formé par des matières glissantes.

On peut avoir aussi des surfaces de glissement assimilées à des cercles, ce sont des glissements circulaires, et sont très fréquents.

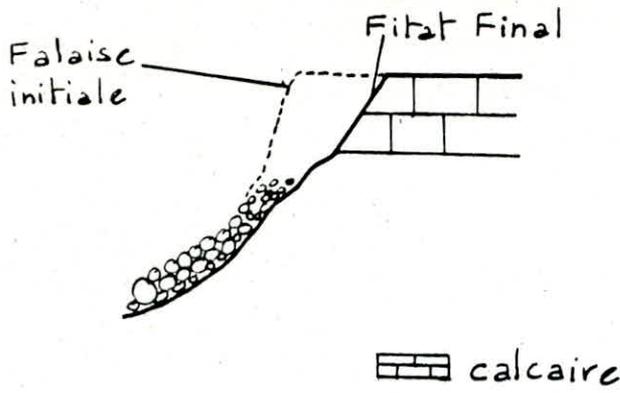


Fig: 4-1- Ecoulement

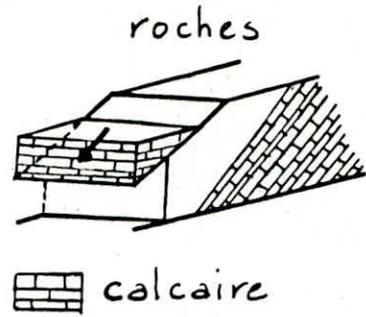


Fig: 4-2- Glissement plan

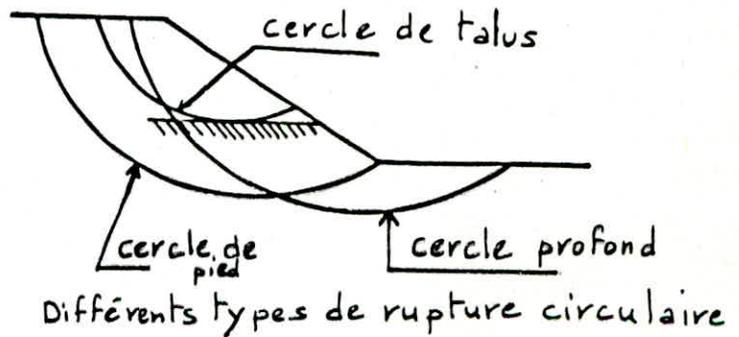
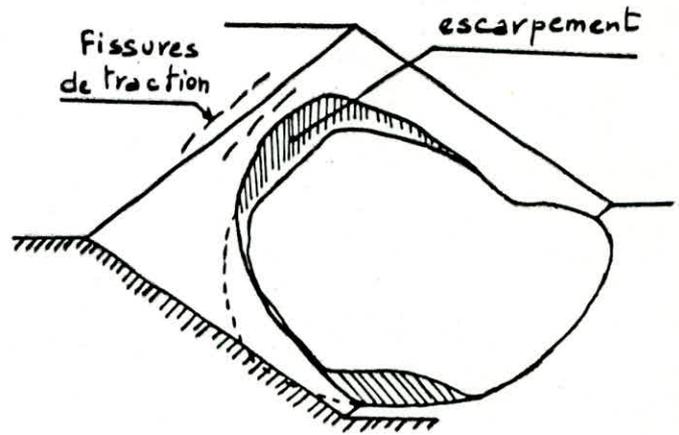
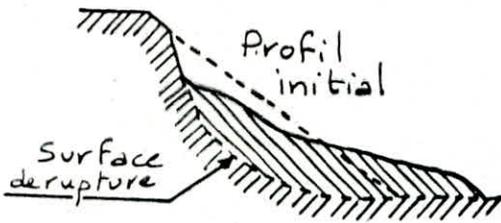


Fig: 4-3- Glissement rotationnel

Parmi les ruptures circulaires on distingue:

- 1\_les cercles de talus;
- 2\_les cercles de pied;
- 3\_les cercles profonds.

#### 2.c.Le glissement coin (Fig: 4-5)

Il se produit lorsque deux plans de faiblesse se croisent.

#### 1.3. Basculements (Fauchage)

Ce sont des mouvements de terrain qui agissent par renversement de roches stratifiées ou schisteuses, avec des ruptures amorcées par des flambages, des flexures et aboutissant à un basculement.

Ces phénomènes se produisent dans des roches très stratifiées, à pendage très fort. Un lent processus de fauchage des têtes de bancs vers le vide se produit.

#### 1.4. Les fluages (fig:4-6)

Le fluage correspond à des mouvements lents dûs à des sollicitations proches de la rupture (domaine plastique). L'état ultime peut être, soit la stabilisation, soit la rupture.

Le banc de marne flue sous le poids de la falaise calcaire. Ceci peut entraîner une fissuration du banc calcaire peu déformable et un risque d'écroulement de falaise.

#### 1.5. Coulées boueuses

Les coulées boueuses et de terres sont dûes à des écroulements d'eaux transportant des matériaux solides. Elles se produisent essentiellement en montagne.

#### IV.2. La stabilité des talus de mines [1];[5]

La stabilité des talus de mines à ciel ouvert concerne:

- La stabilité en petit (gradin, bloc rocheux),
- La stabilité en grand (ensemble des gradins).

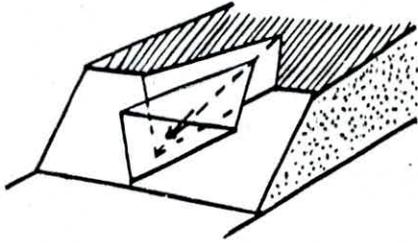


Fig: 4-4 - Glissement  
en coin.

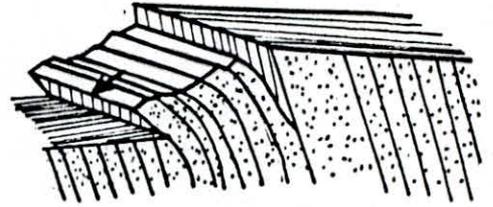


Fig: 4-5 - Basculement

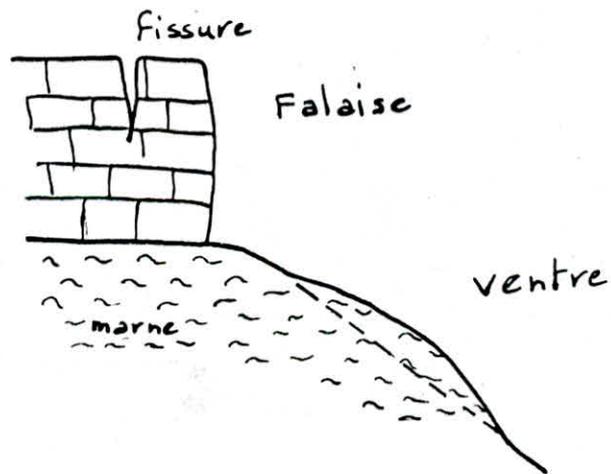


Fig: 4-6 Fluage

L'analyse de la stabilité porte surtout sur une analyse mécanique.

En fait, le comportement mécanique d'un massif rocheux est souvent caractérisé par les deux paramètres: la cohésion ( $C:Kg/Cm^2$ ) et angle de frottement interne( $^{\circ}$ ). Les angles des talus sont déterminés à partir des calculs à l'équilibre limite.

Le problème consiste donc à choisir un mécanisme de rupture(pour lequel il existe une méthode de calcul).Ce choix n'est pas toujours facile même lorsque l'on étudie un talus existant ayant subi une rupture.

#### IV.3. Calcul de la stabilité des talus

En général, l'état des contraintes en un point quelconque du massif est inconnu. C'est pourquoi, pour calculer la stabilité d'un ouvrage en géotechnique, on doit, généralement, l'estimer à d'un coefficient de sécurité  $F_s$  ou facteur de sécurité qui est défini comme la force totale mobilisable pour résister à la rupture à la force total qui tend à provoquer cette rupture.

Forces résistant au mouvement de la masse supposée instable  
 $F_s = \frac{\text{Forces résistant au mouvement de la masse supposée instable}}{\text{Forces provoquant le mouvement de la masse supposée instable}}$

Théoriquement, le talus est stable si  $F_s > 1$  mais pratiquement on prend  $F_s = 1,15$  à  $1,3$  en tenant compte des facteurs suivants:

- Erreurs dûes à la méthode de calcul de la stabilité du bord.
- Incertitude expérimentale de la détermination des propriétés des roches.
- Incertitude de la détermination de l'influence de fissurité.
- Les principaux facteurs influençant la stabilité des pentes tels que:
  - La profondeur de la fosse
  - La nature des terrains
  - Les phases et les méthodes d'exploitation;
  - La géométrie en plan des bords de fosses.

### 3.a. Méthode de calcul de la stabilité des talus

Les méthodes de calcul les plus utilisées dans l'étude de la stabilité des talus des mines à ciel ouvert, sont basées sur l'équilibre limite, où  $F_s = 1$ .

Il existe plusieurs méthodes de calcul pour les divers types de ruptures représentées dans les cas suivants:

#### a.1. Glissement plan (Fig: 4-7)

Dans le calcul de la stabilité des talus en glissement plan, deux cas peuvent être considérés:

- Glissement plan sans fissure d'arrachement (Fig:4-7-a).
- Glissement plan avec fissure de tension dans la surface supérieure et dans la pente (Fig:4-7-b).

Dans le premier cas et d'après la figure:4-7-a, on a les paramètres suivants:

- L'angle d'inclinaison du talus :  $\alpha$
- L'angle d'inclinaison de la surface de glissement par rapport à l'horizontale:  $\beta$ ;
- La hauteur de la pente: H;

$$\text{d'où } F_s = \frac{C_m.A + W.\cos\beta.tg\varphi_m}{W\sin\beta} = \frac{C_m.A}{W.\cos\beta} + \frac{tg\varphi_m}{tg\beta} \quad (*)$$

avec -W: poids du bloc

-R: résistance de la surface entre le bloc le plan de glissement.

-A: surface de base glissement

D'après la géométrie du talus donnée dans la figure:4-7-a l'équation (\*) peut s'écrire de la manière suivante:

$$F_s = \frac{2.C_m.\sin\alpha}{\delta.H.\sin(\alpha-\beta).\sin\beta} + \frac{tg\varphi_m}{tg\beta} \quad [21]$$

où  $W = \frac{1}{2}.\delta.H^2.(cotg\beta - cotg\alpha)$

$A = H/\sin\beta$

D'après le deuxième cas (Fig:4-7-b), la transition se produit lorsque la fissure de traction coïncide avec la crête de la pente du talus.

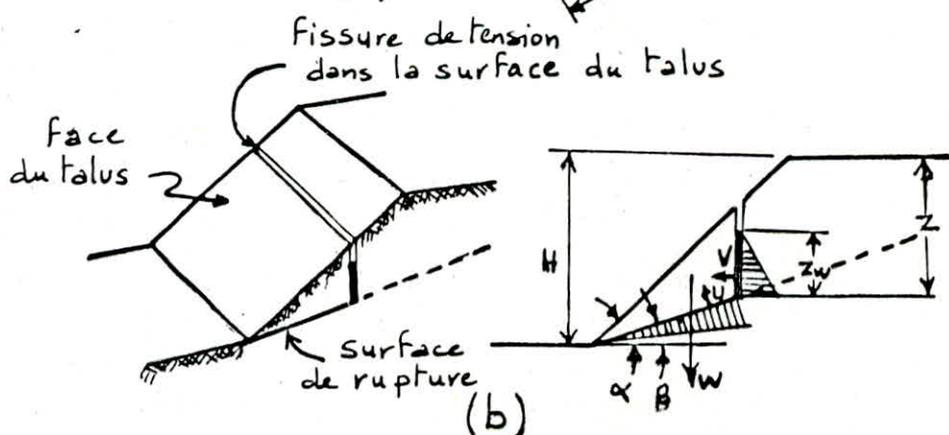
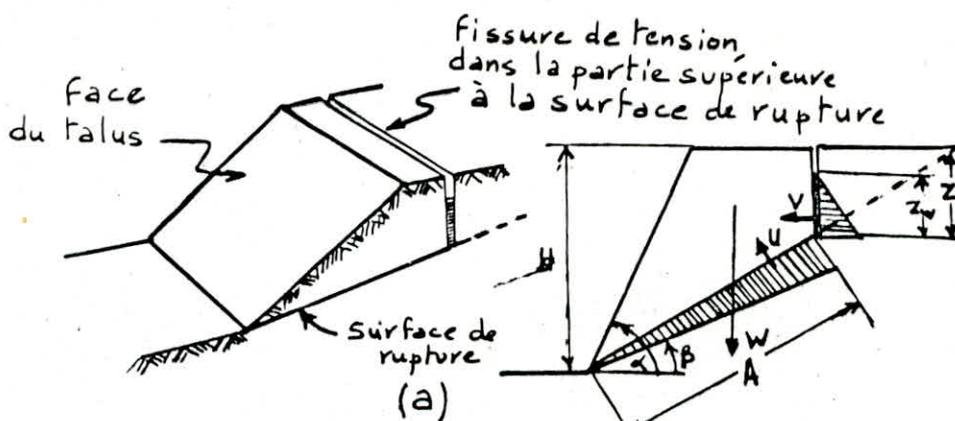
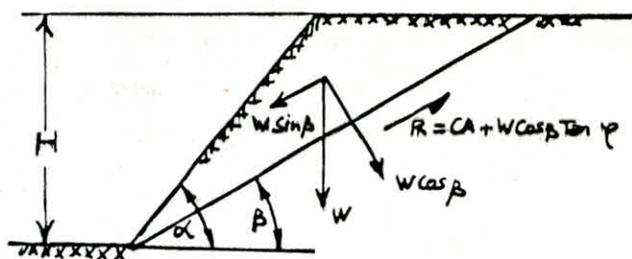


Fig: 4-7. Géométrie des glissements plans  
 a - sans fissure d'arrachement  
 b - avec fissure d'arrachement

On a les mêmes paramètres que précédemment avec en plus:

- Profondeur de la fissure de tension: Z;
- Hauteur de l'eau dans la fissure: Zw;

On calcule le poids du bloc délimité par le talus et la surface de rupture (W):

-cas où la fissure de tension recoupe la pente:

$$W = \frac{1}{2} \cdot \delta \cdot H^2 \cdot ((1-Z/H)^2 \cdot (\text{ctg}\beta \cdot \text{ctg}\alpha - 1))$$

-cas où la fissure de tension recoupe la face supérieure:

$$W = \frac{1}{2} \cdot \delta \cdot H^2 \cdot ((1-(Z/H)^2) \cdot \text{ctg}\beta - \text{ctg}\alpha)$$

Force due à l'eau dans la fissure de tension:  $V = \frac{1}{2} \cdot \delta_w \cdot Z_w^2$

Force due à l'eau dans la zone de glissement:

$$U = \frac{1}{2} \cdot \delta_w \cdot Z_w \cdot (H-Z) / \sin\beta$$

$$\text{d'où } F_s = \frac{C_m \cdot A + (W \cdot \cos\beta - U - V \cdot \sin\beta) \cdot \text{tg}\varphi_m}{W \cdot \sin\beta + V \cdot \cos\beta} \quad [2]$$

Où  $C_m$  et  $\varphi_m$ : désignent respectivement la cohésion et l'angle de frottement interne du massif.

$$A = (H-Z) / \sin\beta;$$

$$U = \frac{1}{2} \cdot P_{\max} \cdot A ; \text{ or } P_{\max} = \delta_w \cdot Z_w \text{ ---- } U = \frac{1}{2} \cdot \delta_w \cdot Z_w \cdot (H-Z) / \sin\beta;$$

- $\delta_w$ : poids volumique de l'eau;

- $\delta$ : poids de la roche;

- $\beta$ : est déterminée par  $\beta = \alpha + \varphi_m/2$ ;

• La contrainte dans la surface de glissement s'écrit:

$$\sigma = \delta \cdot Z = 2 \cdot C \cdot \text{ctg}(45^\circ - \varphi_m/2);$$

$$\text{Soit } Z = 2 \cdot C / \delta \cdot \text{ctg}(45^\circ - \varphi_m/2)$$

Où  $(45^\circ - \varphi_m/2)$ : représente l'angle d'inclinaison de la surface de glissement par rapport à la direction de la contrainte normale.

## a.2. Rupture en coin [2]

Il s'agit de l'analyse à trois dimensions d'une masse rocheuse monolithique limitée par une surface polyédrique correspondant à des plans de discontinuités.

Le mécanisme de base de la rupture est simple, mais à cause du grand nombre de variables, le traitement mathématique devient très complexe.

.Hypothèses de base:

- Le volume du rocher est limité par trois plans recoupant le talus naturel;
- Ce volume est indéformable, sans rupture interne possible;
- La résistance au cisaillement, selon les trois plans, dépend de la cohésion et du frottement;
- Les mouvements des forces sont négligés, il n'y a donc qu'une rupture possible par translation.

Forces considérées:

- Le poids total de la masse rocheuse, plus la structure supportée;
- La réaction d'appui de la structure sans tenir compte du moment;
- Les efforts dûs à l'eau sur chaque plan;
- Les efforts d'inertie dûs aux séismes éventuels.

.Définition de la géométrie:

Il faut noter que le plan le plus à plat est appelé plan A et que le plan le plus raide est noté B.  
La condition pour le glissement est définie par  $\psi_{fi} > \psi_i > \varphi$   
où  $\psi_{fi}$  est l'inclinaison de la face du glissement mesurée dans une vue à angle droit de la ligne d'intersection et  $\psi_i$  le plongement de la ligne d'intersection.

.Analyse de la rupture en coin:

Le facteur de sécurité du coin est défini en supposant:

- C = 0 sur plan A et B.
- Pas d'eau.
- $\varphi$ : angle sur les deux plans.

Glissement sur les plans à la fois, donc suivant la ligne d'intersection.

Le facteur de sécurité est:  $F_s = \frac{(RA + RB) \cdot \text{tg} \varphi}{W \cdot \sin \psi_i}$

où RA et RB sont les réactions normales provenant des plans A et B.

Dans le but de trouver RA et RB, on projette horizontalement et verticalement dans une direction suivant la ligne d'intersection:

$$R_{Ax} = R_{Bx} ; R_{Ax} + R_{Bx} = W \cdot \cos \psi_i ;$$

$$\Sigma F_x \quad R_A \cdot \sin(\beta - \frac{1}{2}\delta) = R_B \cdot \cos(\beta + \frac{1}{2}\delta) ;$$

$$\Sigma F_y \quad R_A \cdot \cos(\beta - \frac{1}{2}\delta) + R_B \cdot \cos(\beta + \frac{1}{2}\delta) = W \cdot \cos \psi_i .$$

On en tire :

$$RA + RB = \frac{W \cdot \cos \psi_i \cdot \sin \beta}{\sin \frac{1}{2}\delta}$$

$$\text{et } F_s = \frac{\sin \beta \cdot \text{tg} \varphi}{\sin \frac{1}{2}\delta \cdot \text{tg} \psi_i}$$

### 3.a. Glissement circulaire [5]

Méthode des tranches de Fellenius: (Fig:4-10)

Soit un talus recoupant un certain nombre de couches de formations différentes et de caractéristiques distinctes:  $C_i, \varphi_i, \delta_i$ .

Soit un cercle quelconque de centre o et de rayon R pour lequel on veut déterminer le facteur de sécurité vis à vis du risque de glissement.

La méthode consiste à découper le talus intéressé (compris dans l'arc AMB) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux.

Le découpage est réalisé de telle façon que l'intersection du cercle de glissement et d'une limite de couche (C,D) corresponde à une limite entre deux tranches; le nombre de tranches varie de 1 à 12.

