

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE MINIER

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

CONTRIBUTION A L'ETUDE DES  
GLISSEMENTS DANS LE TERRA-  
IN TENDRE ~ "MINE DE FER Ouenza"

1 PLANCHE

Proposé par :

A. WENDA

Étudié par :

K. BENYOUNES

Dirigé par :

A. WENDA

PROMOTION : JUIN 1989

DEDICACES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

- A mes parents pour leur soutien et l'affection qu'ils m'ont témoigné .
- A ma sœur HABIBA .
- A mon frère OMBAR WAHID .
- A toute ma famille et à tous qui me sont chers .

— BENYOUNES KHALED —

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier mes plus sincères remerciements à mon promoteur M<sup>r</sup> ANDRZEJ WENDA pour tous ses conseils et son aide si efficaces .

Mes plus sincères remerciements à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation .

Mon respect aux membres de jury qui nous fera l'honneur d'apprécier notre modeste travail .

Que tous ceux qui m'ont aidé dans l'élaboration de ce travail trouvent ici l'expression de mes profonds remerciements , en particulier :

- \* M<sup>r</sup> MOURAD( pour le tirage )
- \* M<sup>r</sup> CHEIBANI MOHAMED ( pour la frappe )

SCHEMAIRE

	PAGES
Introduction . . . . .	1
Chapitre I . — Les propriétés physico-mécaniques et technologiques des roches . . . . .	2
I.1— Les propriétés physiques des roches . . . . .	2
I.1.1— Densité . . . . .	2
I.1.2— Masse volumique . . . . .	2
I.1.3— Porosité . . . . .	2
I.1.4— Teneur en eau . . . . .	3
I.1.5— Degré de saturation . . . . .	3
I.2— Propriétés mécaniques des roches . . . . .	3
I.2.1— Résistance à la traction . . . . .	3
a— Traction simple . . . . .	4
b— Essai Bresilien . . . . .	4
c— Résistance à la traction dans l'essai de flexion . . . . .	4
I.2.2— Résistance à la compression simple . . . . .	5
I.2.3 — Coefficient de dureté . . . . .	5
a— Coefficient de Protodiakonov . . . . .	5
b— Coefficient de <del>Duro</del> . . . . .	5
I.2.4— Résistance au cisaillement . . . . .	5
a— Cisaillement simple . . . . .	5
b— Cisaillement par torsion . . . . .	8
c— Cisaillement avec compression . . . . .	8
d— Influence de la teneur en eau sur la cohésion . . . . .	8
e— Relation entre la cohésion du massif et des échantillons de roches . . . . .	9
I.2.5 — Plasticité . . . . .	9
I.2.6 — Elasticité . . . . .	9
I.2.7 — Coefficients de proportionalités . . . . .	11
1°) Module de Young . . . . .	11
2°) Module de cisaillement . . . . .	11
3°) Coefficient de Poisson . . . . .	11
I.3— Propriétés technologiques des roches . . . . .	11
I.3.1— Fissurité . . . . .	12
* Changement de volume du bloc structural . . . . .	12
* La dimension moyenne du bloc structural . . . . .	12
I.3.2— Stabilité . . . . .	14
I.3.3— Viscosité . . . . .	14
I.3.4— Coefficient de foisonnement . . . . .	14
I.3.5— Composition granulométrique . . . . .	15
* Coefficient d'uniformité . . . . .	15
I.3.6— Adhésion . . . . .	15
I.3.7— Fragilité . . . . .	15
I.3.8 — Solidité . . . . .	15
I.3.9— Gonflement . . . . .	16
Chapitre II . Essai en laboratoire . . . . .	16
II.1— Loi de Coulomb . . . . .	16
II.2— Essai de cisaillement . . . . .	16
II.2.1— Boîte de Casagrande . . . . .	16

II.2.2- Appareil triaxial . . . . .	17
II.3- Différents types d'essais de compression triaxial . . . . .	19
1°- Essais non drainé, non consolidé . . . . .	19
2°- Essais consolidé, non drainé . . . . .	21
3°- Essais consolidé, drainé . . . . .	21
II.4- Déformabilité des roches . . . . .	22
II.5- Cisaillement des discontinuités des roches . . . . .	22
II.5.1- Cisaillement d'une discontinuité plane idéale . . . . .	24
II.5.2- Cisaillement d'une discontinuité à indentations régulières . . . . .	24
1°- Discontinuités à indentations régulières symétriques . . . . .	24
2°- Discontinuités à indentations régulières dissymétriques . . . . .	28
II.6- Relation entre la résistance à la compression, résistance à la traction, angle de frottement interne et la cohésion . . . . .	28
Chapitre III- Essais in-situ . . . . .	32
III.1- Essais de cisaillement in-situ . . . . .	32
III.1.1- Essai de cisaillement in-situ avec compression . . . . .	32
III.1.2- Essai de cisaillement sans compression . . . . .	32
III.1.3- Essai de cisaillement in-situ dans une galerie . . . . .	32
III.2- La mesure de la déformabilité des roches . . . . .	33
III.2.1- Verin . . . . .	33
III.3 - Scissomètre . . . . .	37
Chapitre IV- Stabilité des talus . . . . .	40
IV.1- Généralités . . . . .	40
IV.2- Méthode de la détermination de la pente des talus et des profils . . . . .	42
IV.2.1- Méthode graphique de Maslov . . . . .	42
IV.2.2- Méthode analytique de Maslov . . . . .	43
IV.2.3- Méthode analytique de Sokolovsky-Sonkov . . . . .	43
IV.3- Expression mathématique du coefficient de sécurité . . . . .	45
IV.4- Calcul de la stabilité en rupture circulaire . . . . .	47
IV.4.1- Méthode des tranches de Fellinius . . . . .	47
IV.5- Calcul de la stabilité en rupture plane . . . . .	50
IV.6- Schéma de calcul de la stabilité des talus de carrières . . . . .	53
IV.7- Méthodes de construction de la surface de glissement . . . . .	55
IV.7.1- Méthode de construction de la surface de glissement plate . . . . .	55
IV.7.2- Méthode de construction de la surface de glissement courviligne . . . . .	55
Chapitre V- Désagrégation mécanique des roches . . . . .	58
V.1- Mécanismes de désagrégation des massifs rocheux . . . . .	58
V.2- Surveillance des exploitations à ciel-ouvert . . . . .	59
A- Les dispositifs de mesures de déplacement . . . . .	62
B- Les mesures de charges hydrauliques . . . . .	63
Chapitre VI- Exemple d'application de calcul de la stabilité des talus de la carrière de l'Ouzma ( quartier Zerga ) . . . . .	66
VI.1- Généralités . . . . .	66
VI.1.1- Situation géographique . . . . .	66
VI.1.2- Caractéristiques géologique du gisement . . . . .	66

VI.1.2.1- Stratigraphie . . . . .	66
VI.1.3- Mineralisation . . . . .	67
VI.2- Generalités sur l'exploitation de la carrière de l'Ouenza	68
VI.2.1- Ouverture de la carrière de l'Ouenza . . . . .	68
VI.2.2- Travaux d'abattage . . . . .	69
VI.2.3- Chargement des roches abattues . . . . .	75
VI.2.4- Transport des roches abattues . . . . .	76
VI.2.5- Mise à terril . . . . .	78
VI.2.6- Traitement du minerai . . . . .	79
VI.2.7- Conditions minières d'exploitatio. . . . .	81
VI.3- Glissement local dans le quartier Zerga. . . . .	81
VI.3.1- Les causes de glissement de terrain . . . . .	82
VI.3.2- Descriptions et données de base pour la suite du calcul . . . . .	82
VI.3.3- Calcul de la stabilité des talus . . . . .	83
VI.3.3.1- Calcul du coefficient de sécurité par ordinateur	83
* Interprétation des résultats . . . . .	101
VI.3.3.2- Calcul de la hauteur critique . . . . .	105
* Calcul de $F_s$ en utilisant l'ordinateur ( méthode de Fellinius) . . . . .	113
* Calcul de $F_s$ par la méthode des abaques Taylor- Biarez . . . . .	113
VI.3.3.3- Calcul de l'angle critique assurant la stabilité	116
VI.3.3.4- Méthode de Terzaghi . . . . .	117
VI.3.3.5- Influence de la berme de sécurité sur la stabilité des talus . . . . .	121
VI.3.4- Surveillance du mouvement de terrain et remèdes pour l'arrêt du glissement . . . . .	124
§ Conclusion générale . . . . .	127
§ BIBLIOGRAPHIE . . . . .	128

## / INTRODUCTION /

Dans le domaine du génie-minier, on se trouve confronté au problème du glissement du terrain dans une mine à ciel-ouvert.

Le non respect de certaines normes et la négligence au cours de l'exploitation conduit toujours à des conséquences fâcheuses qui peuvent causer des pertes humaines, matérielles et économiques .

Notre objectif est d'étudier ce phénomène en fonction des contraintes ( augmentation ou diminution de la teneur en eau dans le sol, le non respect du plan d'exploitation , .... ) auxquelles est soumis notre talus et de déterminer les conditions pour les quelles notre talus est stable . Pour cela, on a pris comme exemple de calcul , le glissement local dans le quartier de Berga ( carrière de l'Ouenza ) .

Par la suite on va déterminer un coefficient de sécurité en utilisant les trois méthodes , à savoir : méthode par ordinateur, méthode des abaques Taylor-Biarez et la méthode de Tarzaghi , qui nous permet d'apprécier cette stabilité .

Les indices physico-mécaniques utilisés lors du calcul du coefficient de sécurité ont été obtenues d'après la littérature .

## I/ Les propriétés physico-mécaniques et technologiques des roches

Les caractéristiques physico-mécaniques des minéraux et des roches encaissantes influent considérablement sur le 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, ...)

### I.1/ Les propriétés physiques des roches

#### I.1.1/ Densité

C'est le rapport de la masse d'échantillon en état sec au volume d'échantillon en état solide .

$$d = \frac{M_{\text{sec}}}{V_{\text{solide}}}$$

d = densité d'échantillon

M<sub>sec</sub> = masse d'échantillon en état sec (quand T=110°C) ; g

V<sub>solide</sub> = volume d'échantillon en état solide (sans pores) ; cm<sup>3</sup>

La densité s'exprime en g/cm<sup>3</sup> ou t/m<sup>3</sup> .

#### I.1.2/ Masse volumique

La masse volumique de la roche se détermine par la formule suivante:

$$\delta = \frac{M_{\text{sec}}}{V_{\text{nat}}} = \frac{M_{\text{sec}}}{V_{\text{solide}} + V_{\text{pores}}} ; \text{ g/cm}^3 \text{ ou t/m}^3$$

M<sub>sec</sub> = masse d'échantillon en état sec ; g

V<sub>solide</sub> = volume d'échantillon en état solide ; cm<sup>3</sup>

V<sub>pores</sub> = volume des pores ; cm<sup>3</sup>

#### I.1.3/ Porosité

C'est le rapport du volume des pores au volume naturel

$$P = \frac{V_{\text{por}}}{V_{\text{nat}}} \cdot 100 \% .$$

#### I.1.4/ Teneur en eau

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

$$W_m = \frac{M_{sat} - M_{sec}}{M_{sec}} \cdot 100 \% ; \quad W_v = \frac{M_{sat} - M_{sec}}{V} ; \%$$

- M<sub>sat</sub> = masse de l'échantillon saturé ; g
- M<sub>sec</sub> = masse de l'échantillon sec ; g
- V = volume de l'échantillon ; cm<sup>3</sup>
- W<sub>v</sub> = teneur en eau du volume ; %
- W<sub>m</sub> = teneur en eau de masse ; %

I.1.5/ Degré de saturation

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

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

- V<sub>w</sub> = volume de l'eau dans l'échantillon ; cm<sup>3</sup>
- V<sub>v</sub> = volume des vides ; cm<sup>3</sup>

Remarque :  $0 \leq S_r \leq 1$  ;  $0 \leq V_w \leq V_v$

I.2/ Propriétés mécaniques des roches

I.2.1/ Résistance à la traction

a/ Traction simple

Soit une éprouvette cylindrique de section "S" qui est soumise à une force T qui provoque l'allongement de l'éprouvette cylindrique (fig.1) .

La contrainte de traction est déterminée par la formule suivante:

$$\sigma = \frac{T}{S} ; \text{kgf/cm}^2 ;$$

La résistance à la traction (R<sub>T</sub>) correspond à la contrainte de traction maximale lors de la rupture (limite de la rupture) .

$$\sigma_{max} = \frac{T_{max}}{S} = R_T$$

### b) Essai Brasilien

Dans l'essai de traction indirecte dit " essai Brasilien " , on exerce une compression suivant deux generatrices diamétralement opposées de l'éprouvette cylindrique de rayon "r " et de longueur " l " . 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.2) .

La resistance est determinée par la formule :

$$R_r = \frac{F_{\max}}{\pi \cdot r \cdot l} ; \text{kgf/cm}^2$$

$F_{\max}$  : la force maximale appliquée .

### c) Resistance à la traction dans l'essai de flexion

On soumet une eprouvette ( poutrelle ) à des forces agissant dans son plan de symetrie jusqu'à ce que l'éprouvette subit une flexion ( fig.3) .

$$\sigma = \frac{M}{W} ; \text{kgf/cm}^2$$

M : moment de flexion

W : moment resistant

Le moment résistant est déterminée par la formule suivante :

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} ; \text{cm}^3$$

b : largeur de l'échantillon

h : hauteur de l'échantillon

Le moment de flexion est déterminé par la formule suivante :

$$M = \frac{F}{4} \cdot \frac{2}{3} \cdot l = \frac{F \cdot l}{6}$$

### 1.2.2/ Résistance à la compression simple

La contrainte de compression est définie comme l'intensité de la force normale par unité de surface .

$$\sigma = \frac{P}{S}$$

P : effort de compression

S : section transversale sur laquelle agit l'effort de compression P

.La resistance à la compression : c'est la contrainte de compression maximale ( resistance à la rupture ) ( fig.4)

$$R_c = \frac{P_{\max}}{S} ; \text{kgf/cm}^2$$

### 1.2.3/ Coefficient de dureté

a/ Coefficient de protodiakonov : C'est la résistance aux actions mécaniques déterminée d'après la formule suivante :

$$f = \frac{R_c}{100}$$

$R_c$  : résistance à la compression ; kgf/cm<sup>2</sup> .

La valeur du coefficient de protodiakonov dépend de la viscosité , la solidité et de la composition minéralogique .