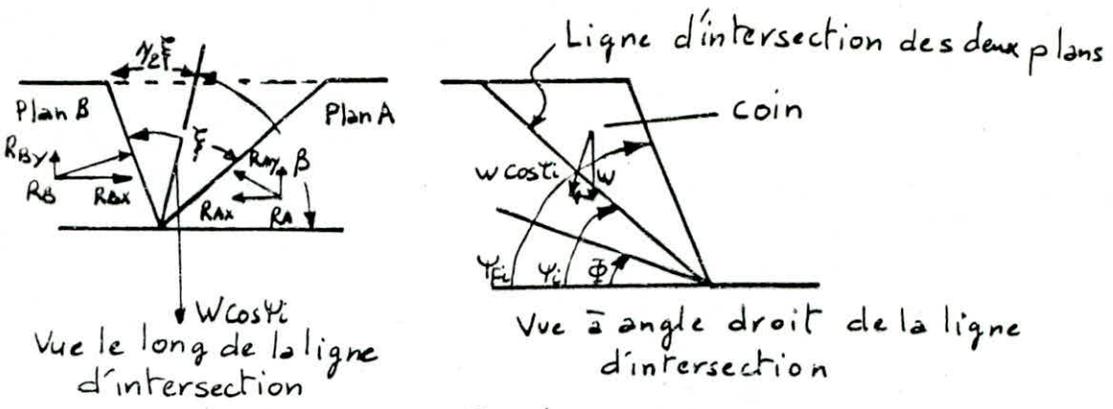
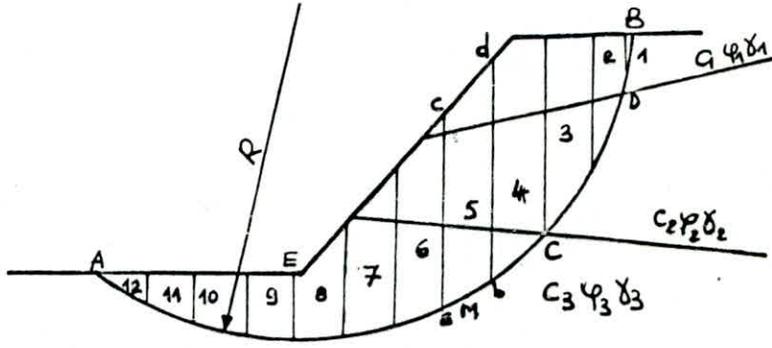
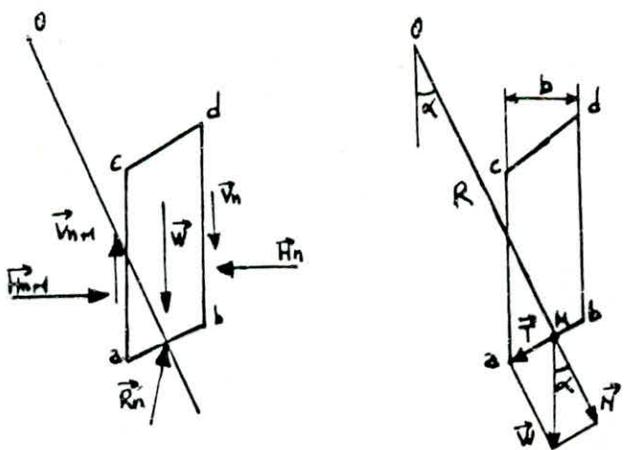


Fig: 4-9- Rupture en coin



a - Méthode des tranches (Fellenius)



b - Forces agissant sur une tranche      c - Hypothèse de Fellenius

Fig: 4-10- Rupture circulaire (Fellenius)

Soit la tranche (a,b,c,d):

Les forces qui agissent sur cette tranche sont:

- Son poids W, où  $W_i = \delta_i \cdot A_i \cdot l_m$ . (A: surface de la tranche);
- La réaction  $R_n$  du milieu sous-jacent sur l'arc ab;
- Les réactions sur les faces verticales cd et ac que l'on peut décomposer en réactions horizontales  $H_n$  et  $H_{n+1}$  et en réactions verticales  $V_n$  et  $V_{n+1}$ . IL s'agit des forces internes du massif.

Nous définirons par rapport au centre o les moments suivants:

- Le moment moteur comme celui du poids des terres  $W_i$  (et des surcharges éventuelles) tendant à provoquer le glissement.
- Les moments résistants comme ceux des réactions s'opposant globalement au glissement de la tranche, à savoir les moments de  $R_n, H_n, H_{n+1}, V_n$  et  $V_{n+1}$ .

Le coefficient ou facteur de sécurité  $F_s$  est défini comme le rapport suivant:

$$F_s = \frac{\overline{\Sigma_{AB}} \text{ Des moments résistants maximaux}}{\overline{\Sigma_{AB}} \text{ Des moments moteurs}}$$

La somme des moments des forces internes pour l'arc AB est nulle. Seule la force  $W = -R_n$  agit sur l'arc ab: (Hypothèse de Féliénus).

On décompose le poids W en une force normale à ab, soit N, et une force tangentielle à ab, soit  $T = W_i \cdot \cos \alpha_i$   
 $T = W_i \cdot \sin \alpha_i$

Le moment résistant maximal est donné d'après la loi de Coulomb pour une valeur maximale de  $R_n = C_i \cdot \overline{ab} + N \cdot \tan \varphi_i$ .

$C_i$  et  $\varphi_i$ : caractéristique mécaniques de la couche dans laquelle est situé ab.

La somme des moments pour toutes les tranches est:

$$M_n = \sum_1^m R_x \cdot [C_i \cdot \overline{ab} + N \cdot \tan \varphi_i]; \text{ où } m: \text{ nombre total des tranches.}$$

Le moment moteur est donné par  $M_t = T \cdot R$  pour l'arc ab;

Pour toutes les tranches:  $M_t = \sum_1^m T_i \cdot R$ ;

$$D'où \quad F_s = \frac{M_n}{M_t} = \frac{\sum_1^m [C_i \cdot \overline{ab} + N \cdot \tan \varphi_i]}{\sum_1^m T_i}$$

$$F_s = \frac{\sum_i (C_i \cdot b_i / \cos \varphi_i + W_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i)}{\sum_i W_i \cdot \sin \alpha_i}; \quad [5]$$

### Calcul de la hauteur critique

La figure (4-8) est utilisée pour déterminer les hauteurs des gradins dans le cas défavorable de gîte des surfaces d'affaiblissement et que  $(\beta)$  soit supérieur à  $\varphi$  ( $\beta > \varphi$ ).

-La formule qui correspond à la figure (4-8-a) est

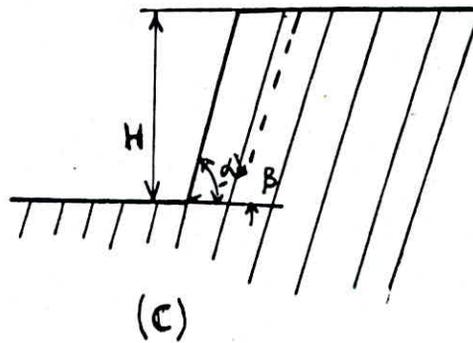
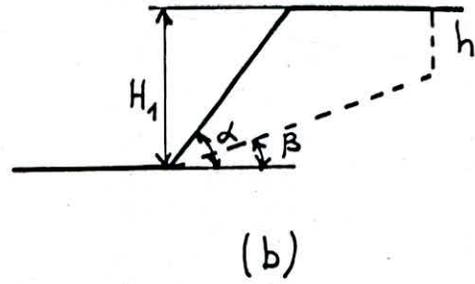
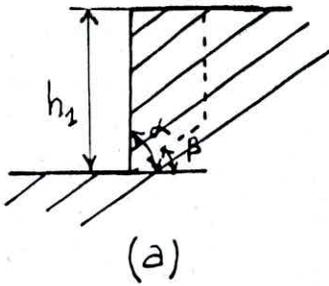
$$h_1 = \frac{C \cdot \cos \varphi}{\delta \cdot \cos \beta \cdot \sin(\beta - \varphi)}$$

-La formule qui correspond à la figure (4-8-b) est:

$$h_1 = \frac{C \cdot \cos \varphi}{\delta \cdot \cos \beta \cdot \sin(\beta - \varphi)} \cdot \frac{1}{1 - \sqrt{\cotg \alpha \cdot \operatorname{tg} \beta}}$$

-La formule qui correspond à la figure (4-8-c) est:

$$H = \frac{2 \cdot C}{\delta} \operatorname{tg}(45 + \frac{1}{2} \varphi) \cdot \frac{1}{1 - \cotg \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi}$$



$\beta$ : angle de pendage  
de surface d'affaiblissement  
 $\alpha$ : angle du talus

• Fig: 4-8 - Schéma de calcul de hauteur critique

# Chapitre-5

EXEMPLE D'APPLICATION DE DETERMINATION DES  
PARAMETRES PHYSICO-MECANQUES DE ROCHE DE LA  
CARRIERE DE CALCAIRE DE KEDDARA

## V. Exemple d'application de détermination des paramètres physico-mécaniques de la carrière de calcaire de Keddara

### V.1. Généralités sur le gisement de calcaire de Keddara [14]

#### 1.a. Situation géographique

Le gisement se trouve à 1,2 Km au Sud-Ouest de la localité de KEDDARA et à 45 Km à l'Est d'Alger. Administrativement, ce gisement appartient au territoire de la wilaya de Boumerdes, les coordonnées géographiques du centre du gisement sont :

$$\begin{aligned} X &= 568,6 \text{ m} \\ Y &= 369,0 \text{ m} \end{aligned}$$

La route nationale n°29 reliant Boudouaou à Lakhdaria passe à 1 Km au Nord du gisement.

#### 1.b. Historique

Les grandes dates qui ont marqué ce gisement sont:

- Choix du site et prospection préliminaire:1974.
- Réserves de catégorie "C" estimées à :14,9 millions de tonnes.
- Ouverture de la carrière, préparation de quelques gradins et montage d'une station de 1975 à 1978.
- Prospection détaillée : Fin 1978, début 1979.
- Entrée en production : Novembre 1978.

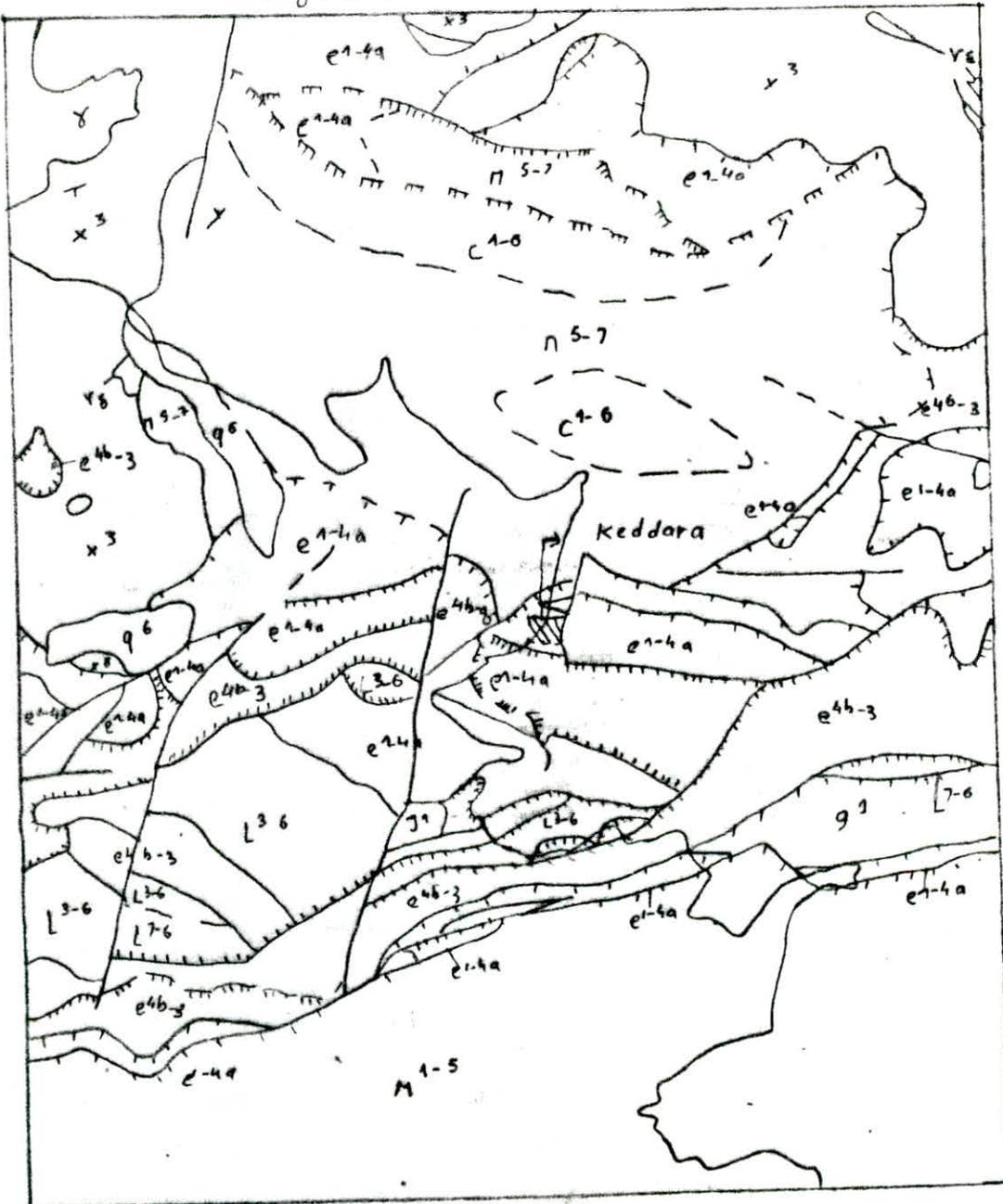
### V.2. Géologie du gisement [13]

#### 2.a. Structure géologique de la région (Fig:5-1)

Sur le plan géologique, la région se rapporte à l'atlas tellien.Sa structure comprend les roches du Jurassique inférieur, du crétacé inférieur et supérieur.

Les roches du pré-cambrien et du permo-trias ne sont pas assez développées. Les dépôts du pré-cambrien sont représentés par des phyllite qui occupent un territoire insignifiant de la partie occidentale de la région.

CARTE GEOLOGIQUE DE LA REGION DE  
KEDDARA Ech 1/50000  
Fig: 5-1



|                   |                          |                |                                |                |                      |
|-------------------|--------------------------|----------------|--------------------------------|----------------|----------------------|
| q6                | Quaternaire              | n 5-7          | Crétacé inf. aptien. albien.   | t <sup>3</sup> | Trias.               |
| g1                | Oligocene                | n 1-5          | Crétacé inf. néocomien aptien. | x <sup>3</sup> | precambrien.         |
| e <sup>4b3</sup>  | Lutécien sup. Oligocene. | j <sup>1</sup> | Jurassique moy.                | y <sup>8</sup> | Granites.            |
| e <sup>1-4a</sup> | Paléocène Lutécien.      | l 7-6          | Lias supér.                    | y <sup>8</sup> | metagabbro-diorites. |
| e <sup>1-6</sup>  | Crétacé sup.             | l 3-6          | Lias infér.                    |                | KEDDARA              |

Les grés et les conglomérats du permo-trias se suivent sous une bande étroite au Sud du village de Keddara. Les lias inférieur et moyen sont constitués de calcaires et de dolomies, développés dans la partie centrale de la région. Les calcaires représentent la couche productive du gisement étudiée de Keddara.

Les calcaires et marnes du lias moyen du crétacé inférieur sont un peu moins développés.

Les dépôts du crétacé inférieur sont représentés par une assise des grés et argillites intercalés et sont développés sur les surfaces du Sud et du Nord de la région.

Les grés, argiles et calcaires micro-brèches du crétacé supérieur sont répandus au Nord-Est de la région. Les calcaires et grés du pliocène de l'éocène inférieur (du lutétien) sont répandus au centre de la région sous des terrains séparés.

Ici (centre de la région) sont développés des grés, marnes brèches et conglomérats du lutétien supérieur de l'oligocène inférieur. Le quaternaire est représenté par des argiles et limons de recouvrement, des formations déluvienne des pentes montagnes et celles alluviales de l'oued Keddara.

Les roches de l'âge paléozoïque forment l'étage inférieur structural.

Elles sont bien disloquées dans des plissements étroits renversés latitudinaux, compliqués par un système de failles et de charriages par des blocs séparés.

Les roches sont souvent fissurées et traversées par des fillons de calcite et baryte. Le paléogène forme l'étage supérieur structural.

Il est refoulé dans des plis plus doux. Les roches intrusives sont représentées par des corps de gabbro-diorites métamorphisés au Nord de la région.

## 2.b. Données générales sur le gisement (Fig: 5-1b)

Le gisement de KEDDARA est situé dans le territoire de l'Atlas du Nord avec un relief complexe. Il occupe la dorsale de la chaîne calcaire qui se poursuit du Djebel Bouzegza à l'Ouest jusqu'à Kial Maroun à l'Est. c'est un gisement qui est associé à un bloc tectonique se prolongeant sur 20 Km en direction du Nord-Est et est constitué de calcaire bréchique et au Nord avec des grès, des hurnes et des schistes argileux comme substances lutétiens.

Des calcaires gris-clairs à gris foncés en petits cristaux avec de nombreuses petites (1-2 Cm) coquilles de nummilithes qui sont fortement cimentées avec des roches encaissantes.

La roche est massive avec de nombreux filonnets ramifiés de calcite blanche cristalline comportant des intervalles sporadiques de baradiques à grands cristaux.

Les coquilles de nummilithes qui constituent les 80 à 90% de la roche sont cimentées par une calcite à grands cristaux et dolomie. Dans les calcaires, la dolomitisation diminue avec la profondeur et cède la place à une minéralisation dolomie calcite et sidérose calcite.

En surface, le gisement possède des cavités Karstiques associées aux cassures qui sont des fissures sinueuses avec poches dont la largeur est de 0,3 à 2,3 m d'une profondeur de 2,5 m. Outre cela, les sondages ont permis de découvrir des Karsts internes jusqu'à 0,4 m de puissance remplis complètement d'argiles brun-foncé.

La zone de la faille qui sépare les calcaires nummilitiques des roches du même âge est nettement continue dans la partie Est du gisement. Elle a un pendage raide de 60° environ et une largeur qui dépasse les 100-150 m dans la partie Nord du gisement.

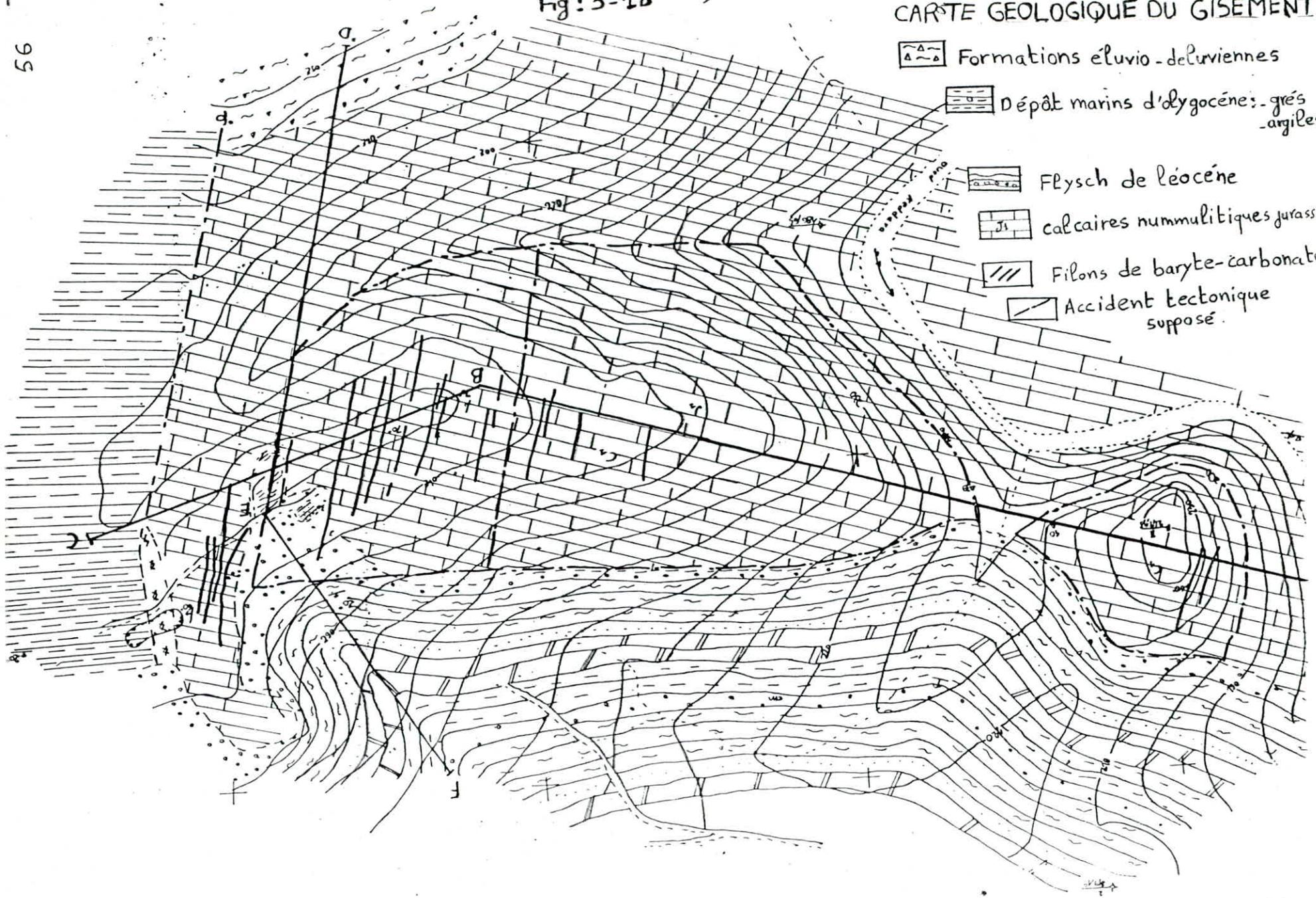
La faille a une direction sublatitudinale avec un angle de 55-65°.

Dans la partie Est du gisement, et plus particulièrement dans les entailles de la carrière, des brèches tectoniques greso-calcaires avec une puissance visible de 28 m ont été découvertes dans la zone de la faille.

Fig: 5-1b

# CARTE GEOLOGIQUE DU GISEMENT

-  Formations éluvio-déluvienne
-  Dépôt marins d'oligocènes - grès - argiles
-  Flysch de l'éocène
-  calcaires nummulitiques jurassique
-  Filons de baryte-carbonatés
-  Accident tectonique supposé.



Le gisement est limité à l'Ouest par l'oued KEDDARA, à l'Est par la faille Nord-Sud au contact de grès, schistes et par les marnes au Sud de KEDDARA. Au Sud et au Nord par des dépôts alluvionnaires éventuellement argileux.

Le gisement a été reconnu par sept sondages de 100 m en mur du gisement qui est constitué de grès quartzeux carbonates.

## 2.c. Caractéristiques du gisement

Les travaux géologiques ont contribué à la prospection détaillée du gisement de calcaire utilisable dans la production d'agrégats.

Les réserves de calcaire du gisement, calculées pour les catégories B + C, et tenant compte du coefficient de Kartification, sont estimées à 6,574320 m<sup>3</sup> foisonnées.

Le gisement principal (EPERON) se caractérise par un accès facile et des conditions minières favorables à l'exploitation.

Le MAMELON, petit gisement à proximité de la station, possède une surface très Karstique. Il contient environ 1,5 million de tonnes de calcaire.

L'EPERON possède sur sa partie supérieure un taux de 10% de stérile par gradin. C'est surtout au niveau supérieur qu'on note la présence de Karstes terreux (Baryte diffusé, contacts, etc...). La limite Sud de l'EPERON n'atteint pas Oued Bouzegza dont les crues risqueraient d'inonder le chantier.

La limite Est de la carrière est la faille au niveau supérieur 308 m.  
Le front résiduel à l'exploitation superposera 12 niveaux, soit: 114 m.

Au Nord, le contact stérile n'est débordé qu'au niveau 248 m.

### V.3. Aperçu sur l'exploitaton de la carrière de Keddara [14]

#### 3.a. Condition minières et techniques d'exploitation

Le gisement présente une évaluation de 150 m au dessus du niveau de l'eau de l'Oued Keddara et de 300 m du niveau de la mer.

Il possède un accès facile et son exploitation se fait à ciel ouvert, de haut vers le bas par gradin de 12 m de hauteur.

#### 3.b. Généralités

La hauteur du gradin est de 12 m vu la dureté de la roche qui est de 8 à 10 (selon Protodiakounov), l'angle du talus du gradin est de 80°.

La largeur de la plate-forme de travail est de 20 à 30 m.

L'exploitation par gradin se fait en un seul bloc.

L'angle du talus de liquidation doit être de 60°, la largeur de la berme de sécurité devra être de 7 m, on exploite simultanément deux gradins. Chaque année, un nouveau gradin est préparé pendant l'été.

#### 3.c. Méthode et mode d'exploitation

La méthode retenue d' après les conditions du gisement est celle dite «exploitation par étage». La forme allongée du gisement dans les gradins supérieurs de l'EPERON fait qu'ils aménageaient des fronts Nord-Sud se déplaçant de l'Oued vers l'Est.

L'avantage principal était de disposer plus rapidement d'une vaste plate forme de travail et de pouvoir ouvrir plus vite le niveau inférieur suivant.

.Mode d'ouverture: elle se fait par une demi-tranchée principale. Chaque gradin en exploitation est pourvu d'une demi-tranchée d'accès.

#### 3.d. La structure de la mécanisatoin complexe (Fig:5-2)

On utilise des machines de forage, des travaux de tir, des machines de chargements, des camions et à la fin le concasseur primaire qui se trouve au fond de la carrière.

#### d.1. Travaux d'abattage

Forage: il est assuré par des sondeuses de type ATLAS COPO (Crawler pneumatique: engin de forage pneumatique sur chenilles) qui sont alimentées par un compresseur mobile de type Radaelli-Sud et Inger Soll-Rand.

Caractéristiques techniques de la sondeuse ATLAS COPO:

- \_ Moteur: Diesel.
- \_ Energie: Gazoil.
- \_ poids: 4450 Kg.
- \_ Vitesse de roulage maximale: 2,5 Km/h.
- \_ Pression au sol: 0,06 N/mm<sup>2</sup>.

Principaux paramètres des travaux de tir (Fig: 5-3) :

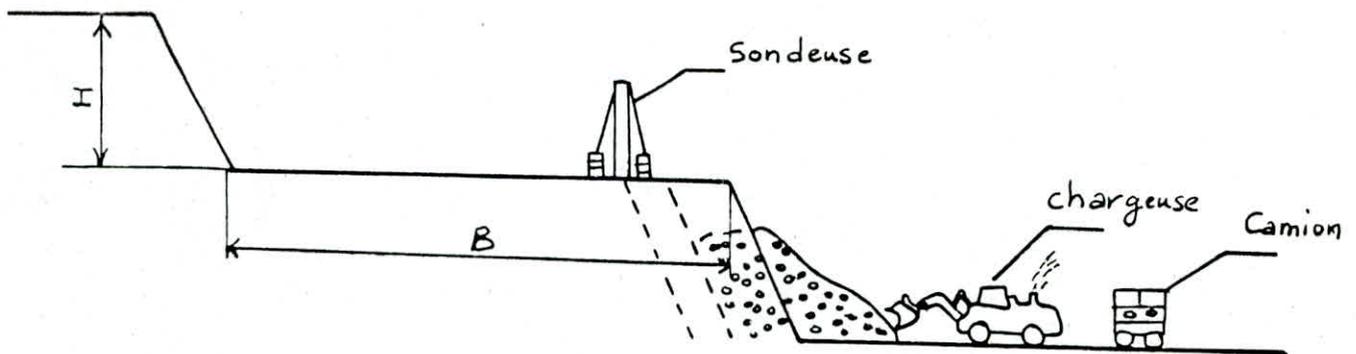
- \_ Diametre du trou: 89 mm
- \_ Hauteur du gradin: H = 12 m
- \_ Longueur du trou: L = 13 m
- \_ Inclinaison du trou:  $\theta = 80^\circ$
- \_ Distance entre les trous: a = 2,2 m
- \_ La ligne de moindre resistance: w = 2,7 m
- \_ Longueur de sous-fourage: ls = 0,8 m
- \_ Nombre de rangées de trous de sondage: 1 à 2
- \_ Longueur du bourrage inférieur: 1,85 m
- \_ Longueur du bourrage supérieur: 3 m

Chargement des trous:

Le cycle de chargement des trous dans la carrière de Keddara se fait de la manière suivante: (Fig: 5-4)  
La première cartouche est attachée au cordeau au moyen de toile isolante soit par un noeud coulant, les autres cartouches se placent en chute libre les unes sur les autres. Il peut y avoir par suite du tassement des cartouches, des irrégularités qu'il faut combler par des bourrages intermédiaires.

La charge secondaire est étalée alternativement sur le reste de la hauteur de la colonne d'explosifs avec l'Anfomil.

Le bourrage supérieur sera dans ce cas au moins aussi long que l'avancement. On diminue ainsi le danger de projection et cela permet un meilleur travail de l'explosif.



H: hauteur du gradin

B: largeur de la plate - forme de travail

Fig: 5-2. Chargement des camions en roche abattues  
à l'aide de pelles mécaniques

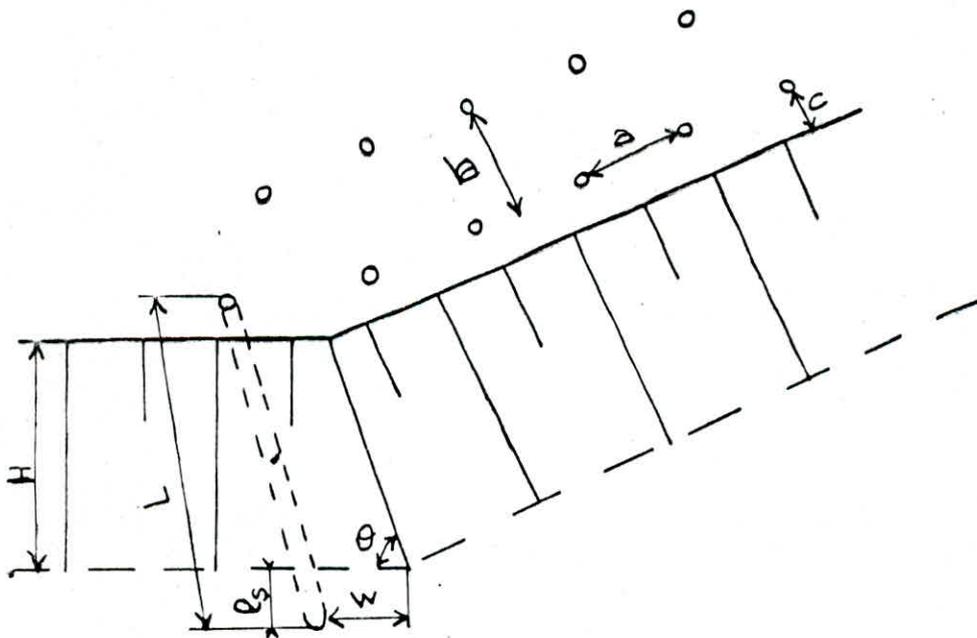
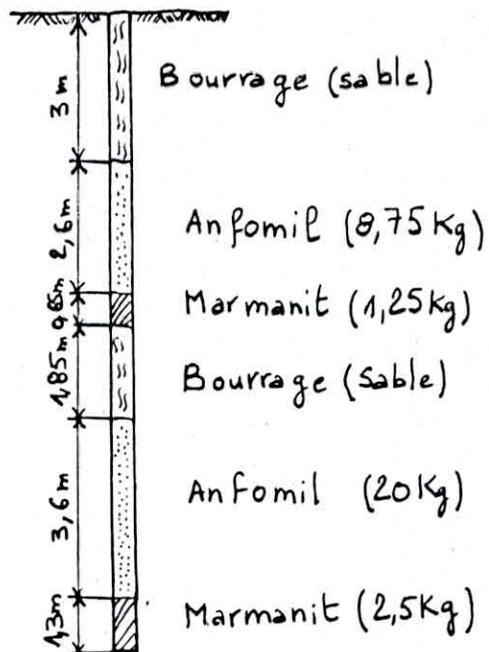
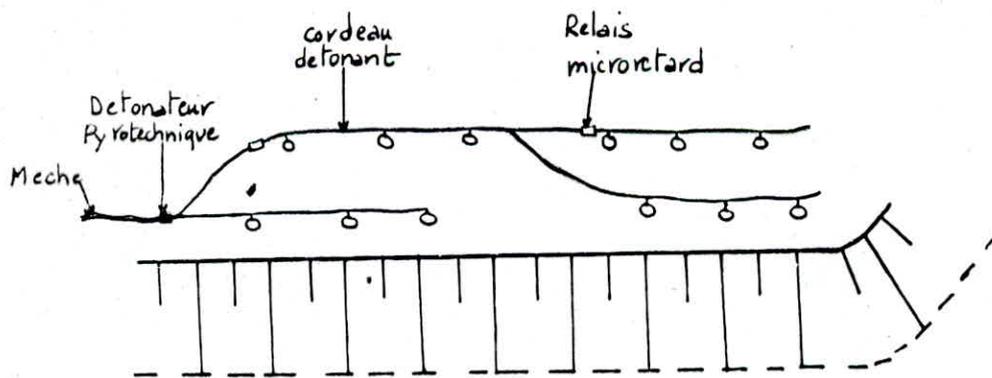


Fig: 5-3 Schema de Foration



A - Repartition de la charge dans le trou de mine



B - Schéma de raccordement

Fig : 5-4 PLAN DE TIR

Afin d'obtenir une meilleure fragmentation et diminuer les ébranlements, l'explosif sera placé sur le cordeau principal et ce entre les trous des retardeurs.

L'amorçage de l'explosif à l'intérieur des trous de mine ainsi que leur raccordement se fait à l'aide du cordeau détonant.

#### d.2. Chargement des roches abbattues

On utilise dans la carrière de Keddara les excavateurs à godet unique qui fonctionnent de manière cyclique.

Les différentes pelles que l'on rencontre dans la carrière de Keddara sont: la pelle KOMATSU W260 et la RH25, les autres chargeuses sont utilisées au chargement du produit marchand et éventuellement au niveau de la reprise de stock tout-venant en cas de besoin.

#### Caractéristiques de la pelle W260 (KOMATSU):

- \_Pelle chargeuse sur pneu
- \_Puissance: 415 CV
- \_Energie: Gaz-oil
- \_Vitesse arrière et avant: 32,6 Km/h
- \_Poids en ordre de marche: 37190 Kg
- \_Moteur: modèle CUMMINS; puissance 415CV; vitesse 2100 tr/mn

#### d.3. Transport des roches abbatues

Le transport des roches est l'un des processus le plus coûteux et le plus difficile. Il représente les 30 à 70% des frais totaux pour le calcul du prix de revient d'une tonne de minerai.

Le moyen de transport qui existe actuellement dans la carrière de Keddara est le transport par camoin. Le parc roulant existant comprend dans la station= 04 camions de 20 tonnes; et au niveau de la carrières= 07 camions de 35 tonnes (5 PERLINI et 2KOMATSU).

Caractéristiques des camions:

\_Dumper PERLINI (04):

.Capacité: 20 tonnes  
 .puissance: 230 CV  
 .Acquisition: 1976

\_Dumper PERLINI (05):

.Capacité: 30 tonnes  
 .Acquisition: 1980

\_Dumper KOMATSU (02):

.Capacité: 35 tonnes  
 .Puissance: 405 CV  
 .Acquisition: 1985  
 .Poids à vide: 25750 Kg  
 .Charge utile: 32000 Kg  
 .Vitesse avant: 60 Km/h  
 .Viteese arrière: 9,3 Km/h

3.e. Mise à terril [8]

La mise à terril consiste à déposer les stériles sur un terrain à proximité de la carrière.

Les terrils doivent avoir une capacité suffisante, un terrain commode qui est situé en dehors du terrain productif mais très éloigné du champ minier. Les terrils peuvent être intérieurs ou extérieurs

Dans le cas de la carrière de Keddara, le terril est extérieur. D'une façon générale, on choisit comme endroit de dépôt les ravins, les dépressions et les flancs des montagnes

Le transport des roches stériles est effectué par camion, puis on procède à l'aplanissement par Bull-dozer.

#### V.4. Détermination des paramètres physico-mécanique de la roche au laboratoire

Durant le stage qu'on a effectué au sein de l'unité de Keddara (ENOF), on a prélevé, en divers endroits et à des distances variables des échantillons de roches se situant dans les différents gradins qui correspondent aux niveaux suivants:

Niveau 260 m (Z1); niveau 248 m (Z2); niveau 236 m (Z3).

En outre, les échantillons prélevés ont des dimensions variables (20 à 40 Cm).

Au laboratoire de géotechnique de l'EREM Boumerdès, nous avons confectionné à l'aide d'une carotteuse trente-deux (32) éprouvettes à partir des échantillons, cités précédemment

#### 4.1. Détermination des propriétés physiques de la roche

##### 4.1.1. Détermination de la masse volumique, teneur en eau, degrés de saturation et porosité

.Méthode du pesage hydrostatique:

-----

Le pesage hydrostatique est basé sur la mesure du volume de l'échantillon à partir de la masse de liquide déplacée (eau). Voir annexe: I-1

A l'aide de cette méthode on détermine la masse volumique apparente ( $\delta_{ap}$ ) qui est le rapport de la masse de l'échantillon sec «m» à son volume apparent (V):

$\delta_{ap}$  est donnée par la formule:  $\delta_{ap} = Ps/V$  ;g/Cm<sup>3</sup> ou Kg/m<sup>3</sup>.

.Mode opératoire:

Pour la réalisation de l'essai, nous avons utilisé les échantillons cylindriques ayant un diamètre égal à sa hauteur et vaut 4 Cm.

On soumet l'échantillon à l'étuve pendant 24 heures et à une température de 105° C, en suite on le met dans le dessiccateur. Cette dernière opération vise à supprimer

l'humidité et créer le vide des pores. C'est à partir de cet état qu'on pèse l'échantillon sec, on note sa masse (P1). La balance utilisée est du type METTLER P2010 avec d'une précision de 0,1 g.

L'échantillon est soumis à une immersion pendant 24 heures, et après sa pesée, on note sa masse (P2).

Par la suite on fait le pesage hydrostatique de l'échantillon qui est toujours immergé. On obtient ainsi (P3).

A partir de ces différentes, mesures on calcule la masse volumique apparente qui est donnée par la formule suivante:

$$\delta_{ap} = \frac{P1}{P2 - P3} \quad ; g/Cm^3. \quad [18]$$

Où : -P1: masse de l'échantillon sec; g  
 -P2: masse de l'échantillon humide; g  
 -P3: masse de l'échantillon dans l'eau; g  
 - $\delta_w$ : masse volumique de l'eau;  $\delta_w = 1 \text{ g/Cm}^3$ .

Les résultats obtenus sont portés dans le tableau: V-1

.La teneur en eau, porosité ouverte et degré de saturation sont déterminés de la manière suivante:

$$\text{Teneur en eau (Wm): } Wm = \frac{P2 - P1}{P1} \cdot 100 \quad ;\%. \quad [18]$$

$$\text{Porosité ouverte (no): } no = \frac{P2 - P1}{P2 - P3} \cdot 100 \quad ;\%. \quad [18]$$

$$\text{Degré de saturation (S): } S = \frac{Wm}{no} \quad [18]$$

Le degré de saturation indique dans quelle proportion l'eau remplace l'air dans les vides des roches.

Les valeurs de Wm; no et S sont portés sur le tableau: V-1.

Tableau: V-1

| Gradin | N <sup>o</sup> ech. | V<br>(Cm3) | P1<br>(g) | P2<br>(g) | P3<br>(g) | ρ <sub>abs</sub><br>(g/Cm3) | Wm<br>(%) | no<br>(%) | S    |
|--------|---------------------|------------|-----------|-----------|-----------|-----------------------------|-----------|-----------|------|
| Z1-1   | 1                   | 56,81      | 152,1     | 152,8     | 96,3      | 2,69                        | 0,46      | 1,24      | 0,37 |
|        | 2                   | 54,79      | 145,5     | 146,2     | 92,0      | 2,68                        | 0,48      | 1,29      | 0,37 |
|        | 3                   | 55,46      | 148,9     | 149,5     | 94,2      | 2,69                        | 0,40      | 1,08      | 0,37 |
| Z1-2   | 4                   | 55,46      | 146,2     | 146,5     | 92,0      | 2,68                        | 0,2       | 0,55      | 0,36 |
|        | 5                   | 56,13      | 152,2     | 152,2     | 95,9      | 2,69                        | 0,2       | 0,53      | 0,38 |
| Z2-1   | 6                   | 60,96      | 154,8     | 155,1     | 97,3      | 2,68                        | 0,19      | 0,52      | 0,36 |
|        | 7                   | 56,13      | 153,9     | 154,3     | 98,3      | 2,68                        | 0,26      | 0,71      | 0,37 |
| Z2-2   | 8                   | 52,81      | 146,4     | 147,0     | 93,4      | 2,73                        | 0,41      | 1,12      | 0,37 |
|        | 9                   | 56,13      | 154,3     | 154,5     | 98,7      | 2,76                        | 0,13      | 0,36      | 0,36 |
| Z2-3   | 10                  | 58,19      | 148,0     | 148,4     | 93,9      | 2,71                        | 0,27      | 0,73      | 0,37 |
|        | 11                  | 55,46      | 145,2     | 145,6     | 91,4      | 2,68                        | 0,27      | 0,74      | 0,36 |
| Z3-1   | 12                  | 56,13      | 148,5     | 148,9     | 93,7      | 2,69                        | 0,27      | 0,72      | 0,36 |

.Methode du pycnomètre:  
-----

Cette méthode permet d'utiliser des fragments de minéraux de très faibles quantités. A l'aide de cette méthode on peut déterminer la masse volumique absolue.