### b/ Coefficient de Barron

En sachant les valeurs limites de  $R_c$  et  $R_T$  on calcule le coefficient de dureté selon Barron :

$$f = \frac{R_c + 10 R_T}{600} \sqrt{\frac{R_c + 10 R_T}{120}}$$

$R_c$  : résistance à la compression ; kgf/cm<sup>2</sup>

$R_T$  : résistance à la traction ; kgf/cm<sup>2</sup>

### 1.2.4 / Résistance au cisaillement

#### a/ Cisaillement simple

La résistance au cisaillement est définie par la formule suivante :

$$R_t = \tau_{\max} = \frac{F_{\max}}{S} ; \text{kgf/cm}^2$$

$\tau_{\max}$  : contrainte de cisaillement maximale

$F_{\max}$  : effort tangentiel maximal

$S$  : section de l'échantillon

1°) pour une seule surface de cisaillement :  $S = h \cdot L$  ( fig.5.a)

2°) pour deux surfaces de cisaillement :  $S = 2 \cdot h \cdot L$  ( fig.5.b)

3°) pour le cisaillement cylindrique :  $S = d \cdot h$  ( fig.5.c)

#### b) Cisaillement par torsion

La résistance au cisaillement : C'est le rapport de la valeur maximale du couple de torsion ( $M_t$ ) au moment résistant ( $W$ ) ( fig.6 )

$$\tau_{\max} = R_t = \frac{M_t}{W} ; \text{kgf/cm}^2$$

$M_t$  = couple de torsion

$W$  = moment résistant ; avec  $W = \frac{d^3}{32} \cdot \pi$

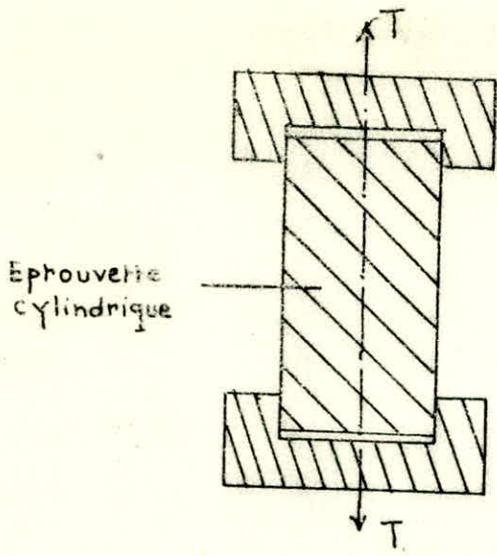


Fig. 1: Traction simple

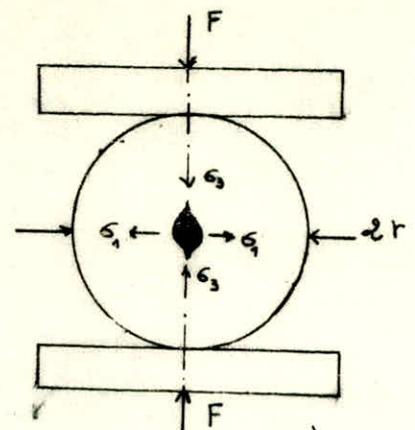


Fig. 2: Essai Brésilien.

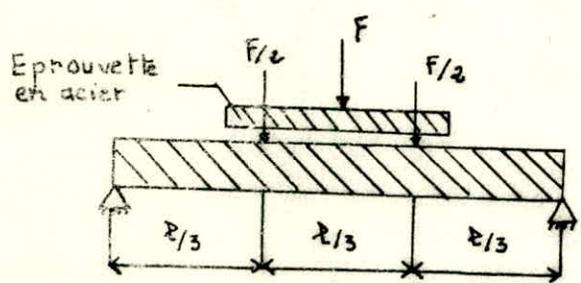


Fig. 3 Essai de flexion.

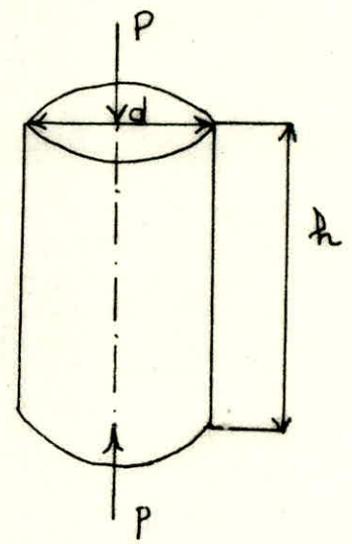


Fig. 4 Essai de Compression

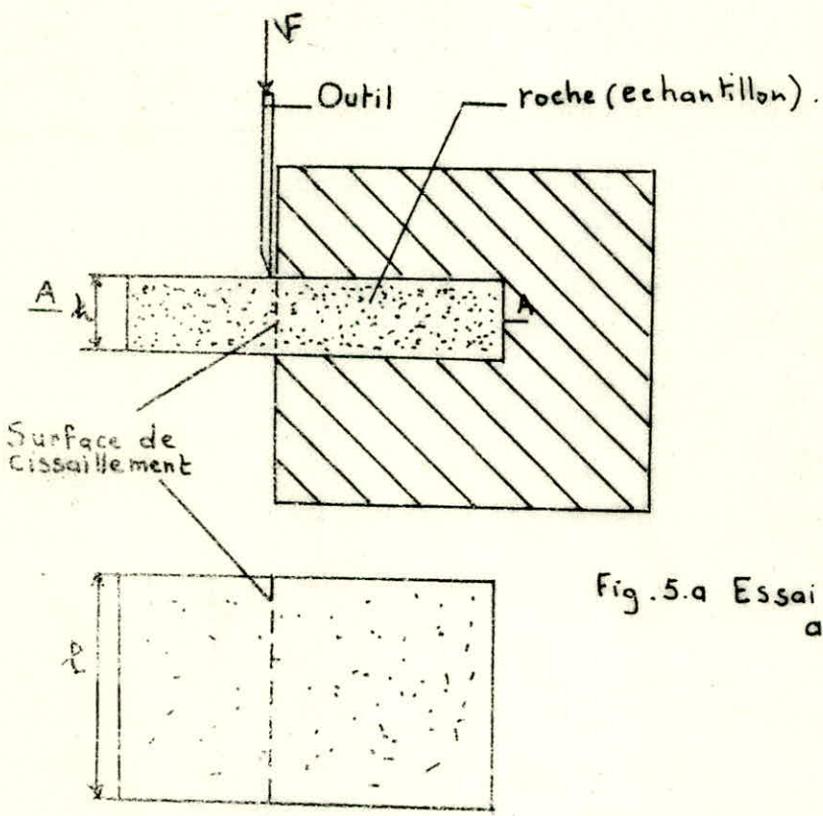


Fig. 5.a Essai de cisaillement simple avec une surface de cisaillement

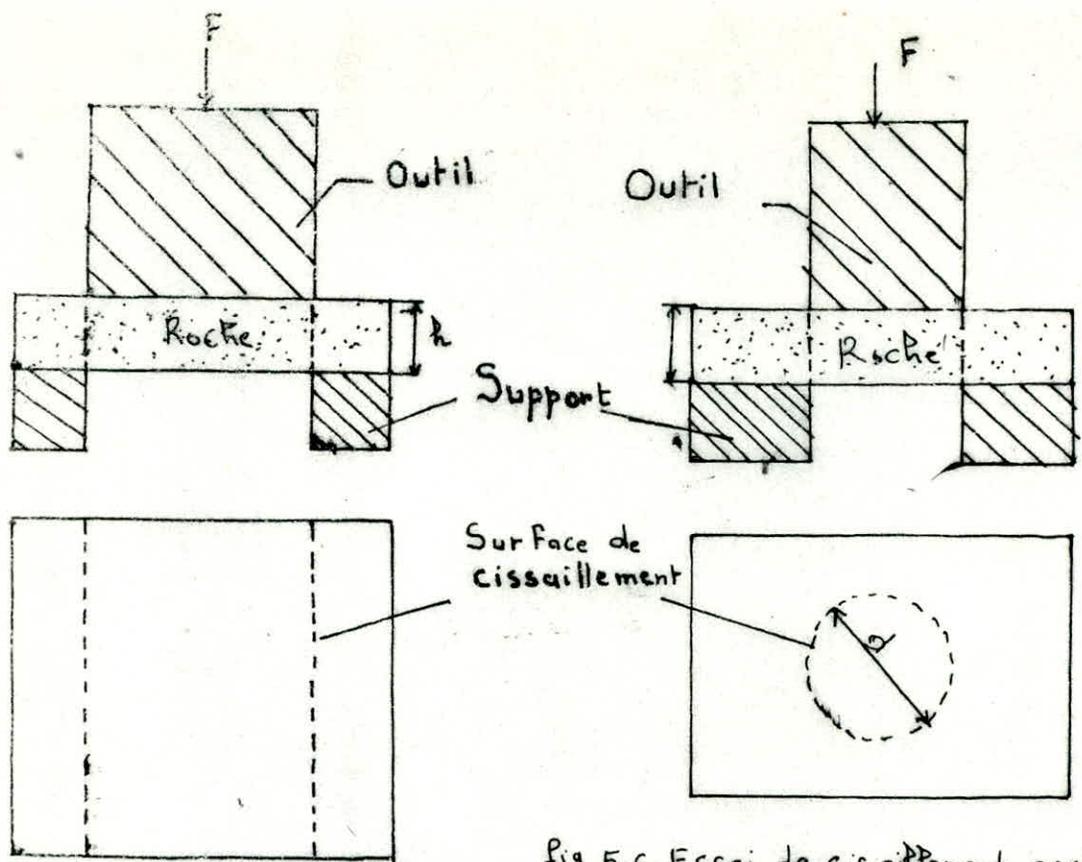


fig 5.b. Cissai.Plement simple avec deux surfaces de cisai.Plements

fig.5.c. Essai de cisai.Plement cylindrique

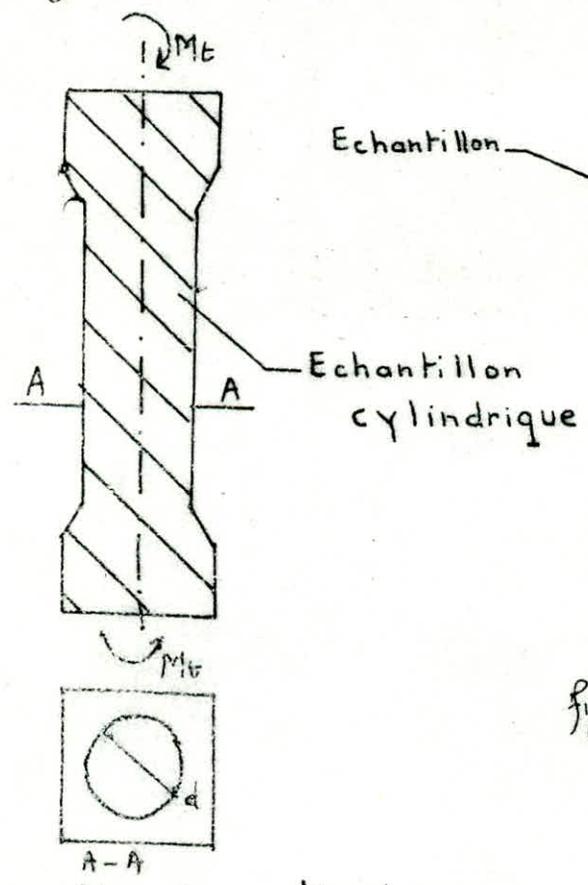


fig 6. cisai.Plement par torsion

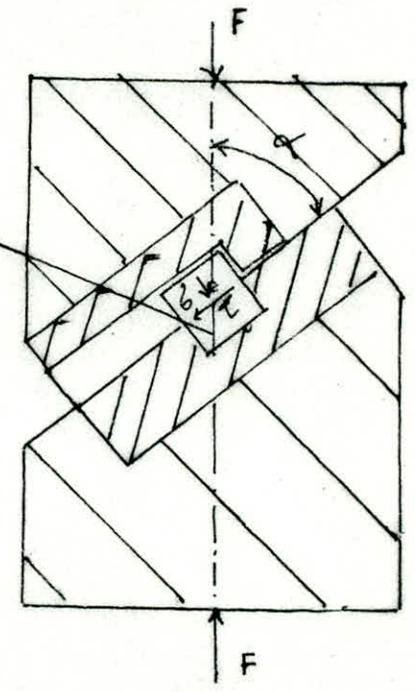


fig-7- Cisai.Plement avec compression

d = diamètre de l'échantillon

c) Cisaillement avec compression

On applique un effort de compression  $F$  incliné avec un angle par rapport à la surface de cisaillement ( fig.7 )

La contrainte de compression et de cisaillement sont définies par les formules suivantes :

$$\tau = \frac{F \cdot \cos \alpha}{S}$$

$$\sigma = \frac{F \cdot \sin \alpha}{S}$$

En general :  $\alpha$  varie de  $30^\circ$  à  $60^\circ$

Pour les différentes valeurs de  $F$ , on obtient l'ensemble des valeurs de  $\sigma$  et  $\tau$ , ces dernières nous permettent de tracer la courbe intrinsèque. C'est à partir de cette courbe intrinsèque qu'on peut déterminer graphiquement la cohésion et l'angle de frottement interne (  $C$  et  $\varphi$  ) ( fig.12 ). Nous allons voir en détail la détermination de  $C$  et  $\varphi$  dans le chapitre II et III .

d) Influence de la teneur en eau sur la cohésion

Dans les pentes naturelles et artificielles, les ruptures sont souvent liées à des problèmes d'écoulement ou d'érosion au pied du massif par une rivière .

Donc, l'eau a une influence sur la stabilité des talus, car l'augmentation de celle-ci fait diminuer la cohésion .

Maikansky, Sokolovsky et Wgsogovsky ont effectué des essais sur des échantillons de minerai polymétallique et minerai de fer pour déterminer la cohésion .

Après plusieurs essais les deux professeurs ont constatés qu'il y'a une diminution de la cohésion chaque fois que la teneur en eau augmente . Sokolovsky et Wgsogovsky ont déterminés la relation entre la cohésion et la teneur en eau pour le minerai de fer (2) et (3) (fig.8) .

$$C = (10,4 - 1,137W + 0,043W^2 - 0,00055W^3) \cdot 10^5$$

$C$  = cohésion du massif,  $10^5$  Pa

$W$  = teneur en eau, %

c) Relation entre la cohésion du massif et des échantillons de roches

La cohésion dans le massif rocheux diffère de la cohésion des échantillons de roches déterminées en laboratoire selon la formule suivante :

$$C_m = \frac{C}{1 + a \ln\left(\frac{H}{1}\right)}$$

$C_m$  ,  $C$  : cohésion déterminée dans le massif et dans l'échantillon .

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

$\frac{H}{1}$  : rapport de la hauteur du talus à la dimension moyenne des blocs .

Remarque : la valeur de "a" varie de 0,5 à 10 .

I.2.5) Plasticité

La plasticité est définie comme l'aptitude d'un corps à subir des déformations permanentes , le seuil de plasticité est la valeur de la sollicitation pour laquelle apparaissent les premières déformations irréversibles .

Dans la plasticité parfaite , le critère de plasticité ne varie pas avec le temps ( fig . 9 ) .

La plasticité se manifeste surtout dans les argiles et marnes saturées par l'eau .

I.2.6 ) Elasticité

Un solide est dit élastique " lorsqu'il retrouve la forme et les dimensions qu'il avait avant une sollicitation lorsqu'on supprime celle-ci" .

L'élasticité est dite linéaire lorsqu'il existe un ensemble de relations linéaires entre les déformations et les contraintes (fig.10) .