Par définition la masse volumique absolue est le rapport de la masse «m» de l'échantillon sec à son volume vrai (volume de la partie solide dans le corps poreux).

.Mode opératoire:

Après le broyage, la granulométrie, de la matière fragmentée et tamisée, doit être de la classe 60 - 100 µm.

L'échantillon est soumis à l'étuvage pour une durée 24 heures et à une température de 105° C. En suite on le met dans le dessiccateur.

Toutes les pesées sont faites à l'aide d'une balance de type METTLERH31AR, de précision 0,1 mg et se déroulent comme suit:

On doit peser l'échantillon et tout le contenu du pycnomètre en prenant la précaution de ne pas atteindre 160 g, qui est la masse maximale acceptable pour la balance.

- 1-On pèse le pycnomètre vide et sec; soit (P1). (Voir annexe: I-2)
- 2-On introduit dans le pycnomètre le corps broyé et on pèse à nouveau à sec, soit (P2) cette masse.

La masse de la prise d'essai est la suivante:  $P = P2 - P1$ .

3-Le pycnomètre contenant toujours le corps est rempli d'eau distillée, on le soumet au chauffage, pendant 20 mn sur, une plaque pour provoquer le départ des bulles d'air. En suite, on ferme le pycnomètre avec un bouchon étanche et puis on le fait refroidir dans un bac d'eau, jusqu'à une température de 20° C. Ce refroidissement est suivi par le jaugeage du pycnomètre jusqu'au trait de repère du col. Le flacon est pesé en cet état, soit (P3) la masse obtenue.

$P3 = \text{masse du pycnomètre} + \text{masse échantillon} + \text{masse eau distillé.}$

4-Le flacon est vidé de son eau, on en extrait le corps solide après lavage à l'eau distillée, on le remplit à nouveau d'eau distillée jusqu'au repère du col. A cet état on effectue une nouvelle pesée, soit (P4) la masse obtenue.

P4 = masse du pycnomètre + masse d'eau distillé.

Ainsi on obtient la masse volumique absolue ( $\delta_{abs}$ ) qui est donnée par la formule suivante:

$$\delta_{abs} = \frac{P1}{P1 + P3 - P2} ; \text{ g/Cm}^3 \text{ ou Kg/m}^3. [19]$$

Les résultats de ces mesures sont portés dans le tableau:V-2

En utilisant les méthodes citées précédemment (méthodes du pesage hydrostatique et du pycnomètre), on peut déterminer:

.La porosité totale:

Elle est exprimée en pourcentage (%) et est donnée par la formule suivante:

$$nt = \frac{\delta_{abs} - \delta_{ap}}{\delta_{abs}} 100 ; \%. [18]$$

.La porosité fermée:

C'est le rapport entre le volume totale des pores fermés et le volume de l'éprouvette. Elle exprimée en (%) et est donnée par la formule suivante:

$$nf = nt - no [18]$$

Les résultats de ces mesures sont donnés dans le tableau:V-3.

Tableau: V-2

| Gradin | N°ech. | P1<br>(g) | P2<br>(g) | P3<br>(g) | P4<br>(g) | $\delta_{abs}$<br>(g/Cm3) |
|--------|--------|-----------|-----------|-----------|-----------|---------------------------|
| Z1-1   | 1      | 53,4448   | 61,0706   | 157,6380  | 152,7989  | 2,74                      |
|        | 2      | 54,6065   | 62,4913   | 159,2188  | 154,2089  | 2,74                      |
| Z1-2   | 3      | 54,1764   | 61,8367   | 158,3361  | 153,4883  | 2,72                      |
|        | 4      | 54,5898   | 62,2345   | 159,0965  | 154,2656  | 2,72                      |
| Z2-1   | 5      | 54,4387   | 62,3941   | 158,7718  | 153,7356  | 2,72                      |
|        | 6      | 54,5425   | 62,1704   | 158,9851  | 154,1710  | 2,71                      |
| Z2-2   | 7      | 53,8769   | 61,8601   | 157,9633  | 152,8870  | 2,75                      |
|        | 8      | 53,8916   | 59,6165   | 156,1051  | 151,2559  | 2,69                      |
| Z2-3   | 9      | 52,6125   | 60,4459   | 156,9847  | 151,9422  | 2,81                      |
|        | 10     | 54,0044   | 61,8661   | 158,4511  | 153,3747  | 2,82                      |
| Z3-1   | 11     | 51,0073   | 58,8093   | 155,1662  | 150,2186  | 2,73                      |
|        | 12     | 51,5525   | 59,4609   | 155,6663  | 150,7808  | 2,62                      |

Tableau: V-3

| Gradin | N°ech. | $\delta_{abs}$<br>(g/Cm3) | $\delta_{ap}$<br>(g/Cm3) | nt<br>(%) | no<br>(%) | nf<br>(%) |
|--------|--------|---------------------------|--------------------------|-----------|-----------|-----------|
| Z1-1   | 1      | 2,74                      | 2,69                     | 1,82      | 1,24      | 0,58      |
|        | 2      | 2,74                      | 2,68                     | 2,19      | 1,29      | 0,90      |
| Z1-2   | 3      | 2,72                      | 2,68                     | 1,47      | 0,55      | 0,92      |
|        | 4      | 2,72                      | 2,68                     | 1,47      | 0,55      | 0,92      |
| Z2-1   | 5      | 2,72                      | 2,69                     | 1,10      | 0,53      | 0,57      |
|        | 6      | 2,71                      | 2,68                     | 1,11      | 0,52      | 0,59      |
| Z2-2   | 7      | 2,75                      | 2,68                     | 2,54      | 1,40      | 1,14      |
|        | 8      | 2,68                      | 2,73                     | -         | 1,12      | -         |
| Z2-3   | 9      | 2,81                      | 2,76                     | 1,78      | 0,36      | 1,42      |
|        | 10     | 2,82                      | 1,78                     | 3,9       | 0,73      | 3,17      |
| Z3-1   | 11     | 2,73                      | 2,68                     | 1,83      | 0,74      | 1,09      |
|        | 12     | 2,62                      | 2,69                     | -         | 0,72      | -         |

.L'interprétation des résultats:

D'après les résultats obtenus au laboratoire relatifs aux essais effectués sur douze (12) échantillons, pris dans des lieux différents, afin de déterminer leur porosité, nous constatons d'une part que cette dernière varie de 1,10 à 3,90 ce qui est faible comme valeur par conséquent le degré de saturation est également faible.

Cette faible porosité peut avoir une influence sur:

-La compacité de la roche: moins la roche est poreuse et plus elle est compacte.

-L'évaluation de réserve:

Les réserves se calculent d'après la formule suivante:

$$Q = \delta.V$$

Dans la formule, c'est la masse volumique ( $\delta$ ) du massif qui est variable en fonction de la porosité.

D'autre part, il ressort du tableau (V-1) une deuxième constatation qui montre que l'absorption massique est inférieure à la porosité totale car une partie des pores est fermée, ils sont sans communication avec le milieu ambiant et inaccessible à l'eau.

#### 4.1.2. Détermination de la célérité des ondes et indice de continuité

Pour la réalisation de l'essai, on a utilisé des échantillons de forme cylindriques de 4cm de diamètre et 8 Cm de hauteur.

.Mode opératoire:

Le principe de la mesure de la vitesse de propagation du son consiste à mesurer le temps qui s'écoule entre le passage d'une impulsion entre deux points distants d'une longueur connue.

On envoie à un émetteur piézoélectrique approprié une impulsion électrique d'une puissance suffisante pour que les ondes résultantes puissent traverser l'échantillon. L'émetteur est placé sur la face de l'éprouvette et un capteur piézoélectrique est placé sur la face opposée.

On détermine à l'aide d'un dispositif électronique adapté le temps que met l'impulsion pour passer de l'émetteur au récepteur (voir annexe 13)

Le rapport de la distance émetteur capteur, en mètre, le temps mesuré, en second, représente la vitesse de propagation des ondes longitudinales.

Expression des resultats: 
$$VL = \frac{L}{T} ; \text{ m/s}$$

- VL: vitesse de propagation du son; m/s
- L: distance emetteur-recepteur; m
- T: temps mesuré; s.

Cette vitesse de propagation nous permet d'obtenir:

- L'indice de continuité (voir chapitre I-A-6)
- Module de young dynamique (voir chapitre I-B-6)
- Le degré de fissuration (voir chapitre I-A-6)

Les résultats de ces mesures sont représentées dans le tableau V-4.

Tableau: V-4

| Gradin | N°ech | D<br>(Cm) | h<br>(Cm) | P <sub>s</sub><br>(g) | ρ<br>(g/Cm <sup>3</sup> ) | t<br>(μs) | VL<br>(m/s) | I <sub>0</sub><br>(%) | E<br>(MPa) | DF   |
|--------|-------|-----------|-----------|-----------------------|---------------------------|-----------|-------------|-----------------------|------------|------|
| Z1-1   | 1     | 4,15      | 8,3       | 300,98                | 2,68                      | 15,8      | 5253,16     | 80,82                 | 73956      | 0,19 |
|        | 2     | 4,20      | 8,4       | 302,66                | 2,60                      | 15,4      | 5454,54     | 83,92                 | 77355      | 0,16 |
| Z1-2   | 3     | 4,20      | 8,5       | 299,30                | 2,54                      | 14,1      | 6028,37     | 92,74                 | 92306      | 0,07 |
|        | 4     | 4,15      | 8,3       | 299,87                | 2,67                      | 14,1      | 5886,52     | 90,56                 | 92518      | 0,09 |
| Z2-1   | 5     | 4,10      | 8,3       | 298,91                | 2,72                      | 13,2      | 6287,88     | 96,74                 | 107540     | 0,03 |
|        | 6     | 4,15      | 8,3       | 297,23                | 2,65                      | 13,7      | 6058,88     | 93,21                 | 97265      | 0,03 |
| Z2-2   | 7     | 4,15      | 8,3       | 308,43                | 2,75                      | 14,9      | 5570,47     | 85,70                 | 85332      | 0,14 |
|        | 8     | 4,15      | 8,3       | 305,15                | 2,72                      | 15,1      | 5496,69     | 84,56                 | 82180      | 0,15 |
| Z3-1   | 9     | 4,15      | 8,4       | 302,40                | 2,66                      | 14,6      | 5753,42     | 88,51                 | 88050      | 0,11 |
|        | 10    | 4,15      | 8,4       | 304,58                | 2,68                      | 15,5      | 5419,35     | 83,37                 | 78709      | 0,17 |
| Z3-2   | 11    | 4,15      | 8,3       | 299,23                | 2,66                      | 16,0      | 5187,50     | 79,81                 | 71581      | 0,20 |
|        | 12    | 4,15      | 8,4       | 301,30                | 2,65                      | 14,5      | 5793,10     | 89,12                 | 88934      | 0,11 |

D\_diamètre de l'éprouvette;

h\_hauteur de l'éprouvette;

## .Interprétation des résultats

Les essais effectués sur les quatorze (14) échantillons pour la détermination de  $I_c$ ,  $E$ (MPa), et  $DF$  ont donné les résultats et les constatations suivantes:

1-L'indice de continuité varie de 79,81 à 96,74% ce qui donne une valeur moyenne de  $I_{cmoy} = 87,83\%$ . En comparant cette valeur à celles du tableau (I-2), on peut conclure que la présence du vide dans la matrice rocheuse est moyenne, la densité de fissuration est de légère à moyenne et que la porosité est moyenne.

2-Le degré de fissuration varie de 0,03 à 0,20. La valeur moyenne est  $DF_{moy} = 0,12$ . D'après le tableau (I-3) et vu que  $DF_{moy} = 0,12$ , on peut dire que la proportion en volume des vides est très faible.

3-Le module de Young dynamique varie de 71581 à 107540 MPa. La valeur moyenne est  $E_{moy} = 87191$  MPa. D'après le tableau (I-7) on conclut que la roche expérimentale est très raide.

## 4.2. Détermination des propriétés mécaniques de la roche

Les essais mécaniques effectués au laboratoire ont porté sur la détermination de la résistance à la compression simple et la résistance à la traction (essai Brésilien) (voir annexe: III-5,6)

Ces essais ont été réalisés à l'aide de deux presses hydrauliques: l'une de dix (10) tonnes, marque SIMTCO (E.N.P) (voir annexe: IV-4) et l'autre de 600 KN, marque Presse Techno.Test (U.R.E.G), la vitesse de chargement est de 0,5 à 1,0 MPa/s. Ces essais ont été effectués sur les échantillons cylindriques.

Les masses et dimensions de ces éprouvettes sont données dans les tableaux (V-5) et (V-6) avec les résultats de ces essais mécaniques.

Tableau: V-5 \_Essai de compression

| Gradin | N° de coh. | Diametre<br>(Cm) | Hauteur<br>(Cm) | Surface<br>(Cm <sup>2</sup> ) | Force max.<br>(Kgf) | Rc=F/S<br>(Kg/Cm <sup>2</sup> ) |
|--------|------------|------------------|-----------------|-------------------------------|---------------------|---------------------------------|
| Z1-1   | 1          | 4,15             | 8,3             | 13,53                         | 9010                | 665,93                          |
|        | 2          | 4,20             | 8,4             | 13,85                         | 9960                | 719,13                          |
| Z1-2   | 3          | 4,20             | 8,5             | 18,85                         | 9320                | 672,20                          |
|        | 4          | 4,15             | 8,3             | 13,53                         | 8770                | 648,20                          |
| Z2-1   | 5          | 4,15             | 8,3             | 13,53                         | 6160                | 455,3                           |
|        | 6          | 4,10             | 8,3             | 13,20                         | 3660                | 277,30                          |
| Z2-2   | 7          | 4,15             | 8,3             | 13,52                         | 6950                | 514,05                          |
|        | 8          | 4,15             | 8,3             | 13,53                         | 5720                | 422,76                          |
| Z3-1   | 9          | 4,15             | 8,4             | 13,53                         | 13020               | 963,02                          |
|        | 10         | 4,15             | 8,4             | 13,53                         | 7570                | 559,91                          |
| Z3-2   | 11         | 4,15             | 8,3             | 13,53                         | 6620                | 489,30                          |
|        | 12         | 4,15             | 8,4             | 13,53                         | 8260                | 610,95                          |

Tableau: V-6 Essai de traction

| Gradin | N <sup>o</sup> ech. | Diametre<br>(Cm) | Hauteur<br>(Cm) | Force max.<br>(Kgf) | Rt=2.f/r.D.H<br>(Kg/Cm <sup>2</sup> ) |
|--------|---------------------|------------------|-----------------|---------------------|---------------------------------------|
| Z1-1   | 1                   | 4,15             | 4,20            | 15,6                | 56,98                                 |
|        | 2                   | 4,15             | 4,15            | 15,3                | 57,24                                 |
| Z2-1   | 3                   | 4,15             | 4,15            | 19,5                | 72,10                                 |
|        | 4                   | 4,20             | 4,4             | 15,4                | 53,05                                 |
| Z2-2   | 5                   | 4,10             | 4,00            | 12,1                | 46,97                                 |
|        | 6                   | 4,00             | 4,20            | 20,40               | 77,30                                 |
|        | 7                   | 4,15             | 4,00            | 10,4                | 39,88                                 |
|        | 8                   | 4,20             | 4,20            | 14,10               | 52,12                                 |
| Z2-3   | 9                   | 4,15             | 4,15            | 14,10               | 52,12                                 |
|        | 10                  | 4,20             | 4,20            | 11,4                | 41,14                                 |
| Z3-1   | 11                  | 4,15             | 4,10            | 23,50               | 87,92                                 |
|        | 12                  | 4,15             | 4,15            | 12,10               | 44,73                                 |
|        | 13                  | 4,15             | 4,20            | 13,90               | 50,77                                 |
| Z3-2   | 14                  | 4,15             | 4,00            | 19,20               | 73,63                                 |

## .Interprétation des résultats

Les résultats obtenus au laboratoire relatifs aux essais effectués sur (12) douze échantillons, pour la détermination de la résistance à la compression, montrent que cette propriété mécanique varie de 422,76 à 963,02 Kg/Cm<sup>2</sup> ce qui donne une résistance moyenne de:  $R_{cmoy} = 597,32 \text{ Kg/Cm}^2$ . En comparant cette valeur de  $R_{cmoy}$  aux valeurs du tableau (I-4), on conclut que la roche calcaire sur laquelle nous avons travaillé est résistante.

Concernant la détermination de la résistance à la traction qui est obtenue par des essais effectués sur dix-huit (18) échantillons et après lecture des résultats obtenus, nous remarquons que cette résistance varie de 35,54 à 87,92 Kg/Cm<sup>2</sup>. Ce qui donne une  $R_{tmoy} = 54,04 \text{ Kg/Cm}^2$ . En comparant cette valeur moyenne ( $R_{tmoy} = 54,04 \text{ Kg/Cm}^2$ ) aux valeurs du tableau (I-4), on déduit également que nous sommes en présence d'une roche résistante.

En conclusion, les résultats précédents dénotent clairement moyennant les deux types d'essais relatifs simultanément à la détermination de la résistance à la compression et la résistance à traction, que la roche expérimentale est résistante.

## .Mesure de la déformation

Pour se faire, nous avons effectué sur des échantillons, des essais de compression simple et en utilisant des comparateurs on étudie les déformations verticales et horizontales. (Voir annexe: IV-8)

Le principe du mode opératoire de cette mesure de déformation est identique à celui indiqué dans le chapitre (III.1.a).

Ces essais nous permettent de tracer les courbes contraintes-déformations axiales et volumique (voir figure: V-1 et V-2) et à partir desquelles on détermine le module de Young ainsi que  $\sigma_s$  (fin de la phase de serrage),  $\sigma_f$  (fin de linéarité des déformations latérales) et  $\sigma_{ol}$  (fin de la phase de linéaire de  $\epsilon_l$ ).

$$\text{Soit: } EV = \tan \delta = \frac{\Delta \sigma}{\Delta \varepsilon} ; \text{ ou } EV = \frac{(0,75.Rc - 0,1.Rc)}{\varepsilon(0,75.Rc) - \varepsilon(0,1.Rc)} \quad [12]$$

D'après la relation entre Rc et Rt, on a pu déterminer:

-La cohésion Cech et l'angle de frottement interne ech

$$Cech = \frac{Rc.Rt}{2.\sqrt{Rc.Rt - Rt^2}} \quad \text{et} \quad \varphi_{ech} = \frac{Rc - 4.Rt}{Rc - 2Rt}$$

Les résultats sont reportés dans le tableau (V-7)

#### .Détermination des caractéristiques mécaniques du massif

Rcm: résistance à la compression du massif;

m: angle de frottement de la formation rocheuse du massif

Cm: cohésion de la formation rocheuse dans le massif.

$$Rcm = \lambda.K1.K2.Rc1 \quad (\text{voir chapitre:III.2})$$

La résistance à la compression moyenne au laboratoire:

$$Rc1 = 597,32 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\text{où } \lambda = 0,32 ; K1 = 0,8 ; K2 = 0,7$$

La résistance à la compression du massif :

$$Rcm = 0,32.0,8.0,7.597,32 = 107 \text{ Kg/Cm}^2$$

La cohésion de la formation rocheuse dans le massif est :

$$Cm = Kf.Kw.Kt.Cech \quad (\text{voir chapitre: III.2})$$

$$\text{où } Kf = 0,2 ; Kw = 0,6 ; Kt = 0,7 ; Cech = 110,43 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$\text{D'où } Cm = 0,2.0,6.0,7.110,43 = 9,28 \text{ Kg/Cm}^2$$

. Angle de frottement de la formation rocheuse dans le massif:

$$\varphi_m = K.\varphi_{ech} \quad (\text{voir chapitre: III.2})$$

$$\text{où } K_p = 0,8 ; \varphi_{ech} = 51^\circ$$

$$\text{D'où } \varphi_m = 0,8.51^\circ = 41^\circ$$

Les résultats globaux obtenus sont dressés dans le tableau: V-8.

Tableau: V-7

| N° eoh. | Cech<br>(Kg/Cm <sup>2</sup> ) | C <sub>ech</sub> * | E <sub>v</sub><br>(Kg/Cm <sup>2</sup> ) | σ <sub>f</sub><br>(Kg/Cm <sup>2</sup> ) | σ <sub>g</sub><br>Kg/Cm <sup>2</sup> | σ <sub>l</sub><br>(Kg/Cm <sup>2</sup> ) |
|---------|-------------------------------|--------------------|---|---|--------------------------------------|---|
| 1       | 113,14                        | 52                 | 108000,54                               | 78                                      | 31                                   | 608                                     |
| 2       | 84,72                         | 61                 | 101000,98                               | 90                                      | 32                                   | 386                                     |
| 3       | 97,75                         | 48                 | 47000,70                                | 101                                     | 46                                   | 435                                     |
| 4       | 123,82                        | 53                 | 55000,34                                | 45                                      | 15                                   | 387                                     |
| 5       | 132,72                        | 43                 | 70000,84                                | -                                       | -                                    | -                                       |

Tableau: V-8

| Roche       | δ<br>(Kg/m <sup>3</sup> ) | R <sub>c</sub><br>(Kg/Cm <sup>2</sup> ) | C<br>(Kg/m <sup>2</sup> ) | φ <sup>(°)</sup> |
|-------------|---------------------------|---|---------------------------|------------------|
| calcaire    |                           |   |                           |                  |
| Laboratoire | 2600,70                   | 596,32                                  | 1104300                   | 51               |
| Massif      |                           | 107,00                                  | 92800                     | 41               |

### V.5. Calcul de la stabilité des talus

Les caractéristiques physiques et mécaniques intervenant lors du calcul de la stabilité sont:

- Le poids volumique;  $\delta$  (Kg/m<sup>3</sup>)
- La cohésion de la roche considérée dans le massif:  $C_m$  (Kg/m<sup>2</sup>)
- L'angle de frottement interne de la roche considérée dans le massif:  $\varphi_m$  (°).

Pour faire notre calcul, nous avons pris les données indiquées dans le tableau: V-8

Dans le cas où la surface de glissement est une surface d'affaiblissement, la cohésion du massif au niveau de la surface de glissement se trouve réduite de 10 à 20 fois alors on calcule les caractéristiques résiduelles:

$$C_r = C_m \cdot K \quad [17] \quad \text{où } -C_r: \text{cohésion résiduelle.}$$

$$-C_m: \text{cohésion du massif.}$$

$$-K: \text{coefficient de diminution (K=0,1)}$$

$$\text{et } \varphi = \varphi_m = \varphi_r$$

Dans notre cas:  $C_r = 9280 \text{ Kg/m}^2$ .

.Méthode de calcul:

Dans le premier cas, on suppose un talus de glissement suivant une surface plane qui fait un angle ( $\beta$ ) avec l'horizontale (Fig:5-5) sans fissure d'arrachement verticale

Le coefficient de sécurité s'écrit alors:

$$F_s = \frac{2 \cdot C_m \cdot \sin \alpha}{\delta \cdot H \cdot \sin(\alpha - \beta) \cdot \sin \beta} + \frac{\text{tg} \varphi_m}{\text{tg} \beta}$$

Le fait de supposer qu'il n'y a pas d'eau dans les fissures et qu'il existe une surface d'affaiblissement réduite de 10 à 20 fois la cohésion par conséquent le coefficient de sécurité se retrouve réduit à son tour. Pour calculer ce coefficient ( $F_s$ ), on fait varier l'angle  $\beta$ . Les valeurs ainsi trouvées sont reportés dans le tableau: V-9 et la courbe: V-3.

Dans le deuxième cas, on suppose un talus sujet à un glissement suivant une surface plane qui fait un angle  $\beta$  avec l'horizontale avec fissure de tension dans la surface supérieure (Fig: 5-6).

Le coefficient de sécurité s'écrit comme suit:

$$F_s = \frac{C_m.A + (W.\cos\beta - U - V.\sin\beta).tg\phi_m}{W.\sin\beta + V.\cos\beta}$$

$$\text{Où } W = \frac{1}{2}.\delta.H^2.((1-(Z/H)^2).\cotg\beta - \cotg\alpha)$$

$$V = \frac{1}{2}.\delta_w.ZW^2$$

$$U = \frac{1}{2}.\delta_w.(Z-H)/\sin\beta$$

$$A = (H-Z)/\sin\beta$$

En supposant les mêmes conditions que précédemment, on aura :

$$F_s = \frac{C_r.A + W.\cos\beta.tg\phi_m}{W.\sin\beta}$$

On calcule le coefficient de sécurité ( $F_s$ ) en faisant varier simultanément l'angle de glissement ( $\beta$ ) et la hauteur de la fissure d'arrachement verticale ( $Z$ ). Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau: V-10 et la courbe: V-4.

.Influence de la présence d'eau dans les fissures d'arrachement

La présence de l'eau dans les fissures d'arrachement influe sur la valeur du coefficient de sécurité car des pressions prennent naissance en tous points de la fissure et modifient aussi l'état des contraintes qui régnaient dans le massif.

$$\text{Soit: } Z = 3 \text{ m}$$

$$\beta = 60^\circ$$

$$m = 41^\circ$$

$$\alpha = 80^\circ$$

$$\text{On a: } F_s = \frac{C_r.A + (W.\cos\beta - U - V.\sin\beta).tg\phi_m}{W.\sin\beta + V.\cos\beta}$$

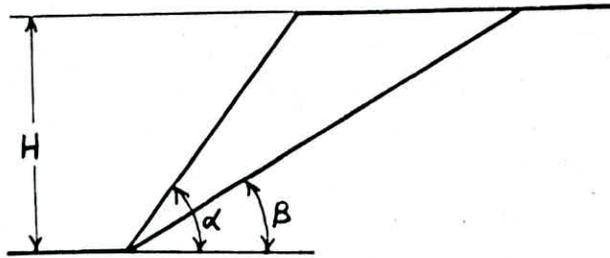


Fig: 5-5 - Glissement plan sans fissure d'arrachement

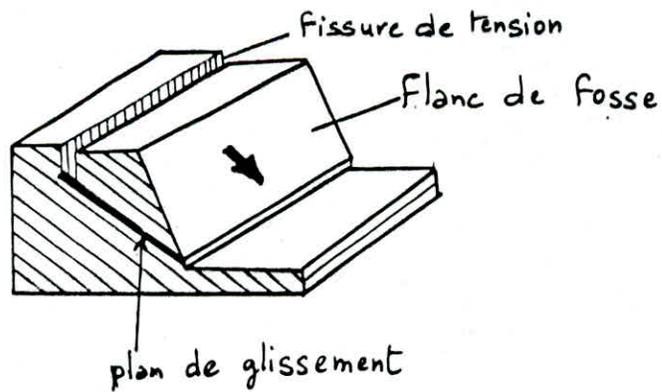


Fig: 5-6 - Glissement plan avec fissure d'arrachement

Les résultats de calcul du coefficient de sécurité en fonction de la hauteur de l'eau dans la fissure d'arrachement sont donnés dans le tableau: V-11 et la courbe: V-5.

#### .Calcul de la hauteur critique

La hauteur critique représente la hauteur maximale que peut avoir un talus et au delà de laquelle il ne serait plus stable.

$$\text{D'après la formule : } H_1 = \frac{C \cdot \cos \varphi}{\delta \cdot \cos \beta \cdot \sin(\beta - \varphi_m)} \frac{1}{1 - \sqrt{\cot \alpha \cdot \tan \beta}}$$

$$\text{Avec } \beta = 60^\circ \\ \varphi_m = 41^\circ$$

$$\text{Donc } H_1 = 36,4 \text{ m}$$

$$\text{D'où } F_s = \frac{H_c}{H_r} \quad \text{avec } H_c: \text{ hauteur critique} \\ H_r: \text{ hauteur réelle.}$$

$$F_s = 3$$

La hauteur réelle est bien inférieure à la hauteur critique d'où un coefficient de sécurité supérieur à un (01).

#### .Interprétation des résultats

-----  
Premier cas: Glissement sans fissure d'arrachement

Dans ce cas, l'étude de la courbe (Fig: V-3 ) montre que le facteur de sécurité diminue lorsque l'angle de la surface d'affaiblissement croît de 25° jusqu'à 50° et au delà de cette valeur le coefficient de sécurité augmente rapidement.

-----  
Deuxième cas: Glissement avec fissure d'arrachement

D'après la figure: V-4 , on constate que la présence de la fissure d'arrachement fait diminuer le coefficient de sécurité d'autant plus que sa hauteur est importante.

En résumé, les résultats obtenus dans les deux cas précédents sont interprétés comme suit:

Pour des valeurs d'angle comprises entre  $25^\circ$  et  $50^\circ$ , le poids de la masse glissante et la surface de base de glissement sont beaucoup plus importants que ceux relatifs aux valeurs comprises entre  $50^\circ$  et  $70^\circ$ .

Par conséquent, on peut conclure que le coefficient de sécurité diminue pour des valeurs d'angle se situant entre  $25^\circ$  et  $50^\circ$ .

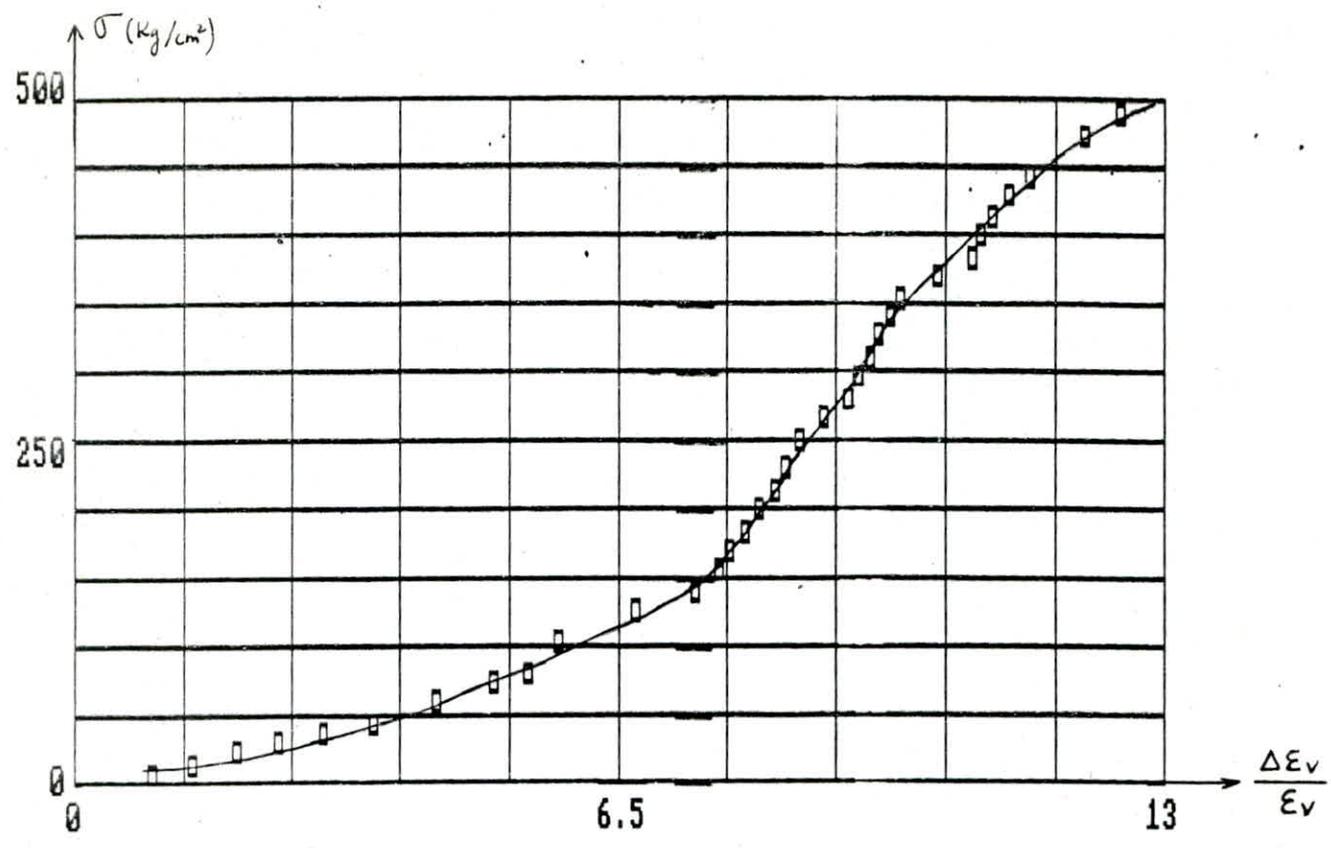
Lors de la détermination de la hauteur critique, nous avons trouvé, après calculs, que le coefficient de sécurité est égal à trois (3).

Ainsi on peut dire que pour augmenter ce coefficient ( $F_s$ ) on doit diminuer la hauteur du talus.

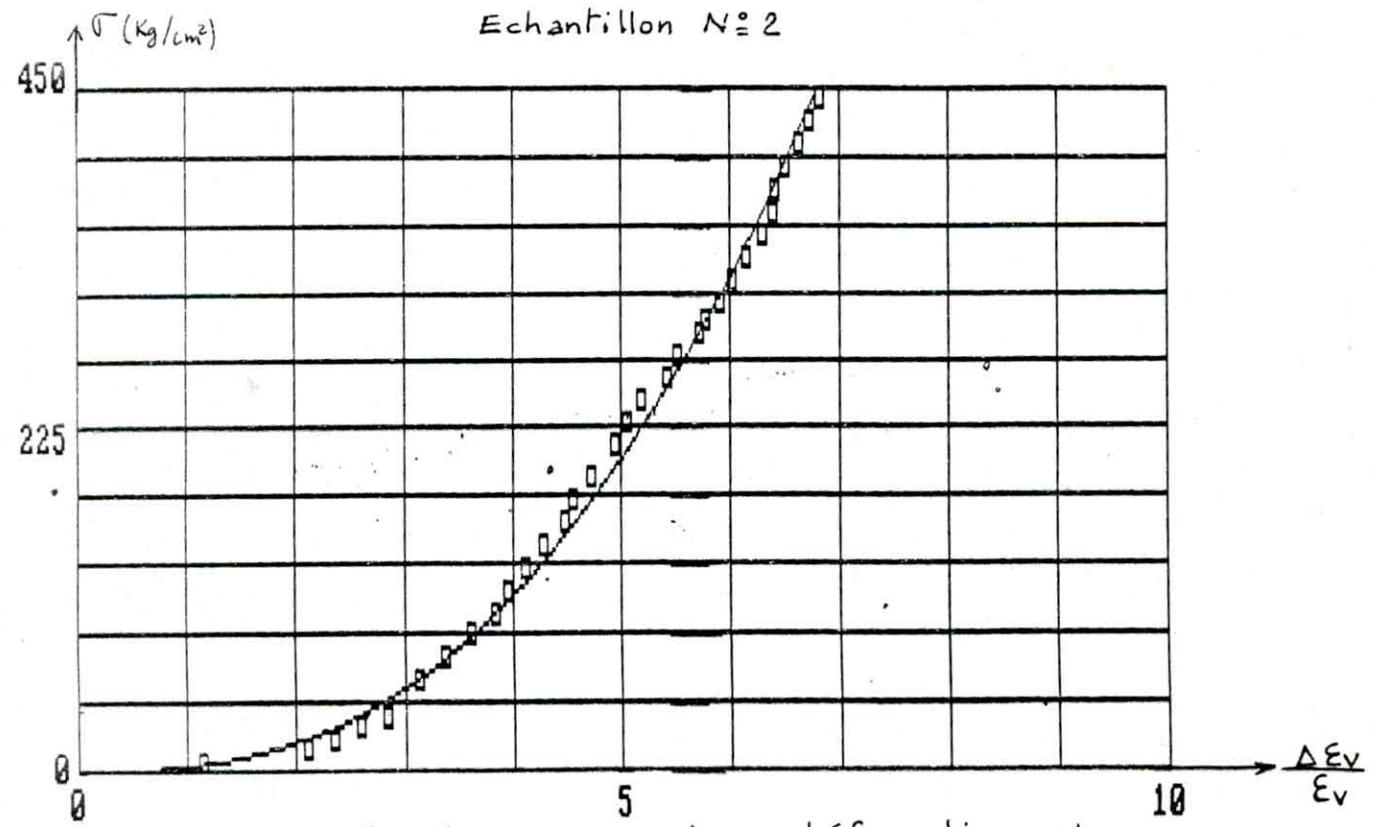
Par ailleurs, on remarque aussi que la présence de l'eau dans les fissures d'arrachement diminue rapidement le coefficient de sécurité, cela est tout à fait logique car les forces de pression engendrées par la présence d'eau augmentent les forces motrices responsables du glissement.

La figure: V-5 illustre bien cette constatation.