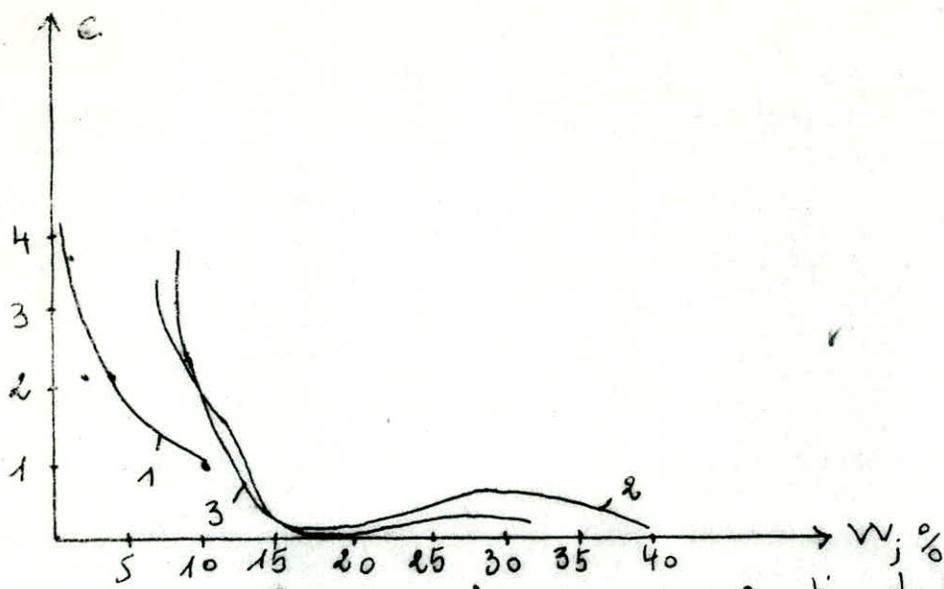


fig. 8 Courbes de la cohésion en fonction de la teneur en eau

- 1- Minerai polymétallique (d'après MAIKANSKY)
- 2- Minerai de Fer (d'après Sokolovsky)
- 3- Minerai de Fer (d'après W.G. SOBOVSKY)

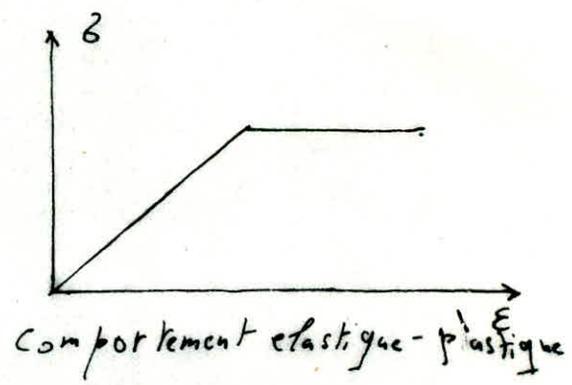
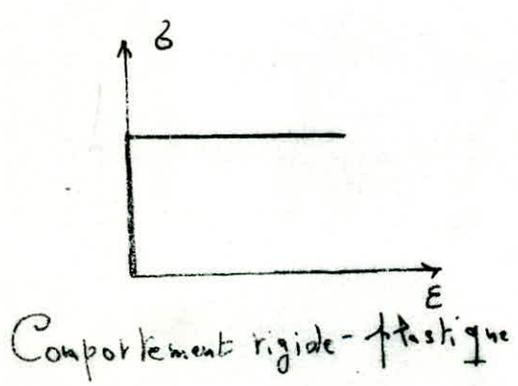


fig. 9

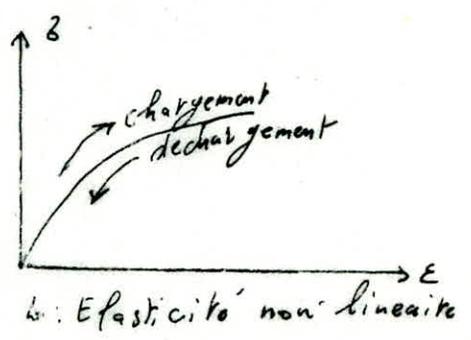
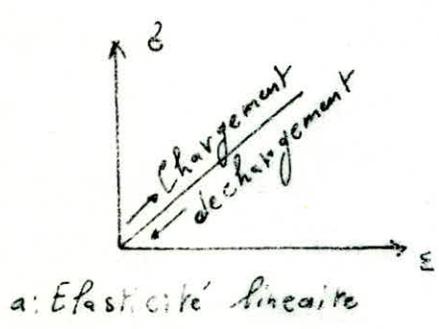


fig. 10

I.2.7) Coefficients de proportionalités

1°) Module de Young

Le coefficient de proportionalités entre la contrainte normale ( $\sigma$ ) et la deformation linéaire ( $\epsilon$ ) s'appelle " module d'elasticité "

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon}$$

2°) Module de cisaillement

Le coefficient de proportionalité entre les contraintes tangentielles ( $\tau$ ) et les deformations correspondantes ( $\gamma$ ) s'appelle " module de cisaillement " (G)

$$G = \frac{\tau}{\gamma}$$

3°) Coefficient de Poisson

Le coefficient de proportionalité entre les defomations longitudinales ( $\frac{\Delta z}{z}$ ) et laterales ( $\frac{\Delta x}{x}$ ) s'appelle coefficient dePoisson .

$$\nu = \left| \frac{\frac{\Delta x}{x}}{\frac{\Delta z}{z}} \right|$$

I.3) propriétés technologiques des roches

I.3.1) Fissurité

Les massifs rocheux sont devisés en blocs naturels par les fissures, appelé fissurité .

La fissurité joue un role important car elle permet le choix de la méthode d'exploitation, de résoudre le problème de la stabilité des bords de carrière , du talus et d'autres problèmes du génie Minier. La fissurité des roches est calculée par la distance moyenne entre les fissures

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

L = longueur de la partie du massif mesuré ; M

n = nombre de fissures sur la partie mesurée

Une classification des fissures a été faite par le Bureau International de Mécanique des roches , il existe plusieurs types de fissures tel que : type M , X Y, H, I, K, O , S , H+X (fig. 11) .

\* Changement de volume de bloc structural

Le volume du bloc structural augmente suivant la profondeur (H), ce changement de volume est provoqué par plusieurs facteurs tels que : infiltration de l'eau , la pression des roches , l'alteration , etc ...

Le volume du bloc structural suivant la profondeur est définie par la relation empirique suivante :

$$V = 0,21 + 0,18 H - 0,004 H$$

**H** : profondeur du bloc examiné ; m

**V** : volume du bloc structural ; m

Cette formule est valable seulement pour la hauteur du talus qui varie de 0 à 22m

\* La dimension moyenne du bloc structural

La dimension moyenne du bloc structural ( $l_{cp}$ ) augmente suivant la profondeur (h) .

Deux formules empiriques ont été établies afin de montrer l'influence de la profondeur sur la dimension moyenne du bloc structural

1°) Cas de la carrière de KARAGALSK :

$$l_{cp} = 0.6 + 0.025 h + 0.0125 h$$

2°) Cas de la carrière de SATAK :

$$l_{cp} = 0.1 + 0.12 h$$

$l_{cp}$  : dimension moyenne du bloc structural ; m

I.3.2) Stabilité

C'est la capacité des roches de rester en place durant longtemps lorsque la surface est dégagée ;

Suivant le degré de stabilité , les roches se repartissent en groupes suivants :

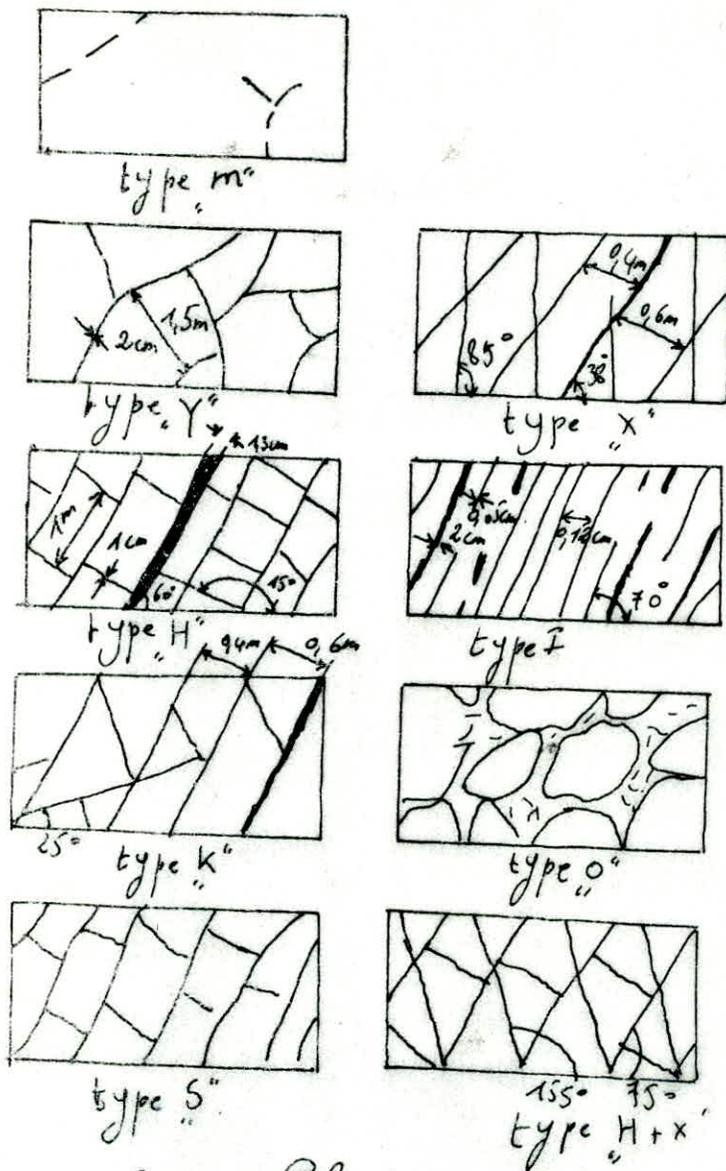


fig. 11 fig. 11: Classification de fissures

- Roches instables (ex : sable )
- Roches mi-stables ( ex : argile )
- Roches stables (ex : calcaire )
- Roches extra-stables (ex : Granite , roches dures )

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 .

### I.3.3) Viscosité

C'est la capacité de la roche de résister au détachement d'une certaine partie du massif . La valeur du degré de viscosité est déterminée par les forces de cohésion entre les particules de la roche , cette valeur dépend de sa composition , sa structure , de la forme des particules , de la quantité de la substance cimentouse et de la teneur en eau .

### I.3.4) Coefficient de foisonnement

C'est le rapport de volume des roches foisonnées au volume des roches en massifs

$$K_f = \frac{V_f}{V_m} > 1$$

$V_f$  : Volume des roches foisonnées

$V_m$  : Volume des roches en massifs

$K_f$  : Coefficient de foisonnement

On accorde une importance au coefficient de foisonnement puisque après l'abattage , il y'a une augmentation de volume .

Les grandes valeurs du coefficient de foisonnement influent négativement sur le processus de la production minière

### I.3.5) Composition granulométrique

C'est la qualité de la fragmentation des roches qui caractérise la masse rocheuse foisonnées suivant le pourcentage des morceaux de différentes dimensions .

Elle s'exprime par la courbe granulométrique , en abscisse figure le diamètre des grains et en ordonnées le pourcentage de tamisats .

\* Coefficient d'uniformité

C'est le rapport entre les diamètres correspondants respectivement aux tamisats de 10 % et de 60 % .

$$K_u = \frac{d_{60}}{d_{10}}$$

I.3.6) Adhesion

C'est la capacité des roches de se coller à la surface des outils .

L'adhésion diminue brusquement le rendement des engins d'extraction et de chargement .

I.3.7) Fragilité

C'est la capacité de la roche qui se détruit en fragment de morceau sous l'influence des forces extérieures tel que : chocs , ondes , explosives , etc...

I.3.8) Solidité

C'est la capacité de la roche de résister à la pénétration d'un autre corps . On la détermine , par échelles de MOHS .

1.3.9) Gonflement

C'est la capacité des roches d'augmenter leurs volumes lors de la saturation en eau , on l'exprime par la formule suivante ;

$$K_G = \frac{V_G}{V}$$

$V_G$  : Volume de la roche gonflée

$V$  : Volume initial de la roche

$K_G$  : Coefficient de gonflement

## II/ Essai en laboratoire

### II.1/ Loi de Coulomb

L'équation générale de la courbe intrinsèque s'écrit sous la forme

$$\tau = (a + b\sigma)^m .$$

Pour la plupart des matériaux, elle s'écrit sous la forme suivante

$$\tau = \pm (a + b\sigma)^{3/2} ; m = 3/2 .$$

Pour le cas particulier de la mécanique des sols (roches),

l'équation s'écrit :

$$\tau = \pm (a + b\sigma) ; m = 1 \text{ (fig.12)}$$

avec  $a = c$  et  $b = \text{tg}\varphi$ .

$c$  = cohésion du sol (roche)

$\varphi$  = angle de frottement interne du sol (roche)

#### Cas particulier

$c = 0$  : cas des matériaux pulvérulents (ex: sable sec )

$c \neq 0$  : cas des matériaux cohérents (ex : argile )

#### Remarque :

la cohésion peut varier avec la teneur en eau , c'est à dire que la quantité d'eau contenue dans le matériau donné peut augmenter la cohésion de celui-ci où au contraire la diminuer .

### II.2./ Essai de cisaillement

Plusieurs types d'appareils sont utilisés pour les essais de cisaillement , mais deux appareils de laboratoire ont été mis au point, pour les recherches et les essais courants citons :

- la boîte de Casagrande .
- l'appareil triaxial .

#### II.2.1/ Boîte de Casagrande

Cette boîte de Casagrande est destinée aux essais de cisaillements rectiligne dans lesquels on cherche à obtenir la rupture de l'échantillon suivant un plan imposé (D) .

Généralement , l'échantillon a la forme d'une plaquette carrée .

Il est placé entre deux demi-boîtes, mobiles l'une par rapport à l'autre et sans contact (elles séparées par l'échantillon ) (fig.13)

On applique par l'intermédiaire de la demi-boîte supérieure un effort de compression  $N$  et un effort horizontal de traction  $T$ . Le matériau se rompt alors pour une certaine valeur de  $T$ , suivant le plan de séparation des demi-boîtes qui coïncide sensiblement avec le plan horizontal de symétrie de l'échantillon.

On mesure l'effort horizontal  $T$  en fonction des déformations horizontales  $\Delta l$  (fig.14).

L'essai se fait à une vitesse contrôlée  $V$

soit :

-  $S$  : la section de l'échantillon selon le plan ( D )

-  $\sigma = \frac{N}{S}$  : la contrainte normale appliquée à l'échantillon

-  $\tau = \frac{T}{S}$  : la résistance au cisaillement mesurée à la rupture .

Cet essai est réalisé avec un certain nombre d'éprouvettes d'un même sol avec des contraintes normales différentes, par exemple  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ , et  $\sigma_4$ , la courbe intrinsèque du sol peut être déterminée en portant sur le diagramme de Coulomb ( $\tau, \sigma$ ) les points correspondants aux contraintes  $\tau_1, \tau_2, \tau_3$ , et  $\tau_4$  mesurées (fig.15).

Remarque : la valeur de  $C$  et  $\psi$  dépend des conditions d'essais ( vitesse de déplacement, drainage assuré ou non , etc.. ) .

### II.2.2/ Appareil triaxial .

Dans l'appareil triaxial, l'échantillon a la forme d'un cylindre .

Il est soumis à ce qu'on appelle une étreinte triaxiale et qui mériterait mieux le nom de champ de contraintes cylindriques .

L'échantillon est placé dans une cellule qui contient un fluide sans pression, de l'eau en général, soumis sur la surface latérale à une contrainte radiale  $\sigma_3$  qui est égale à la pression qui règne dans la cellule . D'autre part un piston qui traverse la partie supérieure de la cellule permet de charger verticalement l'échantillon , qui est ainsi soumis également à une contrainte longitudinale  $\sigma_1$  (fig.16) .