Echantillon N°1

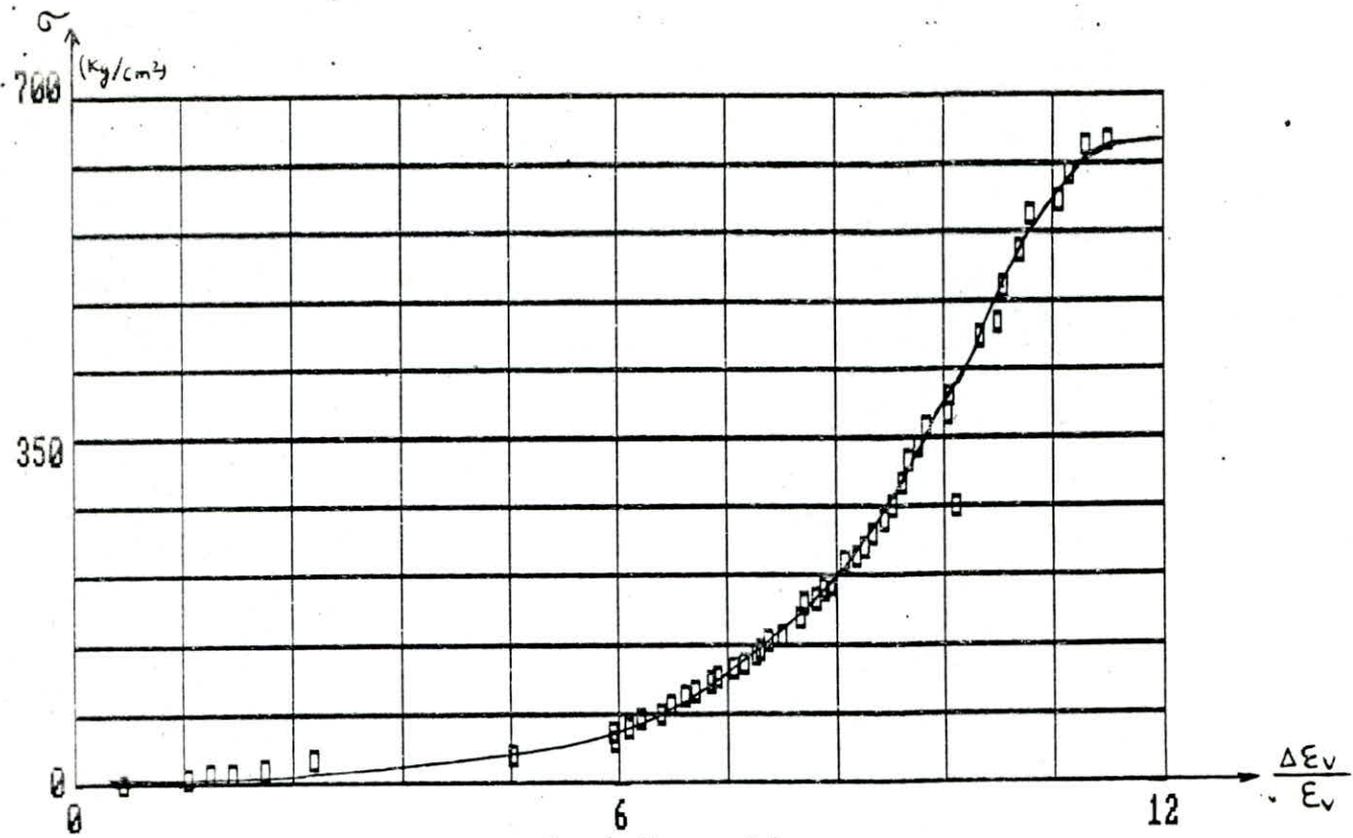


Echantillon N°2

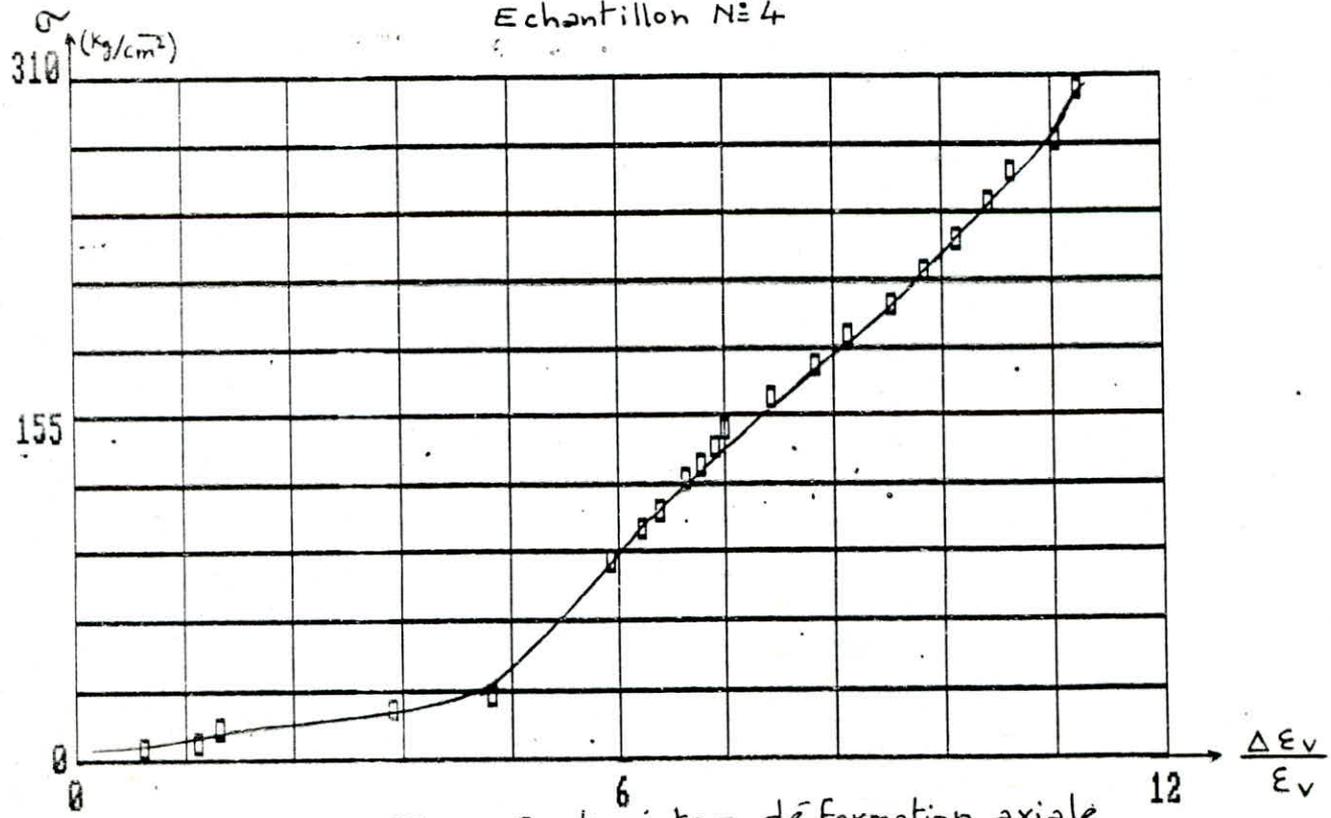


Courbe V.1 - Contrainte - déformation axiale

Echantillon N=3

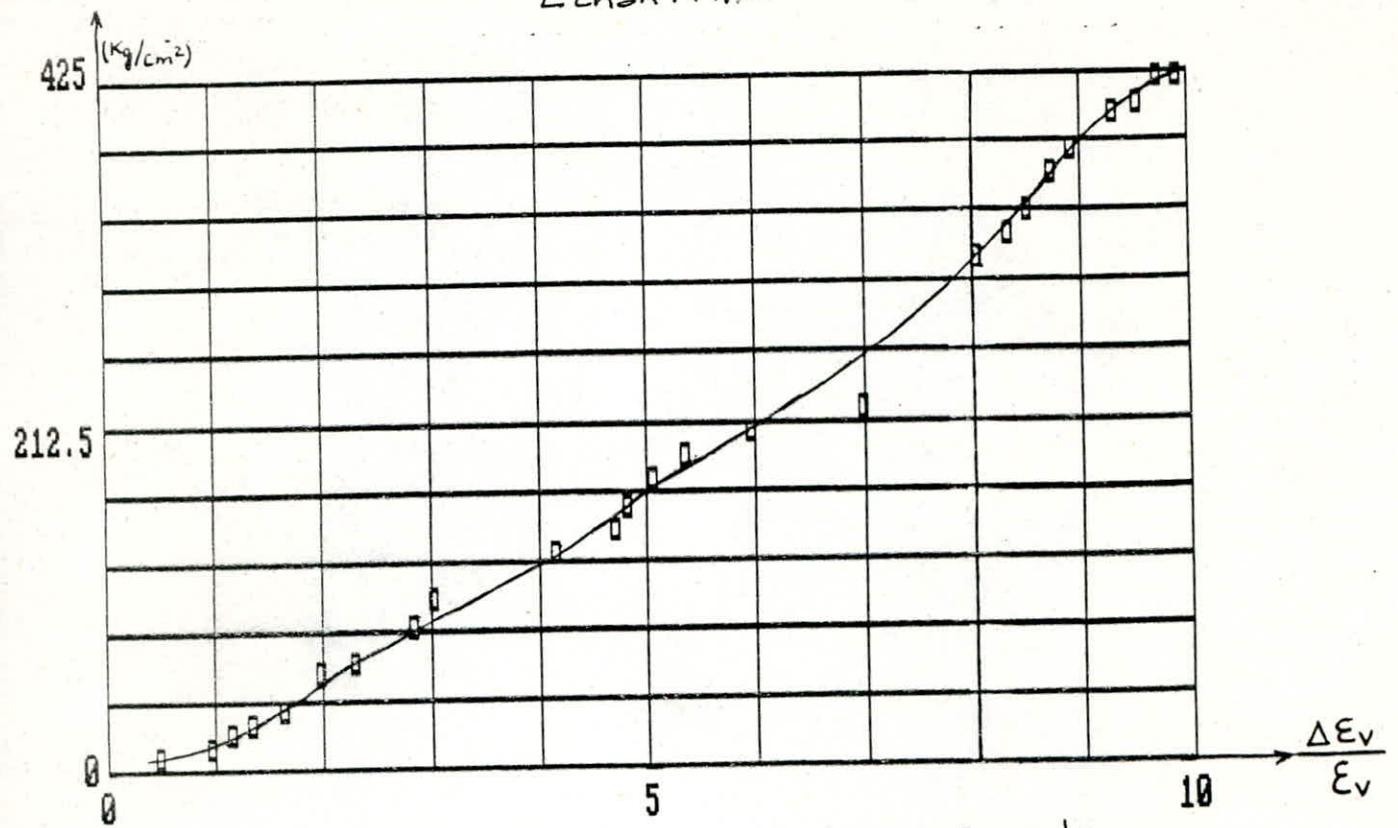


Echantillon N=4



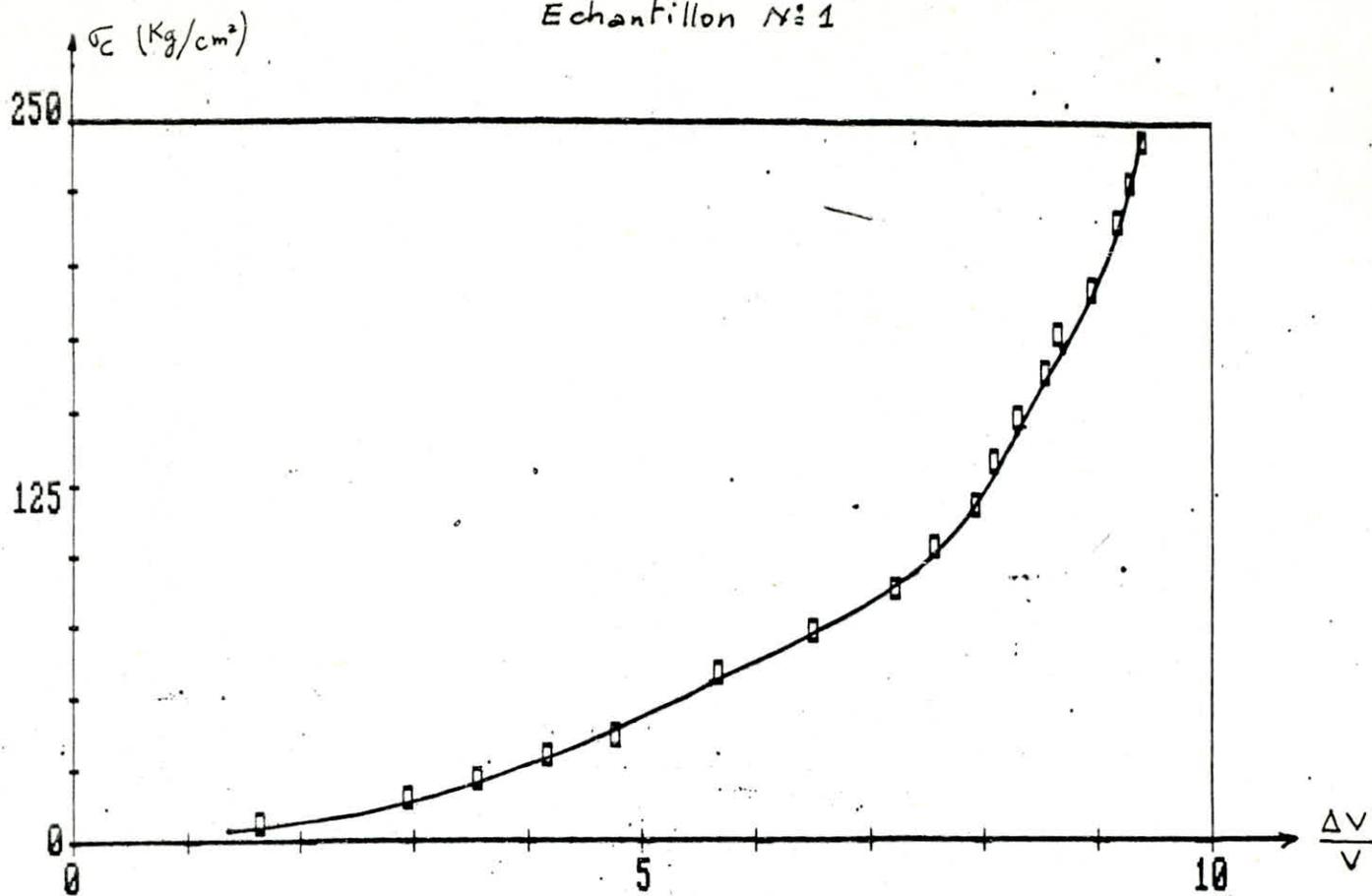
Courbe: V.1 - Contrainte - déformation axiale

Echantillon N°5

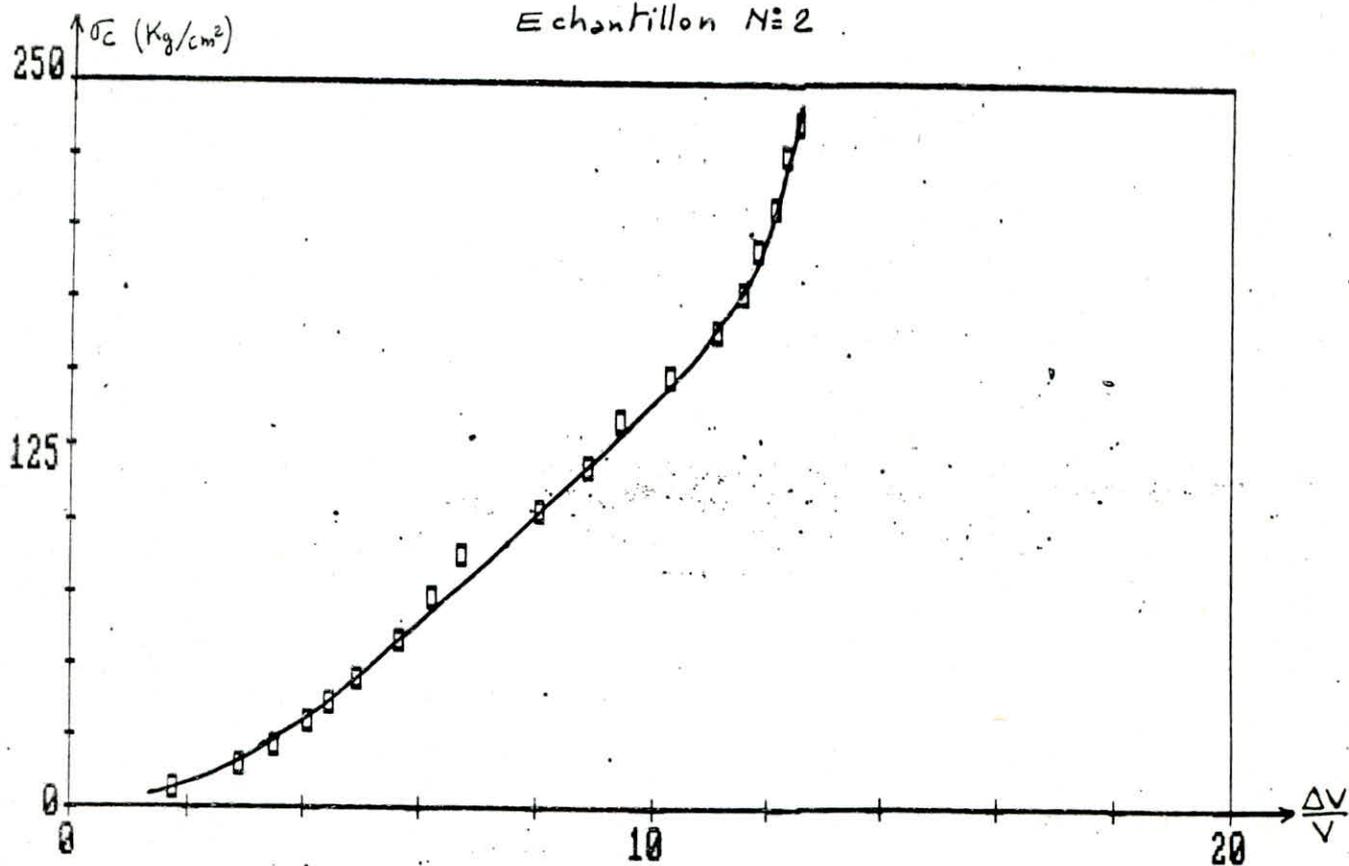


Courbe: V.1 - Contrainte - déformation axiale

Echantillon N° 1

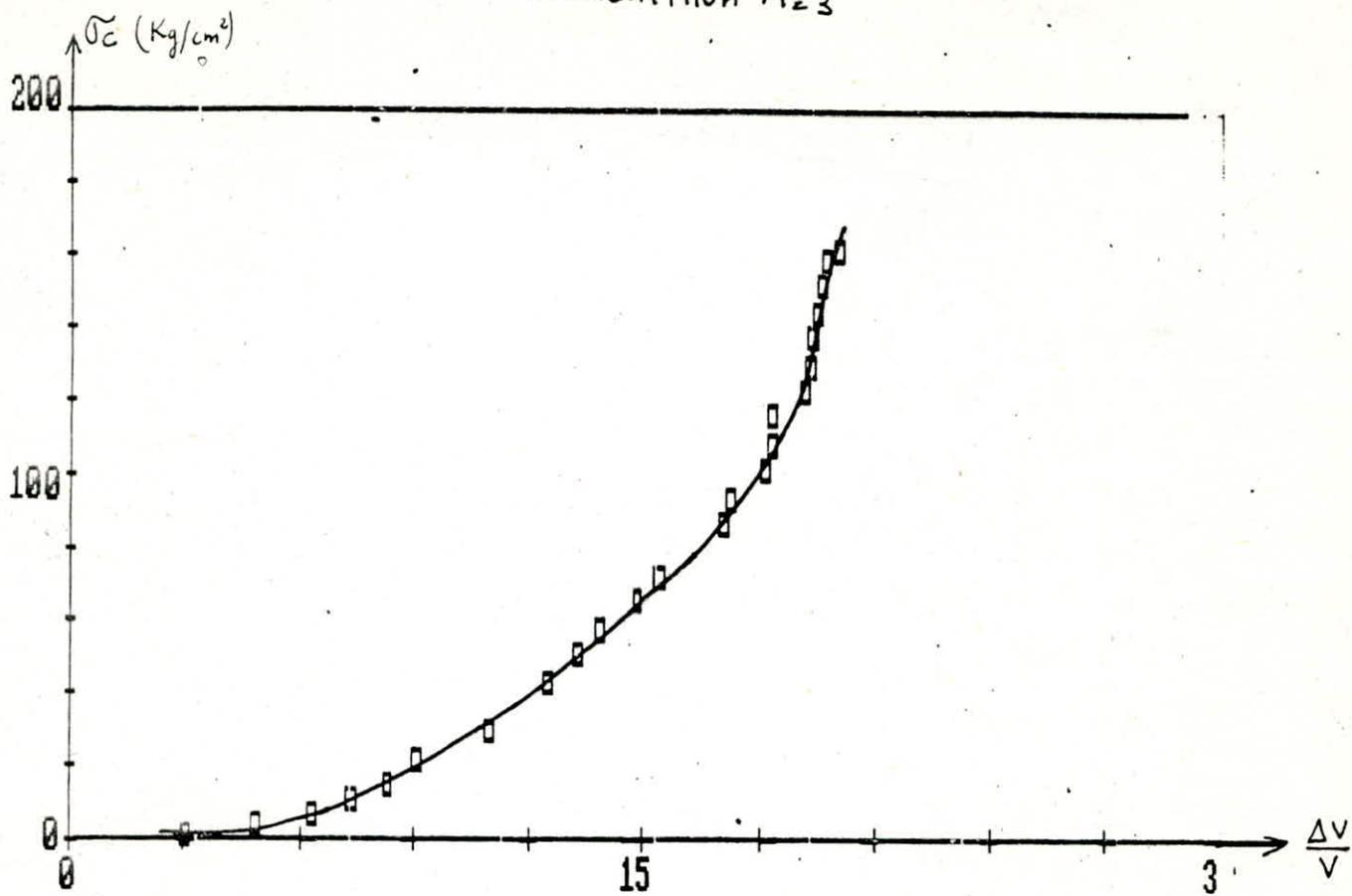


Echantillon N° 2



Courbe: V.2 - Contrainte - déformation volumique

Echantillon N°3



Echantillon N°4

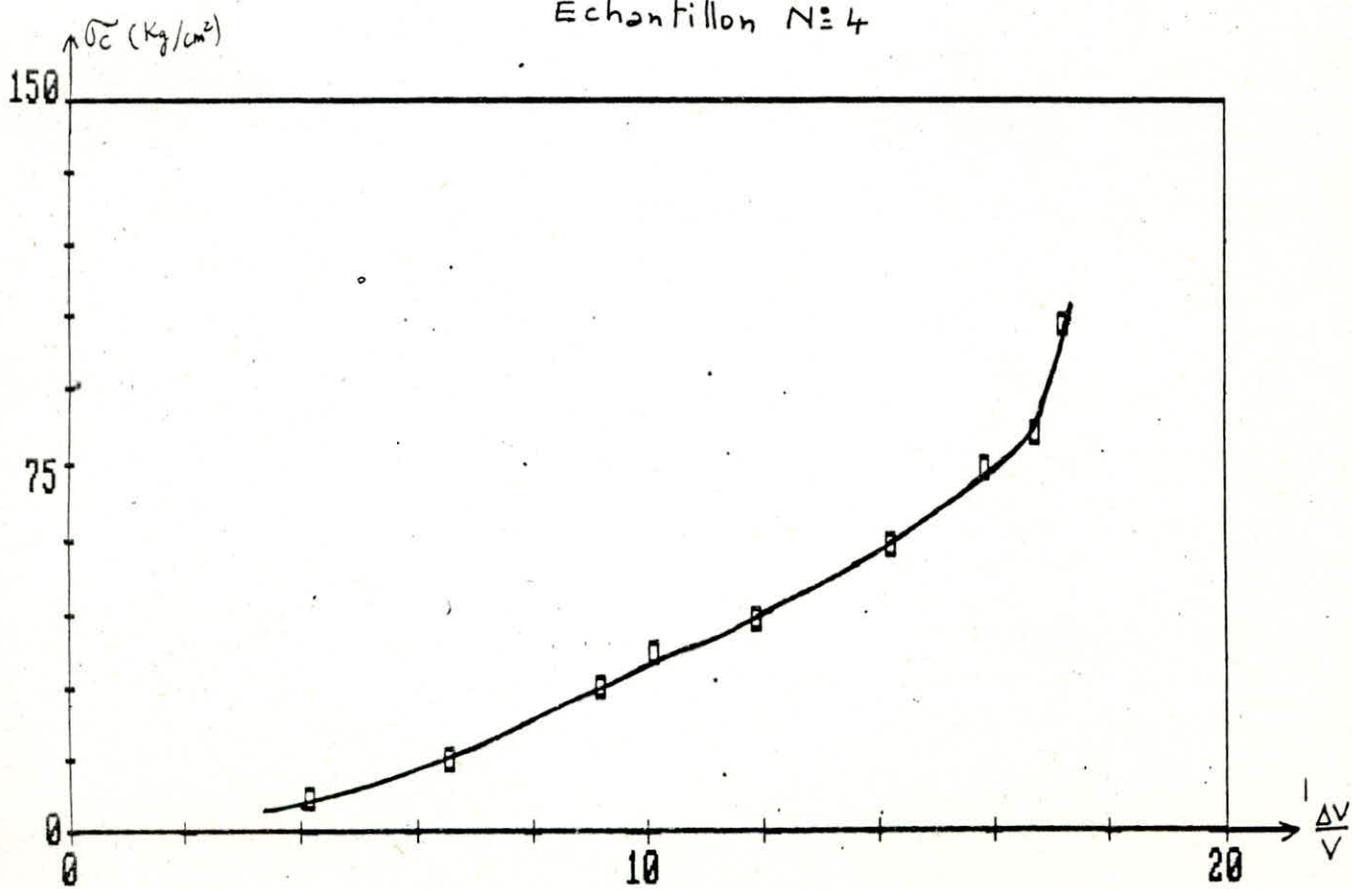


Tableau: V-9

| $\beta (^{\circ})$ | A     | W      | $F_{\beta}$ |
|--------------------|-------|--------|-------------|
| 25                 | 38,40 | 378425 | 3,51        |
| 30                 | 24,00 | 299135 | 2,99        |
| 35                 | 20,92 | 240710 | 2,65        |
| 40                 | 18,67 | 195268 | 2,41        |
| 45                 | 16,97 | 158405 | 2,28        |
| 50                 | 15,66 | 127474 | 2,22        |
| 55                 | 14,65 | 100774 | 2,26        |
| 60                 | 13,86 | 77155  | 2,43        |
| 65                 | 13,24 | 55808  | 2,83        |
| 70                 | 12,77 | 36135  | 3,81        |

Tableaux: V-10

 $\beta = 25^{\circ}$ 

| Z | A  | W      | $F_{\beta}$ |
|---|----|--------|-------------|
| 1 | 26 | 375470 | 3,38        |
| 2 | 23 | 366880 | 3,27        |
| 3 | 21 | 352570 | 3,18        |
| 4 | 18 | 332530 | 3,11        |
| 5 | 16 | 306770 | 3,04        |
| 6 | 14 | 275290 | 2,99        |

 $\beta = 30^{\circ}$ 

| Z | A  | W      | $F_{\beta}$ |
|---|----|--------|-------------|
| 1 | 22 | 296430 | 2,88        |
| 2 | 20 | 289500 | 2,79        |
| 3 | 18 | 277950 | 2,71        |
| 4 | 16 | 261790 | 2,64        |
| 5 | 14 | 241000 | 2,58        |
| 6 | 12 | 215600 | 2,54        |

$\beta = 35^\circ$ 

| Z | A  | W      | F <sub>3</sub> |
|---|----|--------|----------------|
| 1 | 19 | 239160 | 2,54           |
| 2 | 17 | 233430 | 2,45           |
| 3 | 15 | 223880 | 2,38           |
| 4 | 14 | 210520 | 2,32           |
| 5 | 12 | 193340 | 2,26           |
| 6 | 10 | 172340 | 2,22           |

 $\beta = 40^\circ$ 

| Z | A  | W      | F <sub>3</sub> |
|---|----|--------|----------------|
| 1 | 17 | 193720 | 2,31           |
| 2 | 15 | 188950 | 2,22           |
| 3 | 14 | 180990 | 2,15           |
| 4 | 12 | 169850 | 2,09           |
| 5 | 11 | 155530 | 2,04           |
| 6 | 9  | 138030 | 2,01           |

 $\beta = 45^\circ$ 

| Z | A  | W      | F <sub>3</sub> |
|---|----|--------|----------------|
| 1 | 16 | 157000 | 2,17           |
| 2 | 14 | 153000 | 2,08           |
| 3 | 13 | 146400 | 2,01           |
| 4 | 11 | 137000 | 1,93           |
| 5 | 10 | 125000 | 1,92           |
| 6 | 8  | 110340 | 1,88           |

 $\beta = 50^\circ$ 

| Z | A  | W      | F <sub>3</sub> |
|---|----|--------|----------------|
| 1 | 14 | 126330 | 2,11           |
| 2 | 13 | 122970 | 2,01           |
| 3 | 12 | 117370 | 1,94           |
| 4 | 10 | 109530 | 1,88           |
| 5 | 9  | 99450  | 1,84           |
| 6 | 8  | 87130  | 1,82           |

 $\beta = 55^\circ$ 

| Z | A  | W     | F <sub>3</sub> |
|---|----|-------|----------------|
| 1 | 13 | 99800 | 2,13           |
| 2 | 12 | 97000 | 2,03           |
| 3 | 11 | 93320 | 1,94           |
| 4 | 10 | 85780 | 1,90           |
| 5 | 8  | 77370 | 1,86           |
| 6 | 7  | 67100 | 1,85           |

 $\beta = 60^\circ$ 

| Z | A  | W     | F <sub>3</sub> |
|---|----|-------|----------------|
| 1 | 13 | 76320 | 2,28           |
| 2 | 11 | 74010 | 2,17           |
| 3 | 10 | 70150 | 2,09           |
| 4 | 9  | 64760 | 2,03           |
| 5 | 8  | 57830 | 2,00           |
| 6 | 7  | 49360 | 2,00           |

$\beta = 65^\circ$

| Z | A  | W     | F <sub>s</sub> |
|---|----|-------|----------------|
| 1 | 12 | 55130 | 2,65           |
| 2 | 11 | 53260 | 2,53           |
| 3 | 10 | 50150 | 2,43           |
| 4 | 9  | 45800 | 2,38           |
| 5 | 8  | 40200 | 2,37           |
| 6 | 7  | 33350 | 2,69           |

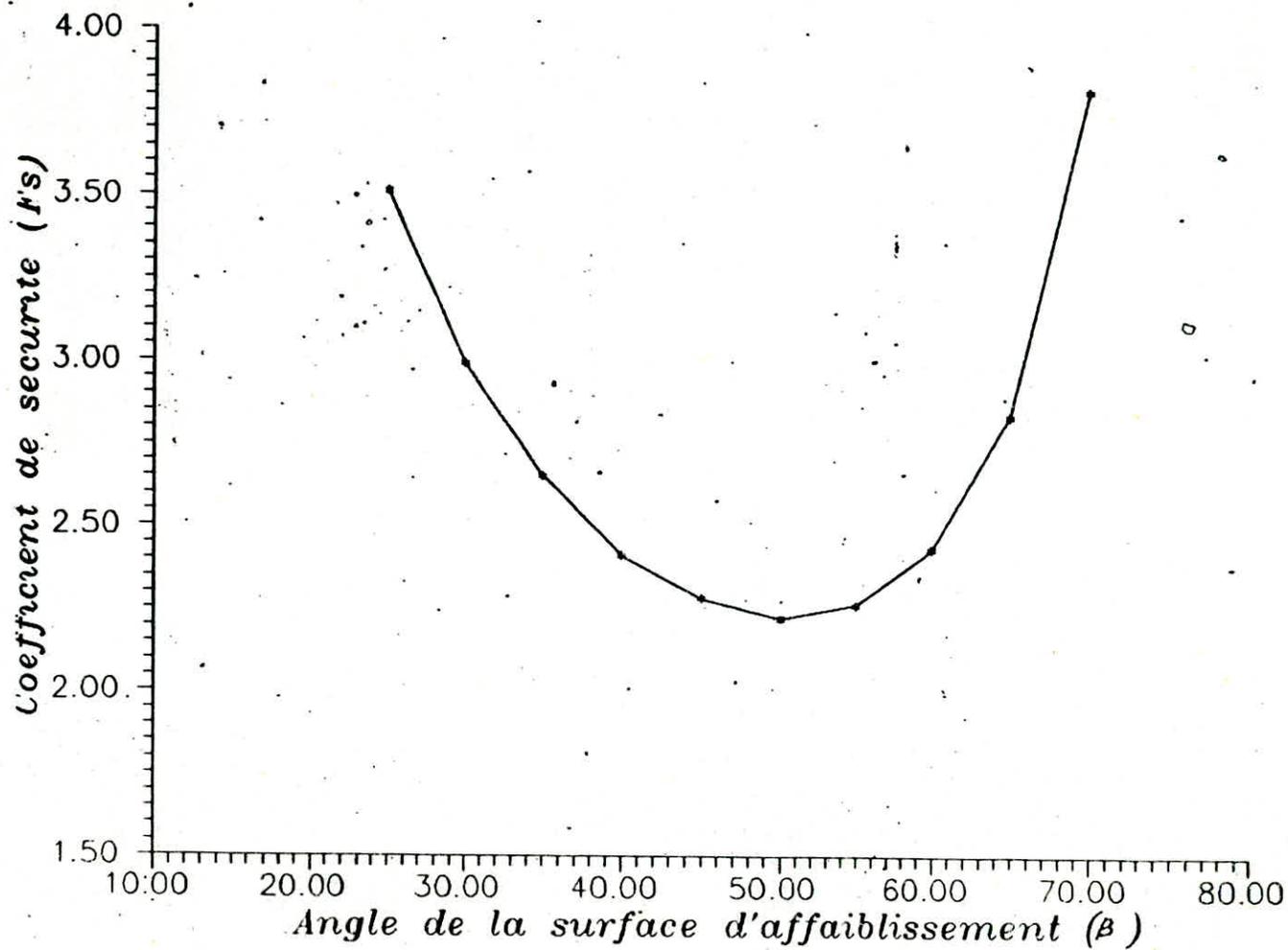
$\beta = 70^\circ$

| Z | A  | W     | F <sub>s</sub> |
|---|----|-------|----------------|
| 1 | 12 | 35650 | 3,56           |
| 2 | 11 | 34200 | 3,39           |
| 3 | 10 | 31770 | 3,29           |
| 4 | 9  | 28370 | 3,28           |
| 5 | 7  | 24000 | 3,38           |
| 6 | 6  | 18650 | 3,71           |

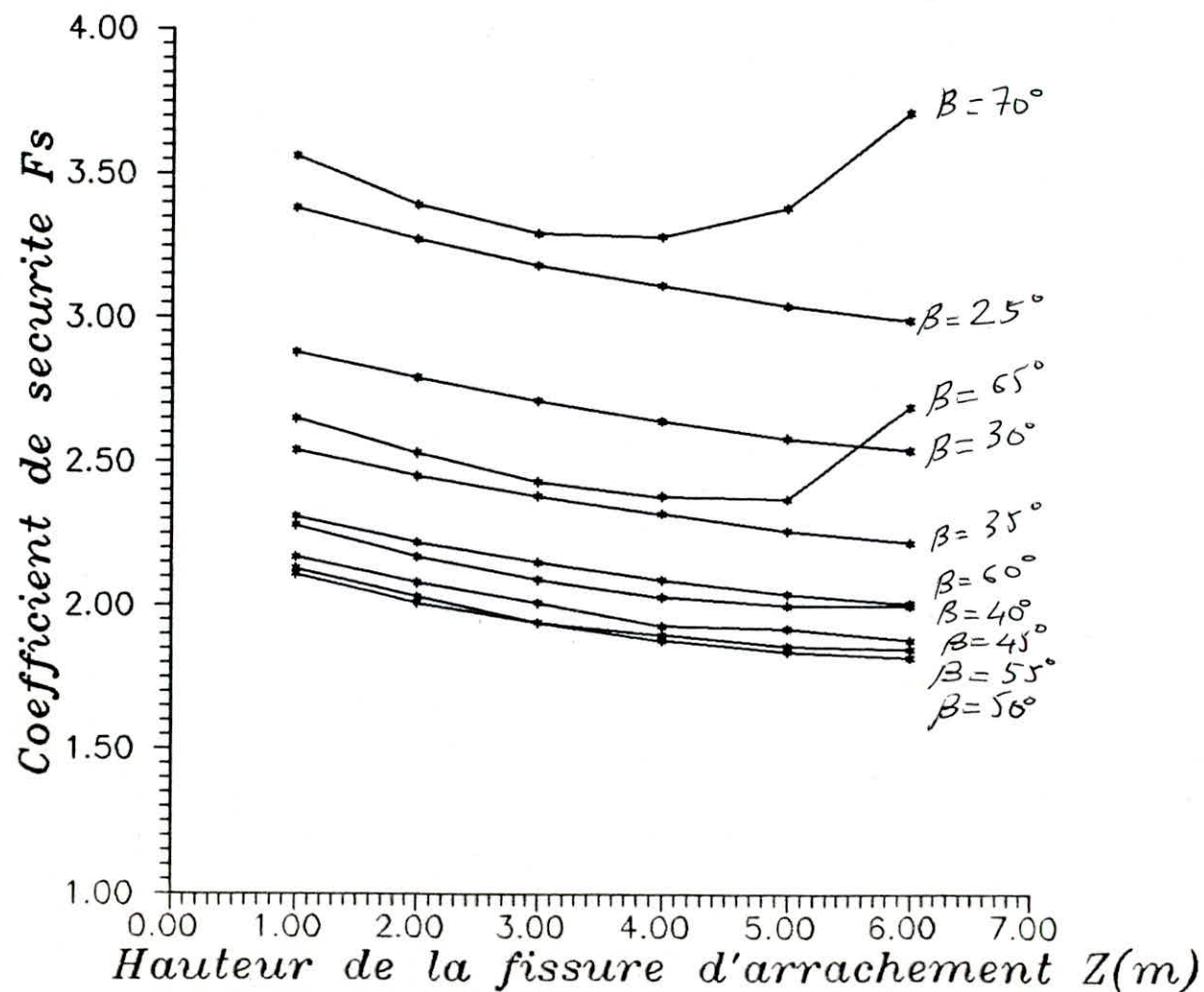
Tableau: V-11

| Zw   | U     | V    | F <sub>s</sub> |
|------|-------|------|----------------|
| 0    | 0     | 0    | 2,09           |
| Zw/2 | 7790  | 1125 | 1,95           |
| Zw/3 | 15600 | 4500 | 1,75           |

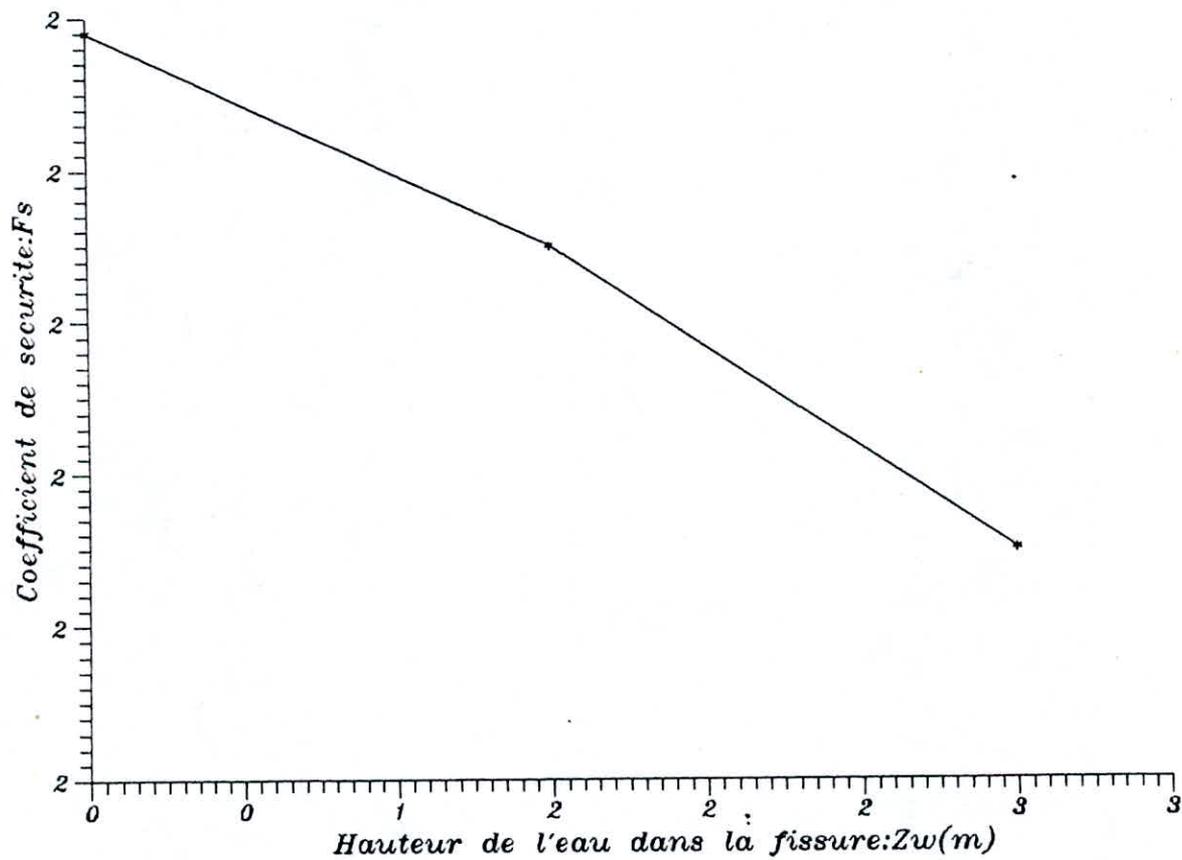
Courbe: V.3. Variation de ( $F_s$ ) en fonction de Beta ( $\beta$ )



Courbe: V-4 Variation du  $F_s$  en fonction de  $Z(m)$



Courbe: V.5-Variation du  $F_s$  en fonction de  $Z_w(m)$



Conclusion

## Conclusion générale

Ce projet a été d'un apport très bénéfique pour notre formation d'ingénieur dans la mesure où il nous a permis d'être confrontés à certains problèmes relatifs à l'étude des caractéristiques du massif rocheux qui est régi par des paramètres ou des propriétés physico-mécaniques lesquelles jouent un rôle très important dans l'exploitation des carrières, elles permettent et aident à choisir les méthodes des travaux miniers les plus séants et de définir leur orientation.

Pour ce faire et cette étude, nous avons pris comme exemple la carrière calcaire de Keddara en faisant des essais in-situ ou des essais au laboratoire sur des échantillons prélevés du gisement.

Dans un premier temps, nous avons commencé par déterminer, d'un côté, les propriétés physiques à savoir les masses volumiques apparente et absolue, la porosité totale, l'indice de continuité, le degré de saturation, le degré de fissuration et le module de Young dynamique, et de l'autre côté les propriétés mécaniques qui sont les résistances à la compression et à la traction et enfin le module de Young statique.

Toutes ces propriétés nous ont servi, dans un second temps, à calculer les caractéristiques mécaniques du massif (la cohésion et l'angle de frottement interne).