En jouant séparément sur la pression de la cellule et la force transmise par le piston, on peut réaliser une large gamme de combinaison de contraintes , on peut citer :

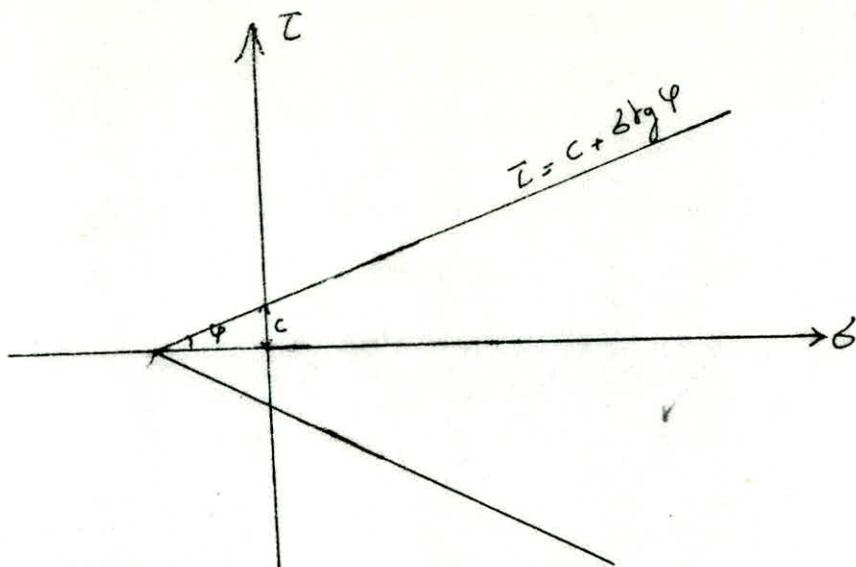


fig. 12 - Loi de Coulomb

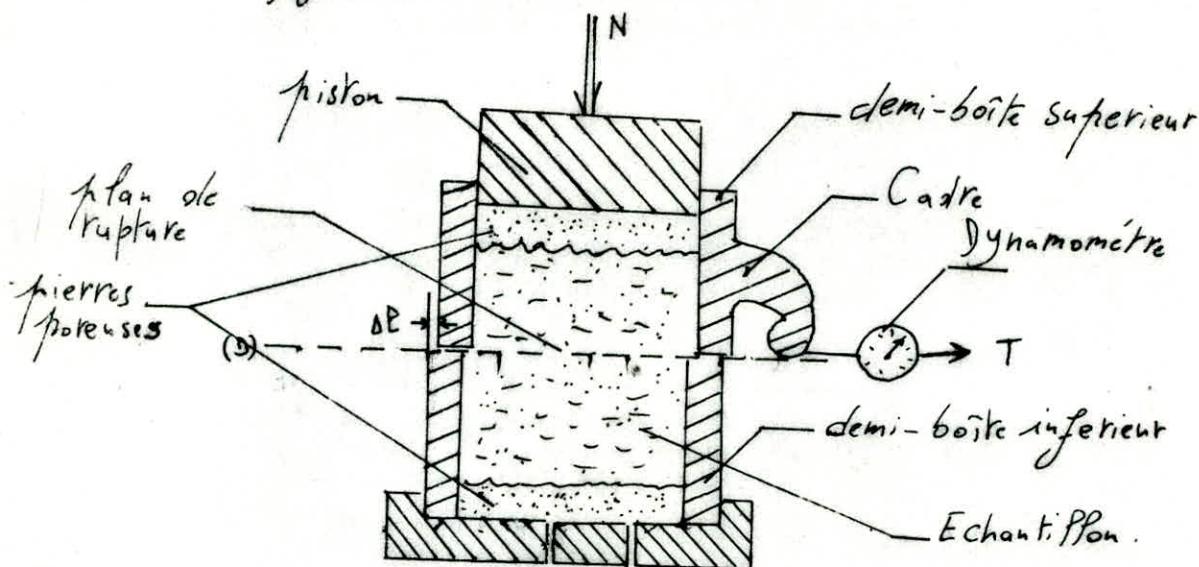


fig. 13 - Boîte de Casagrande

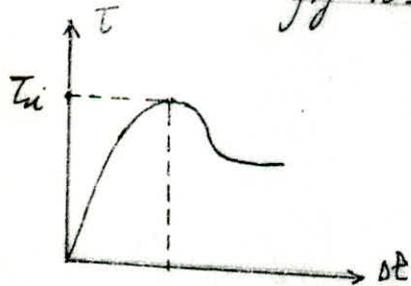


fig. 14 - Courbe contrainte - deformation

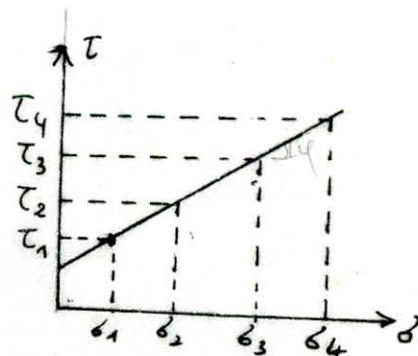


fig. 15 - Determination de c et phi

- Essais de compressions pour lesquels la contrainte longitudinale  $\sigma_1$  est supérieure à la contrainte radiale  $\sigma_3$  .
- Essais de traction (d'extention) pour lesquels la contrainte longitudinale est une traction .
- Essais de striction pour lesquels la contrainte longitudinale est inférieure à la contrainte radiale .

$$\sigma_1 = \sigma_3 + N / S .$$

N : effort appliqué au piston .

La déformation verticale  $\Delta l$  de l'éprouvette est mesurée à l'aide d'un comparateur .

Un robinet R permet, s'il est ouvert, le drainage de l'éprouvette par l'intermédiaire des pierres poreuses, l'essai est drainé .

S'il est fermé, le sol ne peut se drainer, l'essai est non drainé .

Si le robinet R est fermé et le sol saturé, on peut mesurer la pression interstitielle de l'eau du sol à l'aide d'un capteur de pression .

Si le robinet R est ouvert, une burette permet de mesurer la quantité d'eau expulsée ou absorbée par l'échantillon .

Au moment de la rupture, on connaît donc le déviateur maximal des contraintes ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) correspondant au cercle de Mohr (fig.17) tangent à la courbe intrinsèque .

Si l'essai est répété pour différentes valeurs de  $\sigma_3$ , on a plusieurs cercles de Mohr et il est alors possible de tracer la courbe intrinsèque (fig.18) .

Remarque : comme pour le cisaillement rectiligne, les valeurs de C et  $\varphi$  dépendent des conditions d'essais .

### II.3/ Différents types d'essais de compression triaxiale

#### 1°) Essais non drainé, non consolidé

La phase de consolidation avant l'essai n'existe pas . la pression axiale ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) est appliquée rapidement jusqu'à rupture ( vitesse du piston 1mm/min ) , le drainage restant fermé pendant l'essai . Par conséquent la pression interstitielle  $u$  n'est pas mesurée (fig.19) . Ce type d'essai s'applique aux matériaux cohérents saturés ( $\varphi_u = 0$ ) ou non .

Le temps de réalisation de l'essai est court (essai rapide) .

$$\tau_f = C_u + tg \varphi_u$$

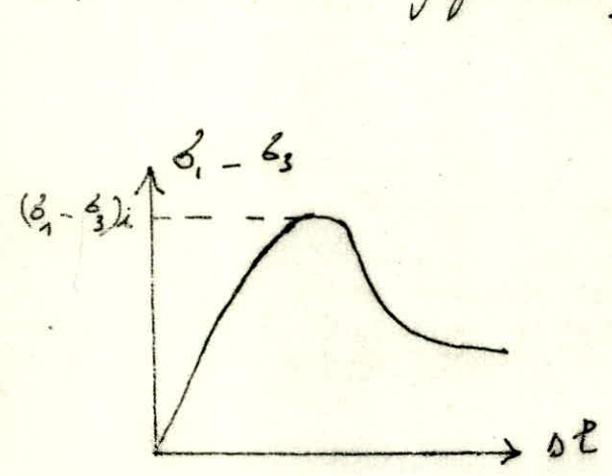
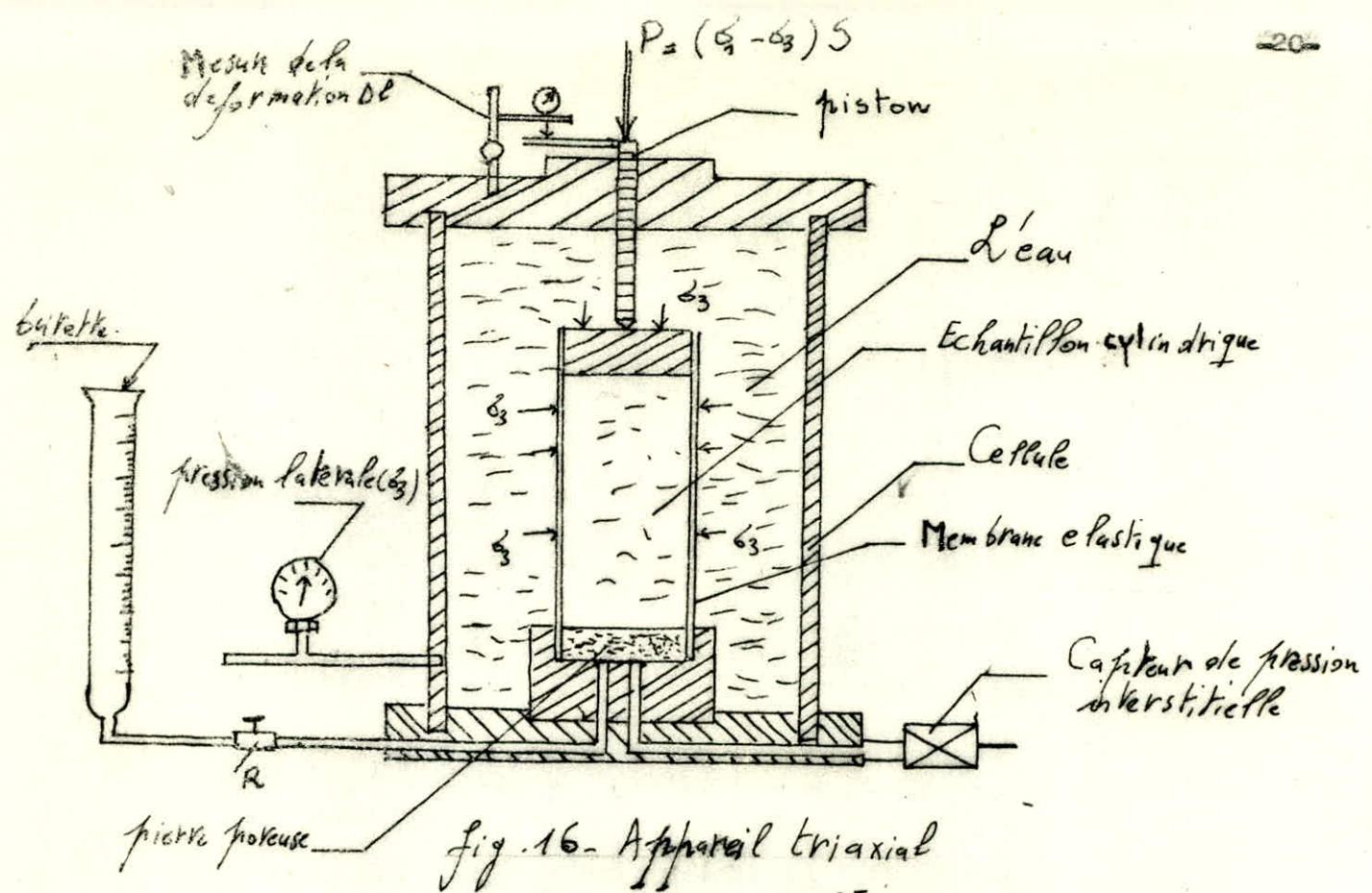


fig. 17. Courbe contrainte - déformation.

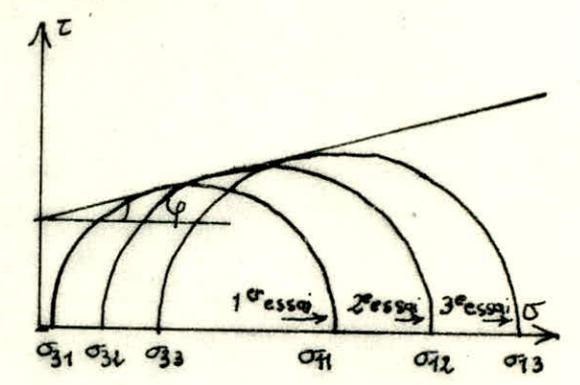


Fig. 18 - Determination de la droite intrinsèque d'un sol.

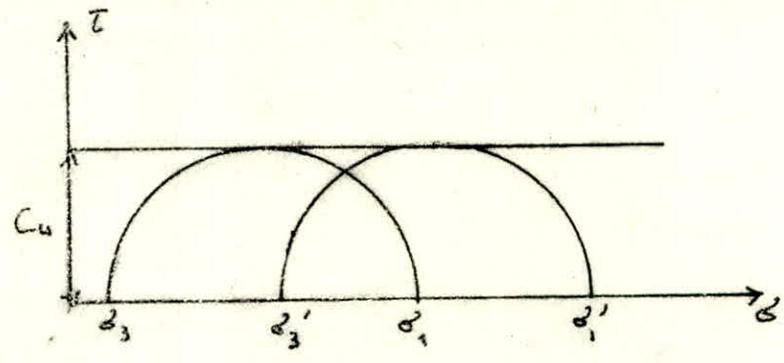


Fig. 19 - Essai non drainé (saturé)

$\tau_f$  : contrainte de cisaillement sur le plan de rupture et au moment de la rupture .

$\varphi_u$  : angle de frottement interne (cas non drainé) , dans ce cas  $\varphi_u = 0$

$$C_u = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$$

$C_u$  : cohésion est égale à la moitié du diviateur qui provoque la rupture .

2°) Essais consolidé , non drainé

La phase de consolidation avant l'essai se fait à drainage ouvert par application d'une pression hydrostatique imposée  $\sigma_3$  . Quand la consolidation est déterminée , c'est à dire , quand la pression interstitielle est intégralement dissipée , l'échantillon est alors soumis à un essai de cisaillement non drainé , la pression interstitielle "u" peut être mesurée . Ce type d'essai s'applique aux matériaux cohérents saturés .

Le temps de réalisation de l'essai est court .

Pour la détermination des contraintes de cisaillement , on utilise les relations suivantes :

$$\tau_f = C_u + \sigma' \operatorname{tg} \varphi_u ; \text{ en contraintes totales .}$$

$$\tau_f = C_u + \sigma' \operatorname{tg} \varphi_u ; \text{ en contraintes effectives .}$$

$C_u$  : signifie qu'il s'agit d'un essai non drainé après consolidation .

3°) Essais consolidés , drainés

Le drainage reste ouvert pendant tout l'essai , la phase de consolidation est identique à l'essai consolidé , non drainé .

L'échantillon est cisailé par la pression axiale  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  , à un rythme suffisamment lent pour que la pression interstitielle est négligeable , particulièrement au moment de la rupture . Par conséquent le temps de réalisation de l'essai est long (essai lent) .

Les relations pour déterminer les contraintes de cisaillement sont définies comme suit :

$$\tau_f = C' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi'$$

$$\tau_f = C_d + \sigma' \operatorname{tg} \varphi_d$$

$$\tau_f = C_d + \sigma' \operatorname{tg} \varphi_d$$

La cohésion  $C'$  et l'angle de frottement interne  $\varphi'$  qui sont mesurés lors de l'essai drainé sont très peu différents de ceux que l'on obtient dans un essai non drainé consolidé avec mesure de la pression interstitielle .

#### II.4/ Deformabilité des roches

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 ( $\sigma/\epsilon$ ) (fig.20).