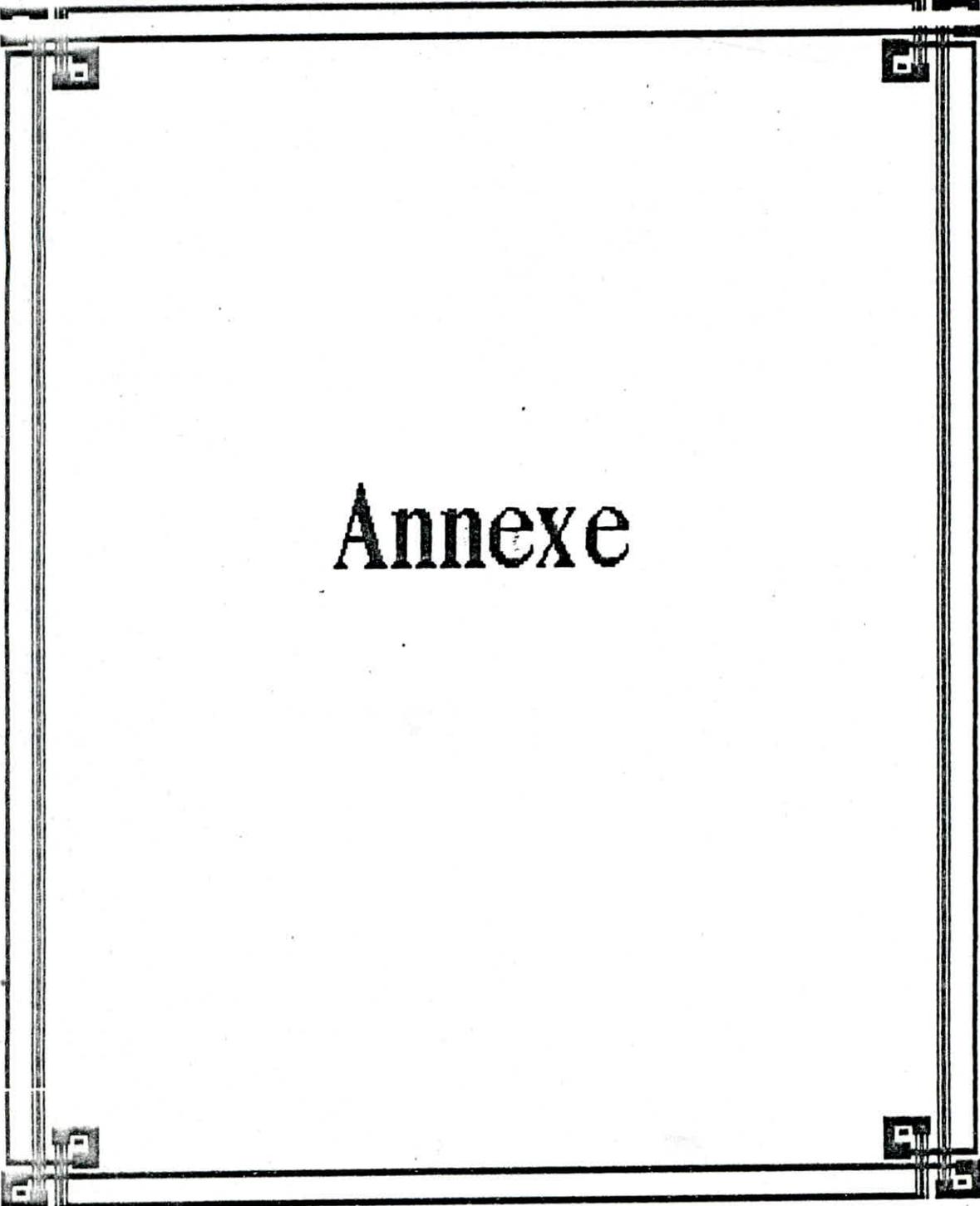
Nous avons entamé ensuite l'étude de la stabilité pour une forme de mouvement, préalablement choisi en l'occurrence le glissement plan (les divers formes des mouvements des massifs sont décrits dans le chapitre IV), en utilisant les principales caractéristiques géotechniques, déjà déterminées auparavant, et en faisant intervenir un coefficient de sécurité  $F_s$  qui dépend de plusieurs facteurs notamment l'existence d'une fissure verticale d'arrachement et sa hauteur, la présence d'eau dans celle-ci et l'angle du plan de glissement.

Tous nos travaux de recherches sont en concordance avec les calculs effectués et lesquels ont mis en évidence le rôle joué par les facteurs, cités plus haut, sur le coefficient  $F_s$ .

D'après tout les résultats obtenus, on peut conclure que la roche étudiée est compacte, dure, à rupture fragile et a une déformation plastique-élasto-plastique. Cette roche peut être également utilisée dans la fabrication d'agrégats pour la pierre de construction, ballasts ferroviaires, le revêtement des auto-routes et le dallage extérieur.

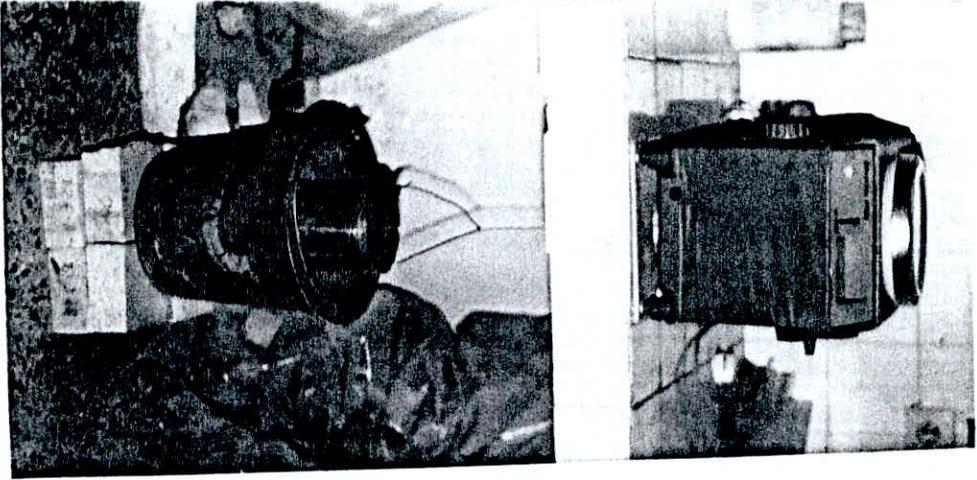
En général, les gradins, dans les conditions de travail de la carrière, sont stables.

Enfin, nous espérons que ce travail servira de base pour les travaux de recherches futures et qu'il peut être approfondi en l'enrichissant par des observations et des essais in-situ plus poussés une étude géologique plus détaillée.

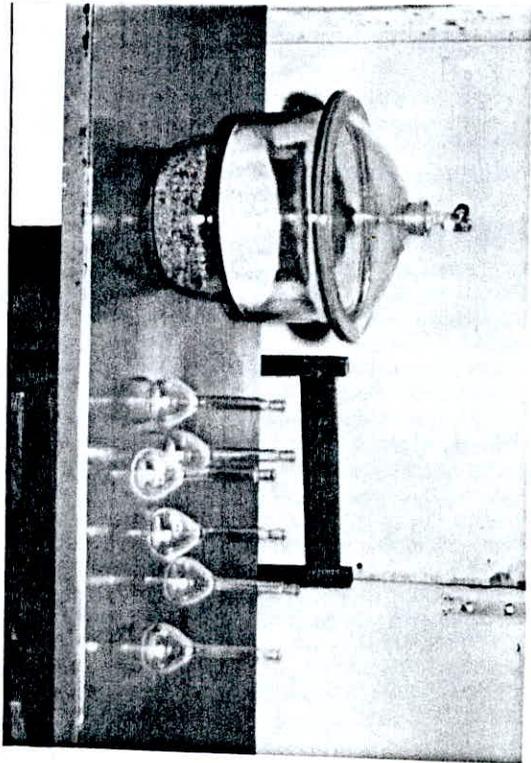


# Annexe

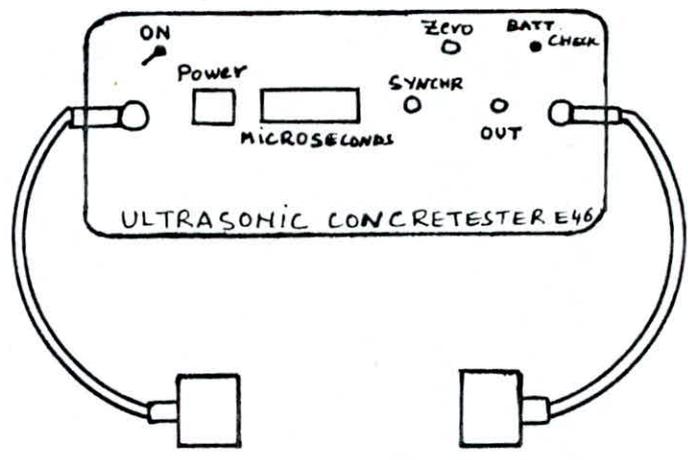
I



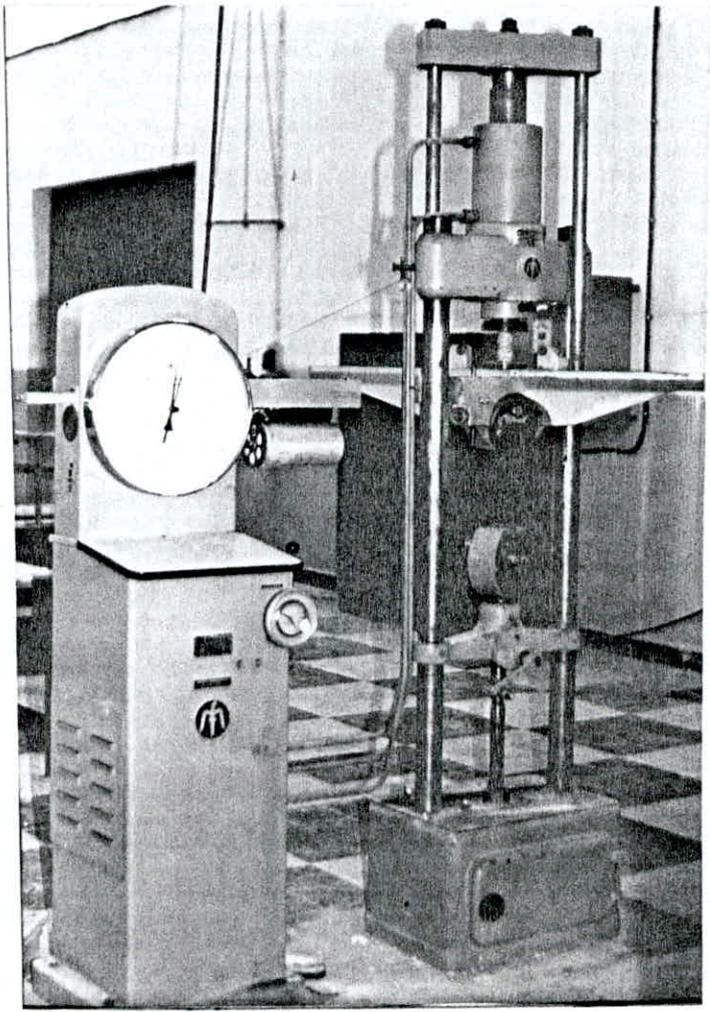
1- Pesage hydrostatique



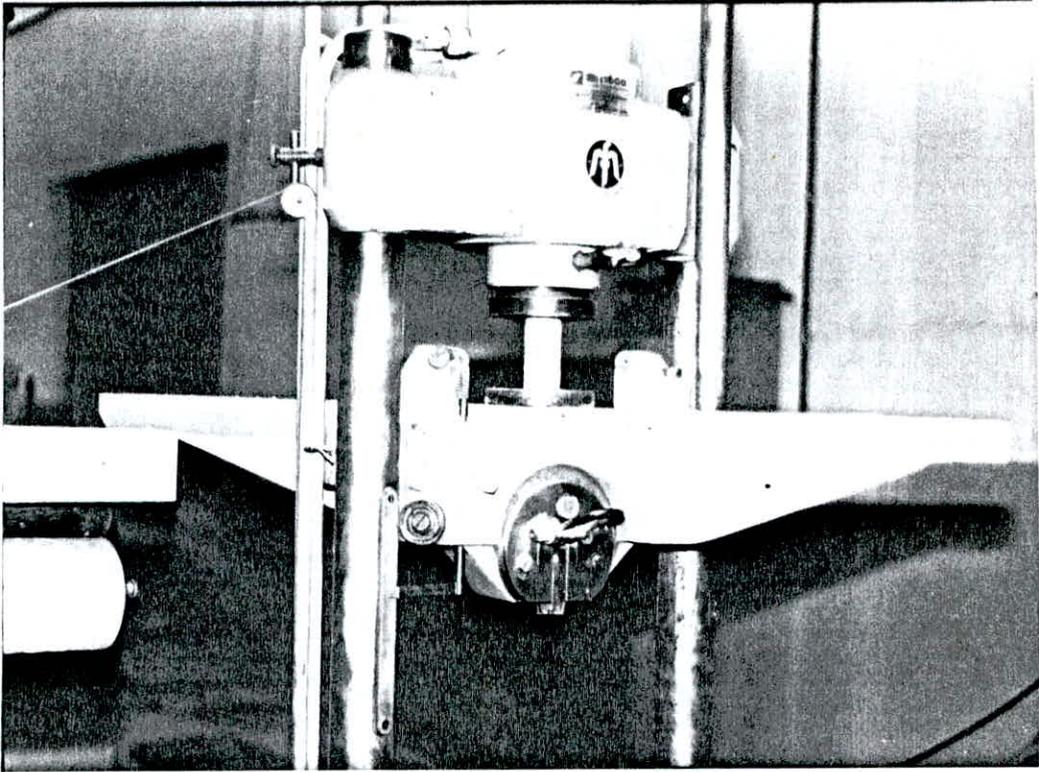
2- à gauche : Dessiccateur  
à droite : pycnomètres



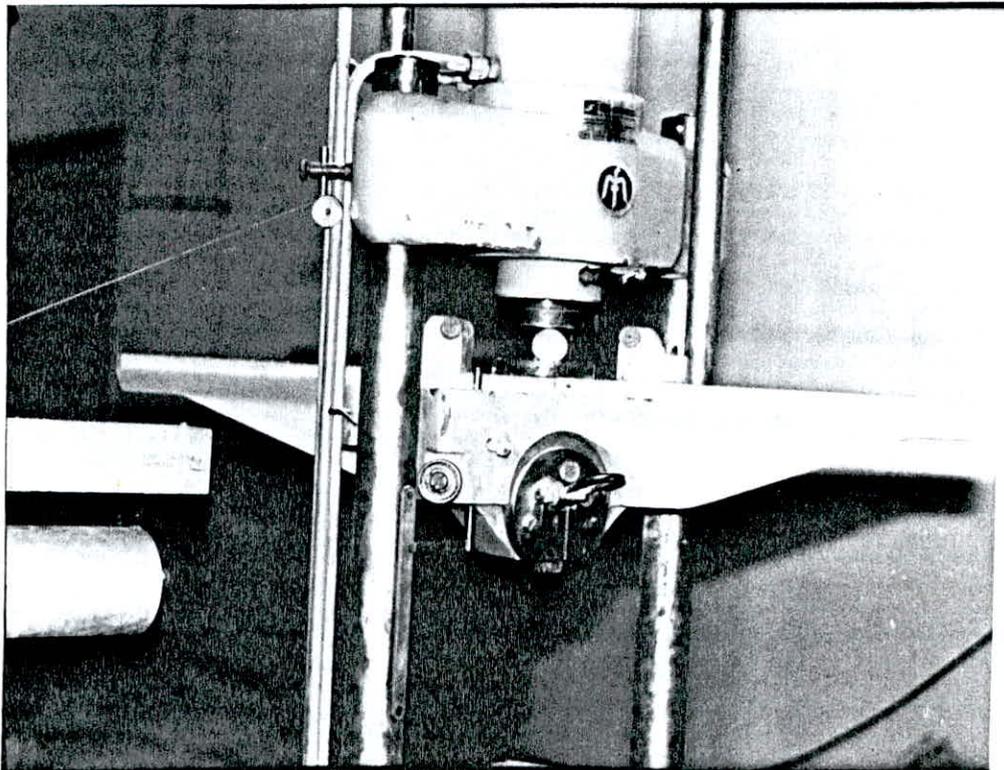
3



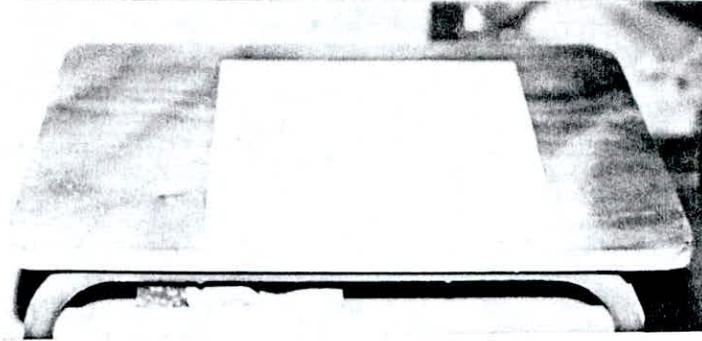
4



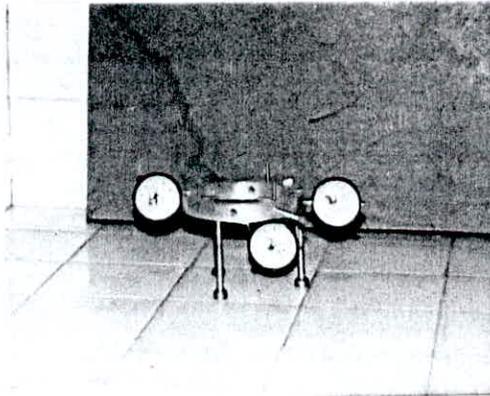
5 - Essai de compression



6 - Essai de traction



7 - Eprouvette de calcaire après essai  
à gauche : essai de compression  
à droite : essai Brésilien.



8 - Anneau avec capteurs

# BIBLIOGRAPHIE

- [1]- F.HOMAND; E.N.G. de Nancy; "Caractérisation des roches au laboratoire  
-Propriétés physiques et mécaniques".
- [2]- F.HOMAND; I.N.P. Lorraine; "Mécanique des roches.  
-Stabilité des pentes rocheuses";1983.
- [3]- J.A. TALOBRE; "Mécanique des roches"; Dunod 1967.
- [4]- L.BLES, B.FEUG; "Fracturation des roches : notion de mécanique des roches"; B.R.G.M. 1981.
- [5]- G.PHILIPPONAT; "Fondations et ouvrages en terre"; Eyrolles 1979.
- [6]- M.CASSAN; "Les essais in-situ en mécanique des sols"; Tome 1; Eyrolles 1978.
- [7]- N.GAVRICH; "Géotechnique minière"; Annaba 1987.
- [8]- V.KOVALENKO; "Exploitation des carrières"; O.P.U. 1986
- [9]- H.HERRAUD; "Caractérisation du massif rocheux";  
Revue de la société de l'industrie minière;  
Mai-Juin 1988.
- [10]- PORADNIK GORNIKA; tome 4 ;wydawnictwo slask;  
Katowice 1982.
- [11]- C.JAEGER; "Rocks mecanichanics and engineering"; 1979.
- [12]- A.WENDA; "Cours degéotechnique minière";E.N.P. 88-89.
- [13]- V.P.KOURAEV; "Rapport sur les résultats des travaux de recherches et de prospection sur le gisement de calcaire de KEDDARA"; Tome1 1975
- [14]- Plan d'exploitation pour 1989 (KEDDARA E.N.O.F)
- [15]- K.THIEL; "Mechanika shat winzjnierii wodnej";  
P.M.N warszawa 1982 .

- [16]- A.HAKIM LAZOUNI; "Projet de fin d'études:  
Etude de la densité et la résistance  
à la compression de Meftah"; 1988.
- [17]- A.CHAKAR; "Projet de fin d'études:  
Influence des paramètres naturels et techno-  
logiques sur la stabilité des talus";1988.
- [18]- La norme Française; NF B40-321; Mars 1976.
- [19]- La norme Française; NF B40-301; Mars 1976.
- [20]- A.KOMAR; "Matériaux et élément de construction";  
Edition mir; 1989.
- [21]- E.HOEK; "Estimating the stability of excavated slopes  
in opencast mines"; 1970.

## ERRATUM

Les contradictions constatées dans la partie géologique (les textes ne correspondant pas aux cartes) relatives aux cartes géologiques de la région et celle du gisement sont comme suit:

- Page 52:** - Trias au lieu de permo-trias.  
- Lias moyen n'existe pas dans la carte géologique de la région.  
- Pliocene n'existe pas dans la carte géologique de la région.  
- Répandus au lieu de développés.

**Page 56:** - Coquilles de nummilithes Eocene marin au lieu de coquilles de nummilithes Jurassiques.

( Les contradictions ont été relevées en accord avec le géologue M. T. ZAPASNIK ).