Pour un essai triaxial, on pourrait faire la construction de la courbe  $(\sigma_1 - \sigma_3)/\epsilon$

Les courbes contraintes-déformations de divers roches présentent deux stades distincts de déformation.

Pendant le premier stade, la déformation est faible par rapport à l'accroissement de la contrainte et quand on supprime la contrainte, la roche reprend sa forme initiale. Ce stade est définie comme étant le domaine élastique.

Quand on passe le domaine d'élasticité, la déformation est irréversible et les roches peuvent avoir deux types de comportement extrêmes : soit la rupture totale, soit la déformation se développe sans accroissement important de la contrainte et on'est dans le domaine de la déformation plastique.

Dans le premier cas, la roche a un comportement élastiques-fragiles, et dans le second cas on parle de comportement elasto-plastique.

Il faut souligner que dans la nature une roche est soumise à un état de contrainte triaxial et son comportement dépend des trois valeurs à savoir :  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  et  $\sigma_3$ .

Le schéma de décomposition en deux dimensions de  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  sur un plan de fracture montre que les efforts des contraintes normales  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  dues à  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  s'ajoutent alors que la contrainte cisailante  $\tau_3$  due à  $\sigma_3$  joué en sens opposé de la contrainte  $\tau_1$  due à  $\sigma_1$  (fig.21).

La présence de  $\sigma_3$  présente une difficulté par la rupture fragile de l'échantillon suivant une fracture de cisaillement.

On passe d'une rupture fragile, en l'absence de  $\sigma_3$ , à des comportements plastiques (ou ductiles) avec adoucissement (anticrouissage), sans ecrouissage et avec durcissement (ecrouissage), pour des valeurs croissantes de  $\sigma_3$  (fig.22).

#### II.5/ Cisaillement des discontinuités des roches

Ces essais se font généralement sur des éprouvettes cylindriques

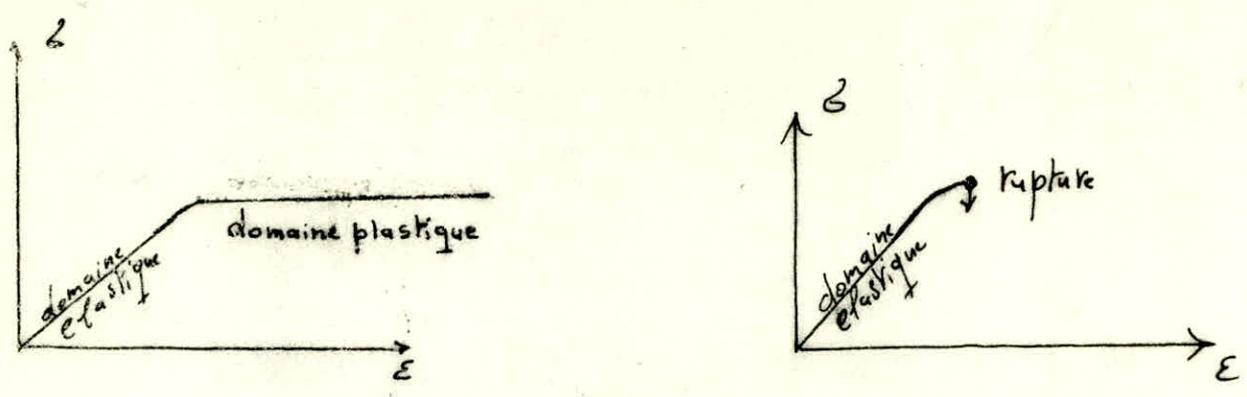


Fig. 20 - Courbes contraintes - deformations

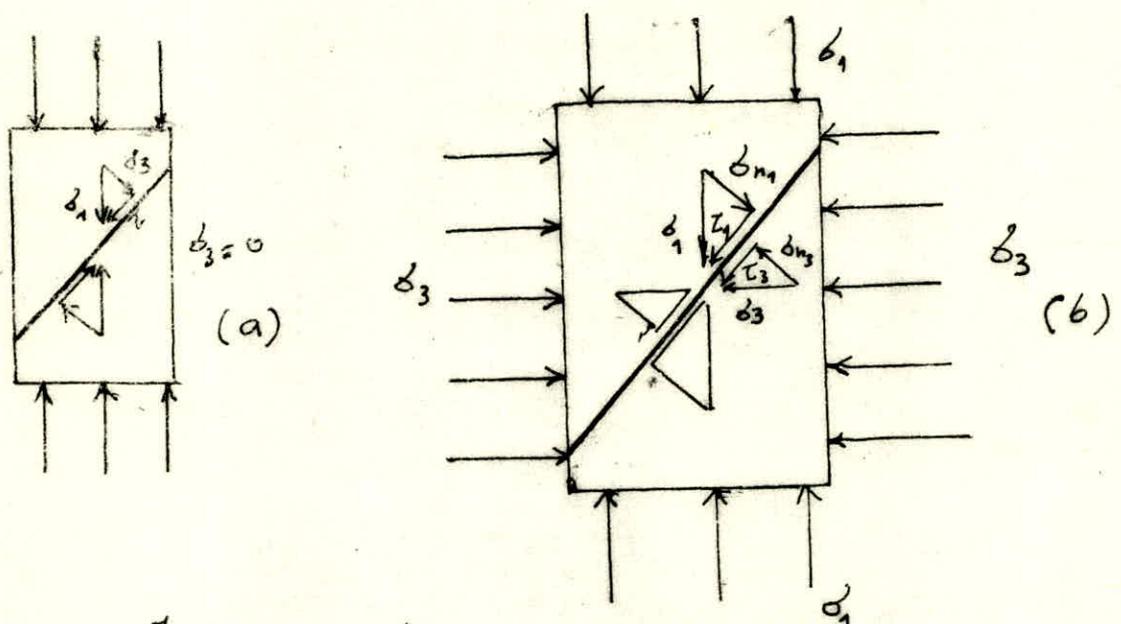


Fig. 21 - Influence de la pression de confinement  $\sigma_3$  sur la rupture fragile par cisaillement

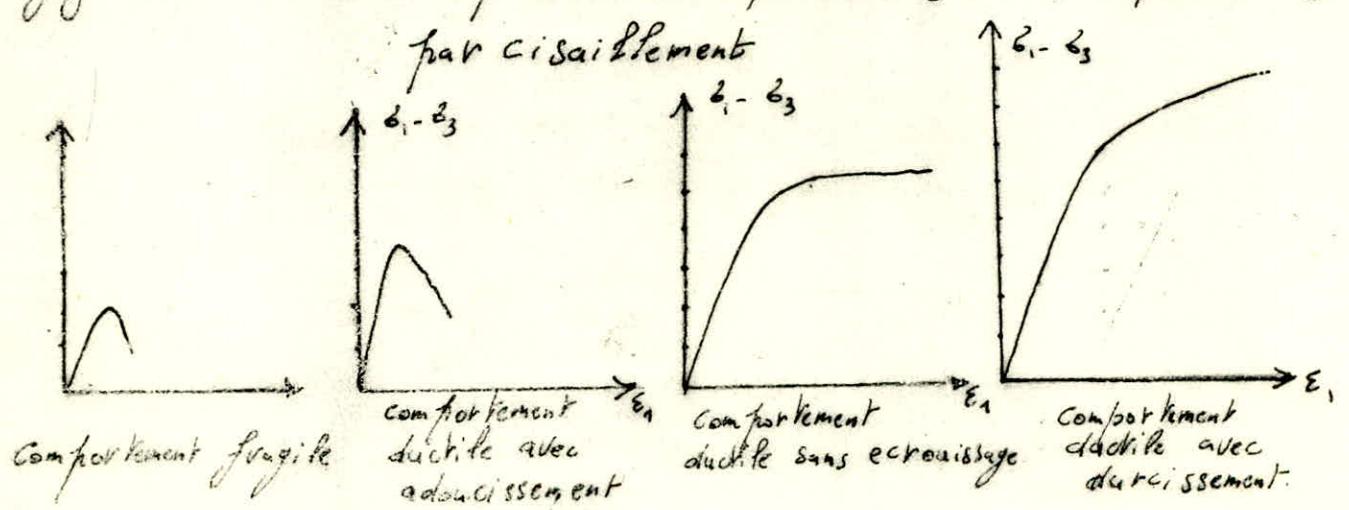


Fig. 22

taillées de manière que la discontinuité à étudier soit perpendiculaire à l'axe de l'éprouvette .

On exerce sur cette discontinuité un effort normal " N " et un effort tangentiel " T " .

Donc , on peut connaître les contraintes normales et tangentielles qui sont appliquées sur une discontinuité de surface " S "

$$\sigma_n = \frac{N}{S} \text{ et } \tau = \frac{T}{S}$$

### II.5.1/ Cisaillement d'une discontinuité plane idéale

Supposons une discontinuité idéalement plane sans cohésion soumise à une charge normale "N" constante et un effort tangentiel "T" croissant . Si on enregistre l'effort "T" et le déplacement " $\Delta l$ " parallèlement à T on peut tracer une courbe  $\tau = f(\Delta l)$  . Cette courbe montre que la contrainte de cisaillement augmente rapidement avec  $\Delta l$  tant que la résultante des forces appliquées constitue avec la normale à la discontinuité un angle inférieur à l'angle de frottement de la roche. Lorsque cet angle est atteint, on observe une rupture correspondante au glissement des deux parties de la roche pour un effort de cisaillement constant. La distance, c'est à dire le déplacement  $\Delta h$  mesuré perpendiculairement à la discontinuité en fonction du déplacement longitudinal  $\Delta l$ , est nulle au cours de l'essai. Si on fait plusieurs essais avec des valeurs croissantes de l'effort normal, on peut tracer la courbe de cisaillement dont l'équation est :  $\tau = c_n \text{ tg } \Phi_r$  .

$\Phi$  et  $\text{tg } \Phi_r$  sont respectivement l'angle et le coefficient de frottement résiduels et dépendent de la nature de la roche (caractéristiques mécaniques) et de la rugosité des épontes de la fissure .

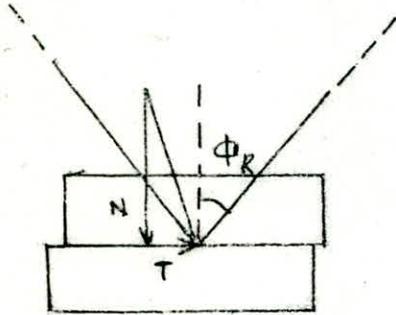
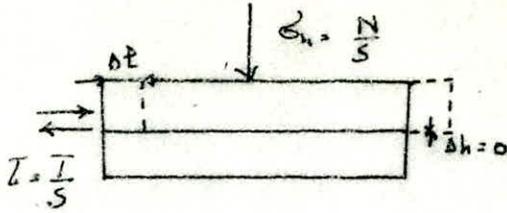
Dans ce cas, l'angle de frottement résiduel  $\Phi_r$  est égale à l'angle de frottement de la roche le long de la discontinuité considérée (fig.23)

### II.5.2/ Cisaillement d'une discontinuité à indentations régulières

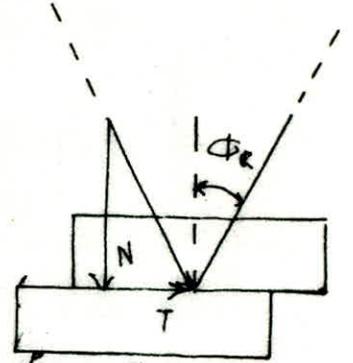
Pour se rapprocher du cas réel du cisaillement des discontinuités naturelles, on peut envisager successivement les cas de cisaillements des discontinuités à indentations régulières symétriques et dissymétriques

#### 1°/ Discontinuités à indentations régulières symétriques

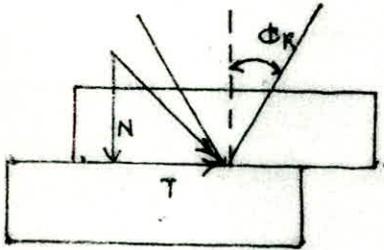
Soit une discontinuité à indentations régulières et symétriques faisant



a: la résultante des forces est dans le cône de frottement = pas de rupture



b: la résultante des forces est sur le cône de frottement:  $T = N \tan \phi_R$ : où:  $\tau = \sigma_n \tan \phi_R$ .



c: la résultante des forces est à l'extérieur du cône de frottement = rupture

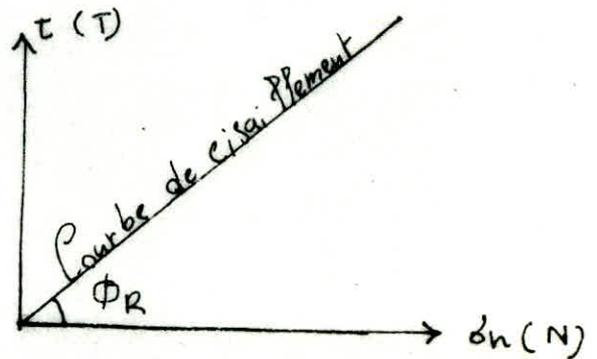
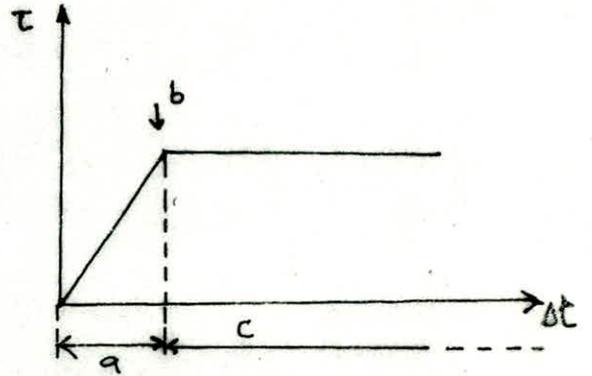


fig. 23: Cisaillement d'une discontinuité plane

un angle  $\alpha$  avec le plan moyen de la discontinuité sur laquelle on exerce un effort normal  $N$  et un effort  $T$  tangentiel (fig.24.a)

Pour une valeur peu élevée de  $N$ , le mouvement va se faire par un glissement sur un versant des indentations, dès que la résultante des forces appliquées sortira de frottement relatif à ce versant.

Comme dans le cas de la fissure plane, la contrainte de cisaillement  $\tau$  croît rapidement au début de l'essai et se stabilise ensuite à une valeur constante.

Dans le système de coordonnées  $n, t$ , relatif au versant sur lequel s'effectue le mouvement, le critère de rupture s'écrit :

$$\tau = \delta \operatorname{tg} \phi_R .$$

Dans le système  $N, T$ , relatif au plan moyen de la discontinuité, ce critère s'écrit :  $\tau = \delta \operatorname{tg}(\phi_R + \alpha)$  (fig.24.c)

La rupture des dents se produit pour une valeur de  $\tau$  égale à la résistance du pic  $R_p$ , et le mouvement se poursuit dans la direction du plan moyen. Après la rupture des dents, la résistance décroît jusqu'à une valeur caractérisée par angle de frottement résiduel  $\phi_r$  (cet angle est à peu près égale à l'angle de frottement de la roche  $\phi_R$ ).

- Au dessus d'une certaine valeur  $\delta_A$  de l'effort normal, la rupture des dents se produit dès le début de l'essai. La dilatance est alors nulle (fig.24.d).

- Pour une valeur donnée de l'effort normal, on peut donc définir deux valeurs de résistance :

a/ une résistance de pic, correspondant à la rupture des dents .

b/ une résistance résiduelle, mobilisée après la rupture des dents, et qui caractérise les frottements des surfaces en contact.

On peut définir deux courbes  $\delta, \tau$

1°/ Une courbe correspondante à la résistance du pic

2°/ Une courbe correspondant à la résistance résiduelle (fig.24.f) .

- EN deçà de  $\delta_A$ , la courbe de pic est représentée par l'équation suivante :

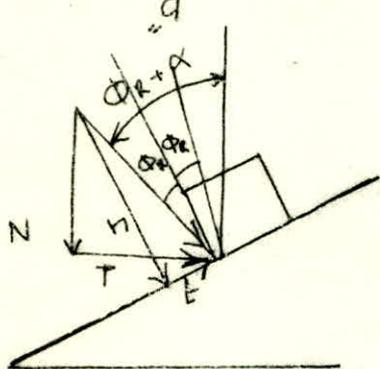
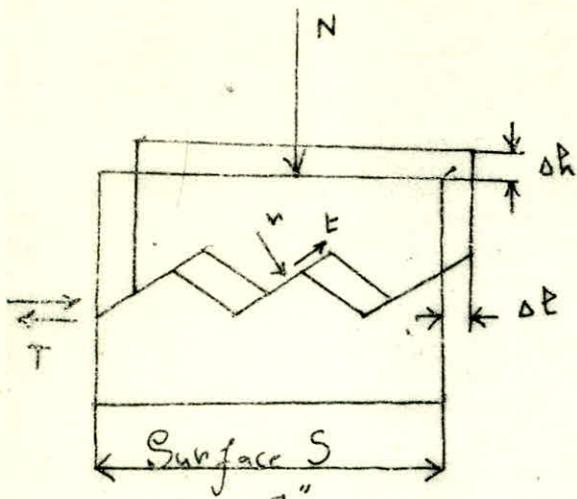
$$\tau = \delta \operatorname{tg}(\phi_R + \alpha)$$

- Au-delà de  $\delta_A$ , elle est représentée par l'équation :

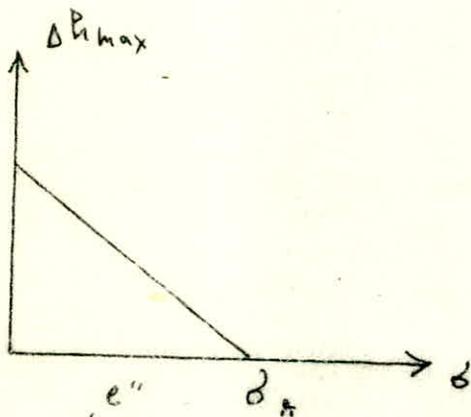
$$\tau = Ca + \delta \operatorname{tg} \phi_p .$$

$Ca$  : cohésion apparente qui traduit l'effort des irrégularités de la surface sur le comportement au cisaillement .

$\phi_p$  : angle de frottement de pic .



Conditions de rupture "le long des versants des discontinuités" "C"



Contrainte normale à partir de laquelle la rupture des dents se produit dès le début de l'essai

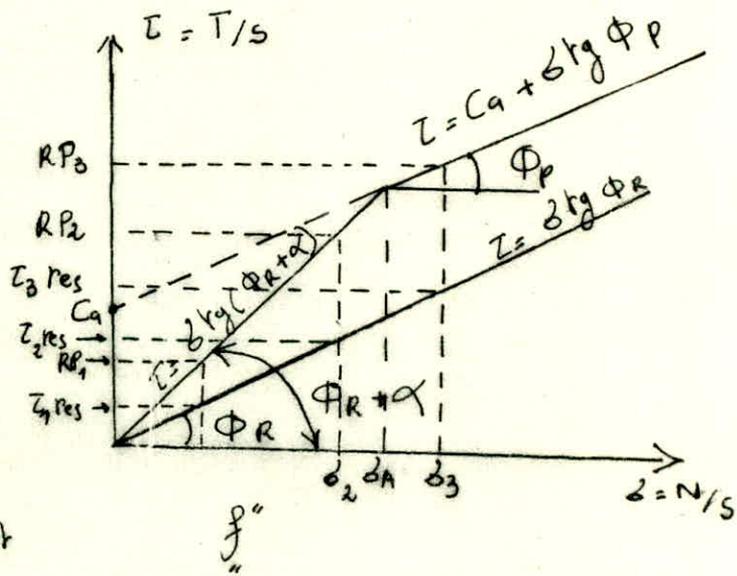
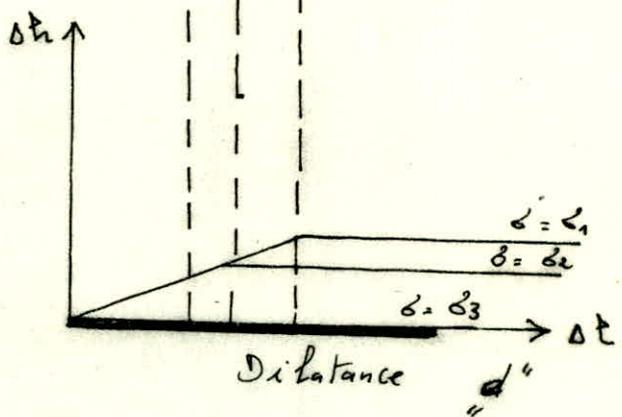
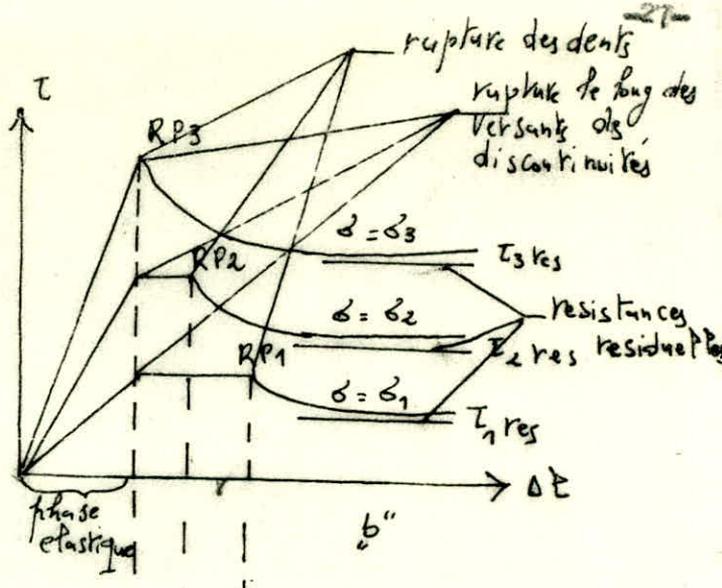


Fig. 24: Essai d'une discontinuité à indentations rugueuses symétriques

où  $\Phi_p \approx \Phi_r$  d'où  $\tau = Ca + \delta \text{tg} \Phi_p$

2°/ Discontinuités à indentations régulières dissymétriques

Quand les indentations d'une discontinuité sont régulières mais présentent une dissymétrie matérialisée par des angles de facettes  $\alpha_1$  et  $\alpha_2$ , avec le plan moyen de la discontinuité, les deux sens du mouvement possible répondent aux mêmes lois que précédemment mais donnent des résultats différents suivant que le glissement se produit sur les facettes d'angles  $\alpha_1$  ou  $\alpha_2$ .

La figure (25) représente une discontinuité où  $\alpha_1 > \alpha_2$  et si on suppose que  $\Phi_1$  et  $\Phi_2$  sont les mêmes pour les deux sens de cisaillement, on obtiendra :

- pour le glissement le long des dents :  $\tau_1 = \delta \text{tg}(\Phi + \alpha_1)$  et  $\tau_2 = \delta \text{tg}(\Phi + \alpha_2)$
- la rupture des dents :  $\tau_1 = Ca_1 + \delta \text{tg} \Phi_p$  et  $\tau_2 = Ca_2 + \delta \text{tg} \Phi_p$

II.6/ Relation entre la résistance à la compression, résistance à la traction, angle de frottement interne et la cohésion .

En se basant sur le graphe ci-dessus (fig.26) représentant la loi de Mohr-Coulomb :

$$\tau = \delta \text{tg} \varphi + C$$

- $\tau$  : représente la contrainte de cisaillement
- $\delta$  : contrainte normale
- $\varphi$  : angle de frottement interne
- $C$  : la cohésion .

Cette droite peut être tracée en faisant un essai à la compression et un essai à la traction, profitons de cet état du fait pour définir les relations existantes :

.Considérons le triangle OMN , MN = C

$$\text{tg} \varphi = \frac{MN}{OM} ; OM = OA + AM = \frac{R_r}{2 \sin \varphi} + \frac{R_r}{2}$$

Considérons le triangle OAL :  $\sin \varphi = \frac{AL}{OA} = \frac{R_r/2}{OA}$

$$OA = \frac{R_r}{2 \sin \varphi}$$

$$\text{tg} \varphi = \frac{C}{\frac{R_r}{2 \sin \varphi} + \frac{R_r}{2}} = \frac{2C}{R_r \left( \frac{1}{\sin \varphi} + 1 \right)} = \frac{2C}{R_r \left( \frac{1 + \sin \varphi}{\sin \varphi} \right)}$$

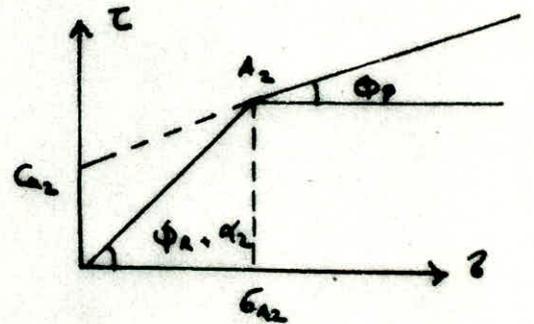
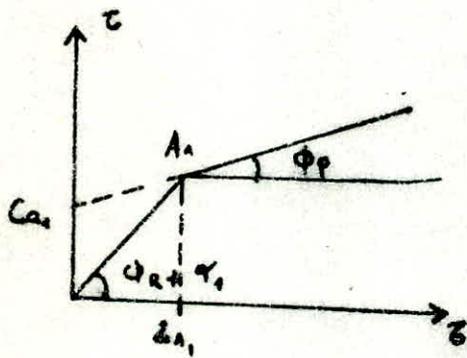
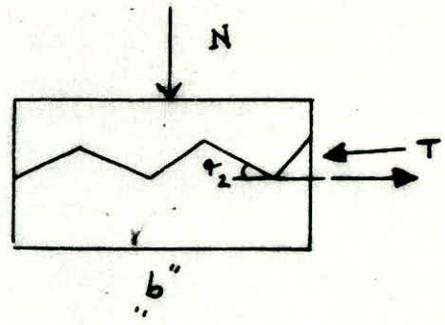
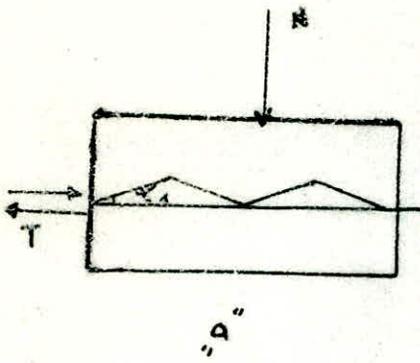


Fig. 25 - Cisaillement de discontinuités à indentations régulières dissymétriques

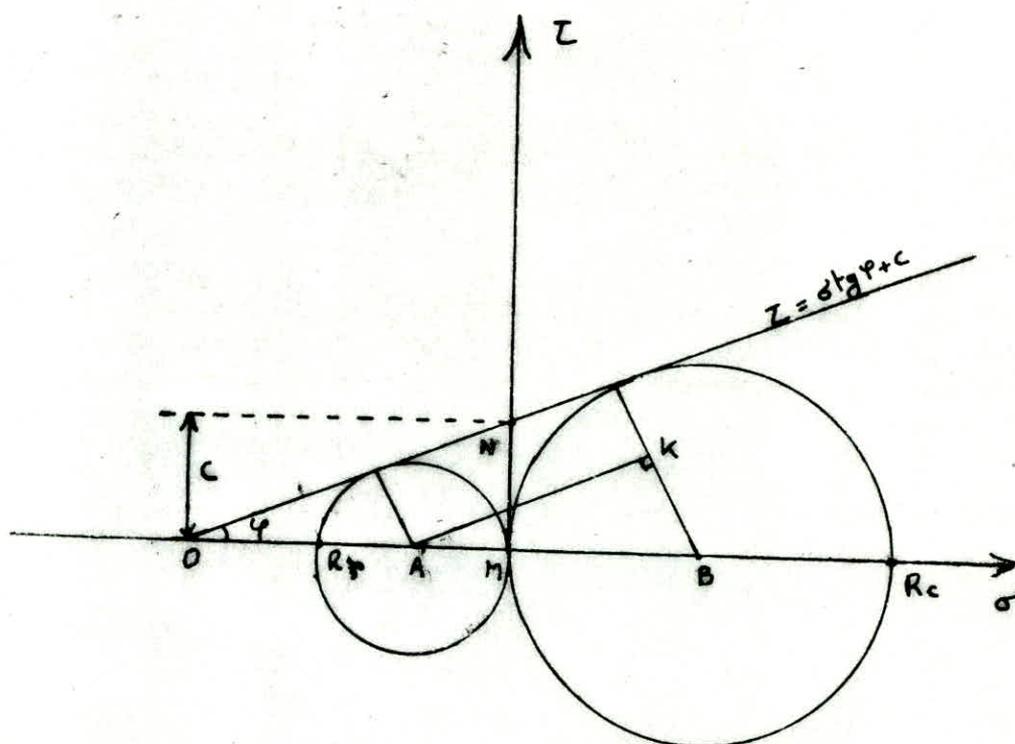


Fig. 26. Schéma montrant la droite de Cayley,  $R_c$  et  $R_t$

$$\frac{\sin \Psi}{\cos \Psi} = \frac{2c \sin \Psi}{R_r (1 + \sin \Psi)} ; c = \frac{R_r (1 + \sin \Psi)}{2 \cos \Psi} \frac{R_r \left( 1 + \frac{R_c - R_r}{c} \right)}{2 \sqrt{1 - \left( \frac{R_c - R_r}{R_c + R_r} \right)^2}}$$

$$c = \frac{\sqrt{R_c \cdot R_r}}{2}$$

En conclusion :

$$\sin \Psi = \frac{R_c - R_r}{R_c + R_r}$$

$$c = \frac{\sqrt{R_c \cdot R_r}}{2}$$

$$\operatorname{tg} \Psi = \frac{R_c - R_r}{2 \sqrt{R_c \cdot R_r}}$$

III) Essais in-situ

III.1) Essais de cisaillement in-situ

Les essais de cisaillement in-situ se realise au verin à partir d'une tranchée à la surface ou d'une galerie dans une niche aménagée dans les parois .

En general , les roches etant stratifiées , les ruptures sous un ouvrage se produiront naturellement selon les plans de stratification ou selon les directions principales des fissures .

On distingue differentes essais de cisaillement in-situ .

III.1.1) Essai de cisaillement in-situ avec compression

Cet essai de cisaillement se realise au verin hydraulique à partir d'une tranchée à la surface , le bloc rocheux est soumis à deux contraintes , une contrainte verticale de compression exprimée par la formule suivante :

$$\sigma_N = \frac{N}{A}$$

et une contrainte horizontale de cisaillement  $\tau = \frac{T}{A}$  ;

(voir fig . 27)

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

III.1.2) Essai de cisaillement in-situ sans compression

Cet essai se realise sans compression (  $N = 0$  ,  $\sigma_N \neq 0$  ) d'une contrainte qui s'effectue sous l'effet d'une charge propre de la roche considerée ( fig . 28)

III.1.3) Essai de cisaillement in-situ dans une galerie

Dans une niche , on degagera un cube de roche . Un verin sera mis en place au dessus de la face libre parallele aux plans de stratification , et un autre sera disposé lateralement contre l'une des faces perpendiculaire à ce plan. Mais on doit remarquer que si ce verin lateral est disposé parallelement à la section de cisaillement , cette dernière sera soumise à un moment égal au produit de la force laterale , axiale au verin , par la distance de ce dernier au centre de gravité de la section , il suffit d'incliner

le verin lateral d'un angle  $\beta$  par rapport au plan de cisaillement de telle façon que son axe passe par le centre de gravité de la section cisailée ( voir fig.30. ) . Dans ce cas , le verin supérieur exerce une force P et le verin lateral une force F , les efforts sur le plan de cisaillement sont :

-Effort normal  $N = P + F \sin \beta$

- Effort tangentiel  $T = F \cos \beta$

Un comparateur solidaire d'une base fixe permettra de mesurer les déplacements paralleles  $\Delta l$  au plan de stratification ; On exerce l'effort P , puis au bout d'un temps bien definie ( par exemple 5 minutes ) , on exerce les efforts de cisaillement par palliers egaux d'une durée constante ( par exemple 15 minutes ) . Pour chaque palier , on mesurera les defomations , ce qui permettra par la suite detracer la courbe de cisaillement ( voir fig.30. ) ; On augmentera ensuite l'effort normal et on recommencera le cisaillement.

III.2) La mesure de la deformabilité des roches

III.2.1) Verin

Les verins sont des appareils de poinçonnement du terrain appliquant des efforts considerable sur une faible surface de paroi . Les verins peuvent être à plaque souple ou à plaque rigide ( voir fig.31) .

Les resultats obtenues dépendant de nombreux facteurs parmi lesquels :

- 1) La rigidité de la plaque
- 2) La forme de la plaque .
- 3) La dimension de la plaque .
- 4) L'emplacement des appareils de mesures .

On préfere aux verins de 0.25 à 0.30 m de diamètre de plaque , avec ou sans interposition d'une feuille de caoutchouc .

III.2.1.1) Calcul des coefficients de deformation

SOIT :

E : coefficient de deformation

$\mu$  : coefficient de Poisson

r : coefficient de la plaque

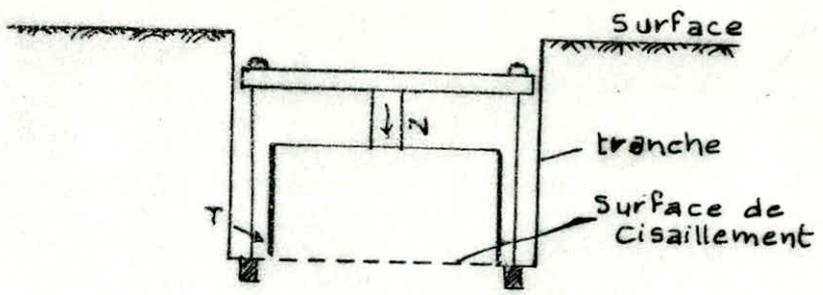


Fig. 27. Essai de cisaillement in-situ avec compression

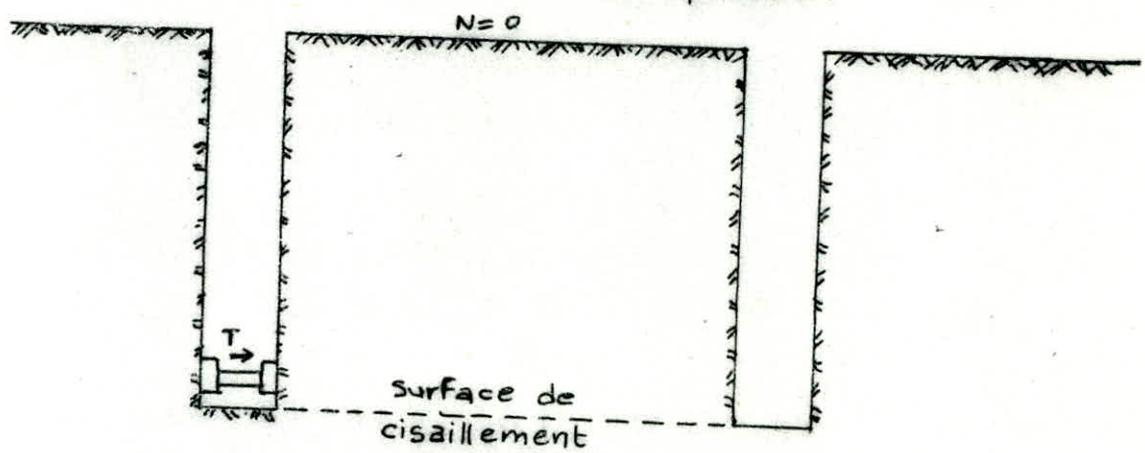


Fig. 28. Essai de cisaillement in-situ sans compression

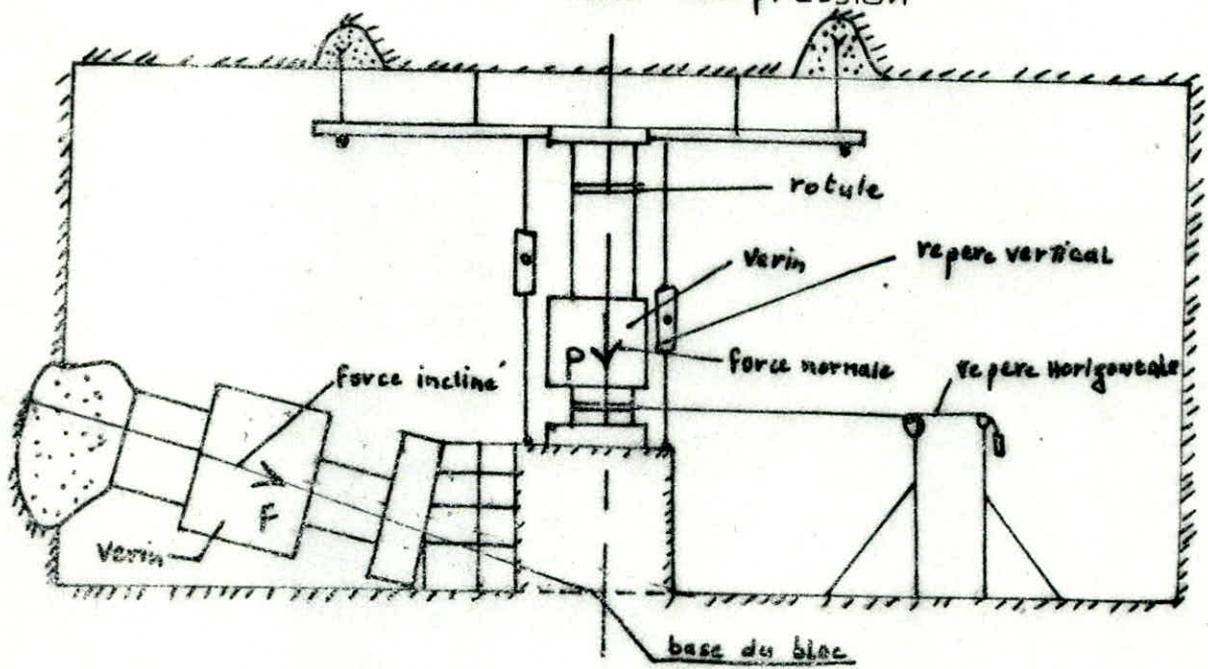


Fig. 30. Essai de cisaillement dans une galerie

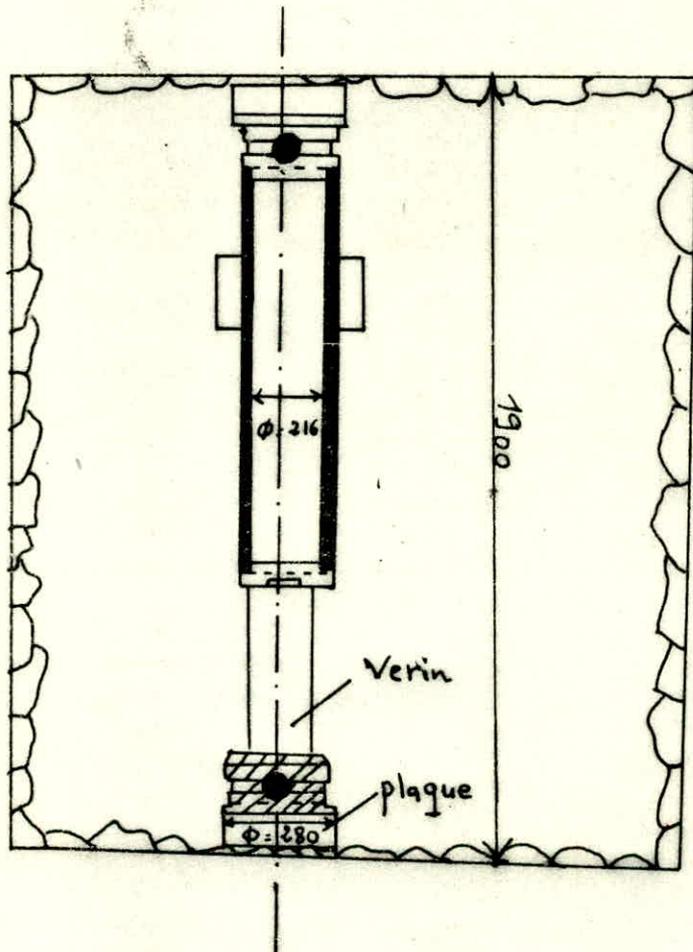


Fig. 31 - Verin à plaque Talobre.

x, y, z : coordonnées à partir du centre du disque de charge

F : force appliquée

u, v, w : déformations suivant x, y, z

On'a

a) Verins à plaque rigides circulaires

- Sous la plaque z = 0

$$W = \frac{1}{2} F \frac{1 - \mu^2}{r E}$$

- À la surface du sol, à l'extérieur de la plaque z = 0

$$W = \frac{1}{\pi} \left( \arcsin \frac{r}{x} \right) \cdot F \frac{1 - \mu^2}{r E}$$

- A la profondeur z, dans l'axe de la plaque (x, y = 0)

$$W = \frac{1}{\pi} \left( \frac{r z}{2(r^2 + z^2)(1 - \mu)} + \arctg \frac{r}{z} \right) F \frac{1 - \mu^2}{r E}$$

b) Verins à plaque circulaires garnies d'un matelas de repartition

- Sous la plaque, en son bord (x = r ; y = z = 0).

$$W = \frac{2}{\pi} F \frac{1 - \mu^2}{r E}$$

- Sous la plaque, en son centre (x = 0 ; y = 0 ; z = 0)

$$W = \frac{4}{\pi^2} F \frac{1 - \mu^2}{r E}$$

### III.2.1.2) Calcul des contraintes

$\sigma_z$  : contrainte verticale

$\sigma_r$  : contrainte verticale à Oz

a) Verins à plaques rigides circulaires

- Sous la plaque, dans l'axe à la profondeur z

$$\sigma_z = \frac{F}{z} \frac{3z^2 + r^2}{2(z^2 + r^2)^2}$$

$$\sigma_r = \frac{F}{z} \frac{r^2 \left( \frac{1}{2} + \mu \right) - z^2 \left( \frac{1}{2} - \mu \right)}{(z^2 + r^2)^2}$$

b) Verins à plaques circulaires

$$\sigma_z = \left( \frac{z^3}{(z^2 + r^2)^{3/2}} - 1 \right) \frac{F}{r^2}$$

### III.3) Essai de cisaillement par torsion de moulinets (scissomètres)

#### a) Principe de l'essai et caractéristiques mesurées

Le scissomètre est constitué d'un moulinet à quatre pales en croix, enfoncé dans le sol à l'aide d'un train de tubes (fig.32).

Arrivé à la profondeur d'essai désirée, le fonçage est arrêté et l'on procède à l'essai proprement dit. Celui-ci consiste à entraîner le moulinet en rotation par l'intermédiaire d'une tige tournant sans frottement dans le train de tubes, et à mesurer le moment résistant  $M_R$  correspondant.

On trace la courbe  $M_R$  en fonction de l'angle de rotation  $\theta$  du train de tiges en surface (fig.33).

Idealement, il faudrait traduire cette courbe en terme de contraintes de cisaillement de sol  $\tau$  en fonction de l'angle réel de rotation du moulinet.

L'interprétation de l'essai au scissomètre se fait en supposant que le cisaillement du sol s'effectue sur la surface du cylindre circonscrit au moulinet (fig.34). Et l'on obtient directement par la relation

$$\tau = K \cdot M_R$$

$K$  : coefficient qui en fonction de la géométrie du moulinet.

En pratique, les courbes scissométriques donnent  $\tau$  en fonction de  $\theta$ , angle de rotation de tiges en surface.

En particulier, la vitesse de rotation du train de tiges doit être telle que le pic de cisaillement soit obtenu au bout de trois minutes environ (la valeur de  $C_u$  mesurée n'est pas indépendante de la vitesse de rotation).

#### \* Pales rectangulaire

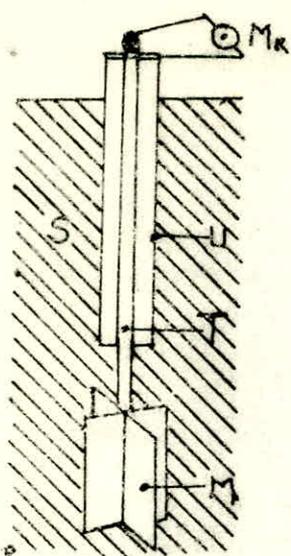
- Moment des forces de cisaillement sur les disques extrêmes

$$dM_1 = 2\pi C_u r^2 dr \Rightarrow M_1 = 2\pi \frac{a^3}{3} C_u$$

- Moment des forces de cisaillement sur le cylindre

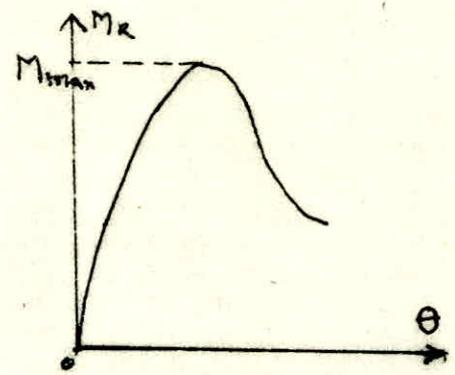
$$dM_2 = C_u a^2 h d\theta \Rightarrow M_2 = 2\pi a^2 h C_u$$

$$\frac{M_2}{M_1} = 3 \cdot h / a$$

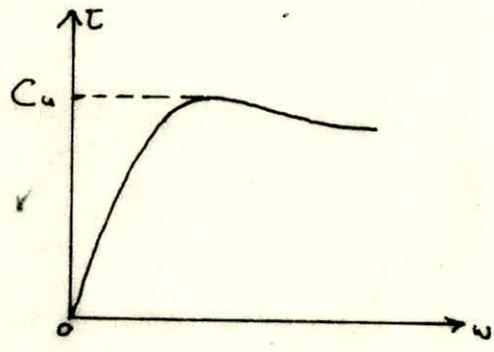


S: Sol fin  
 T: train de tiges  
 U: train de tube  
 M: manivelle  
 Mr: moment résistant

Fig. 32 - Scissomètre



Moment résistant en fonction de l'angle de rotation du train de tiges  $\theta$



Contrainte de cisaillement en fonction de l'angle de rotation du manivelle  $w$

Fig. 33

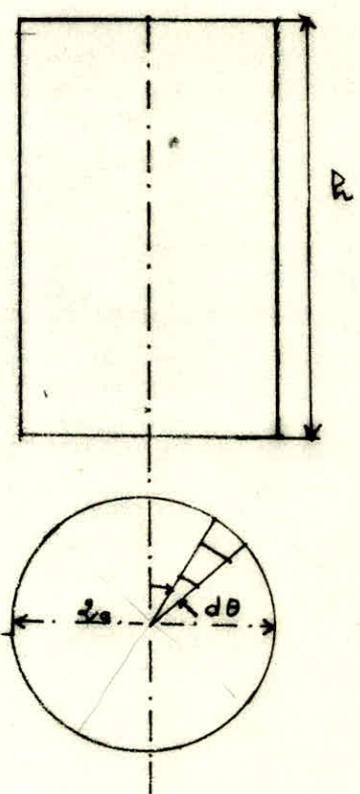


Fig. 34 - Papier rectangulaire

L'équilibre des moments conduit à :

$$M = M_2 + 2 M_1 = (2 \pi a^2 h + 4 \pi \frac{a^3}{3}) C_u$$

$$C_u = \frac{M}{2 a (h + \frac{2 a}{3})}$$

Le scissomètre rectangulaire permet une application intéressante : la mesure de l'anisotropie des argiles .

En effet , nous appelons  $C_u$  la cohésion non drainée horizontale et  $C_v$  la cohésion non drainée verticale .

Les relations précédentes permettent d'écrire :

$$M_1 = 2 \pi a^2 C_u / 3 ; M_2 = 2 \pi a^2 h C_v$$

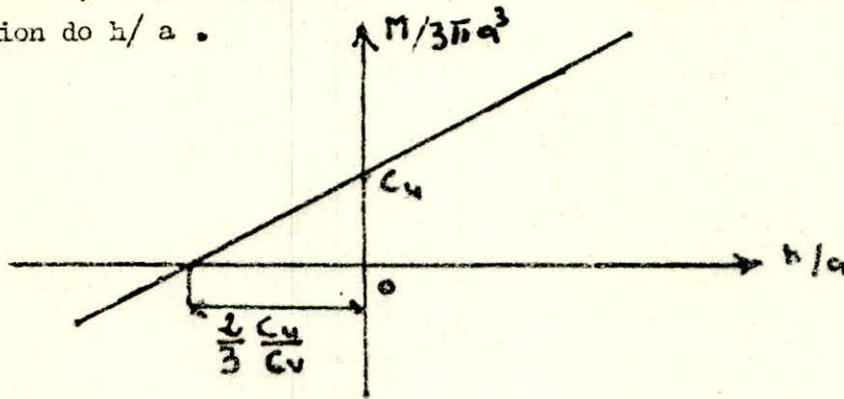
$$D'où M = 2 \pi a^2 h C_v + 4 \pi a^3 C_u / 3 = 2 \pi a^3 ( \frac{h}{a} C_v + 2 C_u / 3 )$$

$$M = 3 \pi a^3 ( 3 h C_v / 2 a + C_u )$$

$$M / 3 \pi a^3 = 3 C_v ( h / a ) + C_u$$

C'est une expression linéaire en  $h/a$  .

Si l'on réalise au même niveau plusieurs essais avec des moulinets de  $h/a$  différents , on peut tracer la courbe des valeurs de  $M / 3 \pi a^3$  en fonction de  $h/a$  .



Cette courbe est une droite dont l'ordonnée à l'origine est égale à  $C_u$  et l'abscisse à l'origine ( négative ) qui est égale à  $2 C_u / 3 C_v$  , puis on peut déduire les valeurs de  $C_u$  et  $C_v$  .

Il est par ailleurs intéressant de noter que ces essais ont permis d'établir les relations approximatives  $C_u / C_v \neq 1 / K_0$

Dans les scissomètres usuels , on'a en general  $h = 4 a$  ou  $C_u = \frac{3 \pi}{28 \pi a^3}$

#### IV/ Stabilité des talus

##### IV.1/ Généralités

On dit que le talus est stable s'il n'existe pas le danger du glissement d'une certaine ou de l'ensemble des talus sous l'action des efforts de pesanteur.

Les glissements de terrain se produisent dans des conditions très variées. Ils peuvent se produire soudainement ou sur une longue période.

L'écoulement de l'eau peuvent produire un glissement de terrain.

La rupture peuvent présenter une forme vaguement circulaire, plate ou au contraire ne présente aucune forme particulière, il y'a dans la nature un ensemble de facteurs qui peut influencer sur l'apparition et l'évolution des glissements de terrain à savoir :

- a) la profondeur de la fosse
- b) la méthode et les phases d'exploitation
- c) des facteurs divers, d'ordre géométrique entre autres, tel que la concavité ou au contraire la convexité du bord de fosse.

Généralement les types de glissement que l'on rencontre les plus souvent sont les suivantes :

Plans avec ou sans fissure d'arrachement (fig.35), si le talus se compose des roches dures ( $f \geq 4$ ) et fissurées.

- Circulaires avec ou sans fissure d'arrachement (fig.36), si le talus de roche de dureté moyenne et tendre ( $f < 4$ ).

-Rotationnels complexe (fig.37).

- Non circulaire (courbe logarithmique, spirale etc...).

La méthode de glissement circulaire est la plus utilisée et qui se rapproche de la réalité.

On distingue trois types de glissements circulaires (fig.38) :

- a) Cercle de talus
- b) Cercle de pied
- c) Cercle profond

Le problème fondamental est de préciser les conditions pour lesquelles peut se produire un glissement. Et surtout de connaître les conditions pour lesquelles notre talus soit stable.

Par conséquent, la stabilité dépend d'un certain nombre de contraintes.

Les résultats obtenus par théorie diffèrent peu des résultats pratiques

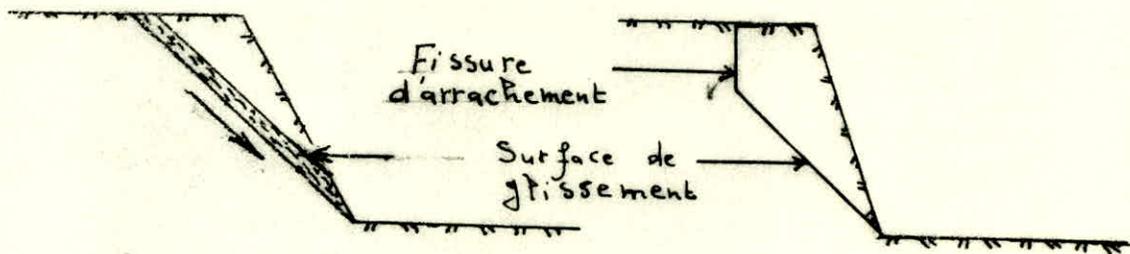
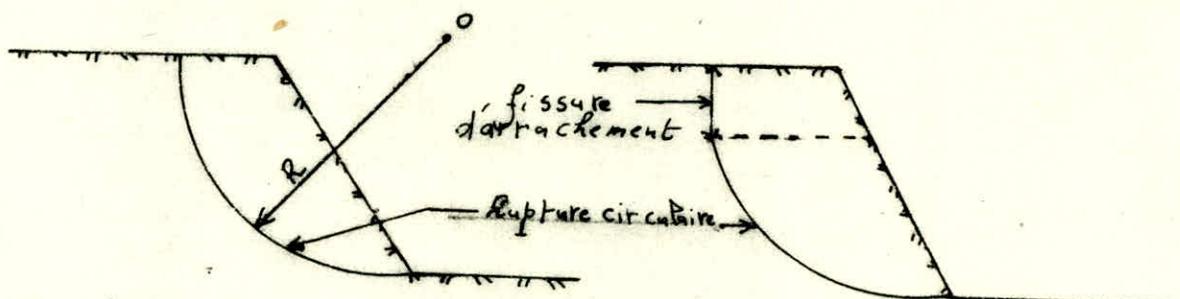


Fig. 35 - Glissement plans



$R$  = rayon du glissement circulaire  
 $O$  = centre du cercle.

Fig. 36 - Glissement circulaire.

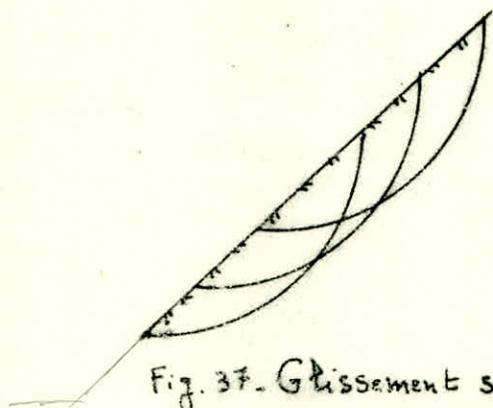


Fig. 37 - Glissement successifs emboités

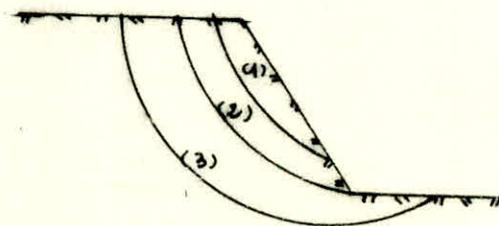


Fig. 38 - Différentes types de ruptures circulaires

que l'on devait obtenir. Néanmoins, cette différence peut aussi être fatale pour la stabilité du talus, ou au contraire aucune influence pour ce dernier.

C'est pour cette raison, on fait appel au " coefficient de sécurité ", pour retrouver les conditions normales de travail.

IV.2) Méthode de la détermination de la pente des talus et du profil

Il existe différentes méthodes pour déterminer la pente des talus.

On distingue les trois méthodes suivantes :

IV.2.1) Méthode graphique de Maslov

La pente du talus  $\psi$ , dans quelques points de talus, est égale à l'angle fictive de frottement interne ( $\psi$ ) (fig.39)

$$\psi_i = \psi$$

$$t_g \psi = \frac{\tau_f}{\delta}$$

$\delta, \tau$  : les contraintes totales normale et de cisaillement

la contrainte totale de cisaillement est définie par la formule suivante :

$$\tau_f = \delta t_g \psi + C$$

$\psi, C$  : angle de frottement interne et la cohésion et par conséquent :

$$t_g \psi = \frac{\delta t_g \psi + C}{\delta} = t_g \psi + \frac{C}{\delta} \quad (\text{fig.40})$$

La contrainte totale normale est déterminée par la formule suivante :

$$\delta = \gamma Z + q_0$$

$\gamma$  : masse volumique

$Z$  : la profondeur du point examiné

$q_0$  : surcharge uniformément répartie

1°) Milieu homogène

- La masse volumique est constante ( $\gamma$ )

- la cohésion est constante ( $C$ )

- L'angle de frottement interne est constante ( $\psi$ )

$$t_g \psi_i = t_g \psi$$

Ce qui signifie que :  $t_g \psi_i = t_g \psi + \frac{C}{\delta_i} = t_g \psi + \frac{C}{\gamma Z + q_0}$

Si la profondeur est nulle ( $Z = 0$ ) ; dans ce cas :  $t_g \psi_i = t_g \psi + \frac{C}{q_0}$

Et si la profondeur est infiniment grande ( $Z \rightarrow \infty$ ) , dans ce cas :  $t_g \psi_i = t_g \psi$

Si  $q_0 = 0$  , alors  $t_g \psi_i = t_g \psi + \frac{C}{Z\gamma}$

Et si la profondeur (Z) est nulle alors  $t_g \alpha_i$  est infiniment grand  
 ( $t_g \alpha_i \rightarrow \infty$ ), dans ce cas  $\alpha_i = 90^\circ$

Et pendant la construction du profil du talus nous prenons toujours  $\Delta x_i = \frac{\Delta z_i}{t_g \alpha_i}$

2°) Milieu stratifié

Dans un milieu stratifié, le profil varie en fonction de la profondeur à cause de la variation des paramètres suivantes pour chaque couche :

- la masse volumique ( $\gamma$ )
- la cohésion (C)
- l'angle de frottement interne ( $\varphi$ )

soit : l'angle du talus général

$$t_g = \frac{H}{X \tan \alpha} \quad (\text{fig.41})$$

IV.2.2) Méthode analytique de Maslov

Le profil du talus homogène dans l'état d'équilibre limite est déterminé d'après l'expression suivante :

$$X = f(H, \gamma, \varphi, C, q_0)$$

X =

Dans le cas où la pression superficielle est absente ( $q_0 = 0$ )

$$X = \frac{1}{\delta \tan^2 \varphi} \left( t_g \varphi \cdot \delta \cdot Z + c \ln c - c \ln (t_g \varphi \cdot \delta \cdot Z + c) \right)$$

IV.2.3) Méthode analytique de SOKOLOVSKY-SENKOV

L'expression analytique de cette méthode  $Z = f(X)$  (fig.42) .

1°) Pour les valeurs de X inférieures à 5 m :

$$Z = \alpha \left[ \frac{\pi}{2} - e^{-m} + \frac{e^{-m}}{2.3} - \frac{e^{-m}}{2.34.5} \right] + X \tan \varphi$$

2°) Pour les valeurs de X supérieures à 5 m :

$$Z = \alpha \left( \frac{\pi}{2} - e^{-m} \right) + X \tan \varphi$$

$$\text{OU } m = \frac{X}{\alpha} ; \alpha = \frac{2C}{\gamma} \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

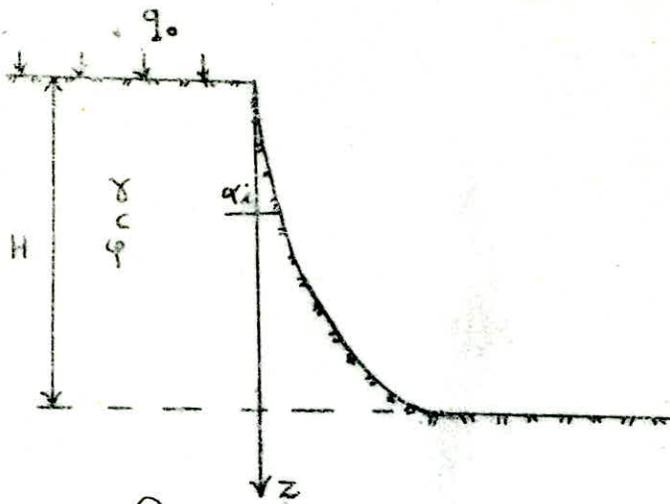


Fig. 39 - Le profil du talus (milieu homogène)

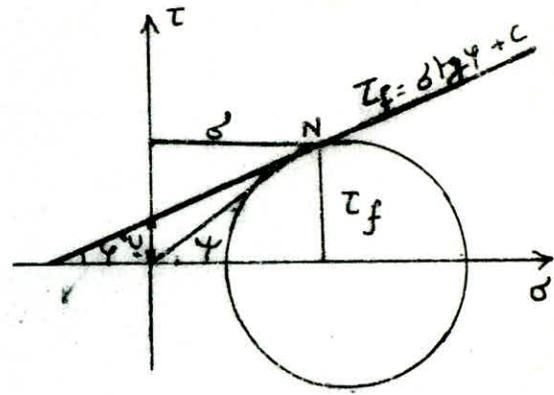


Fig. 40 - Cercle de Mohr.

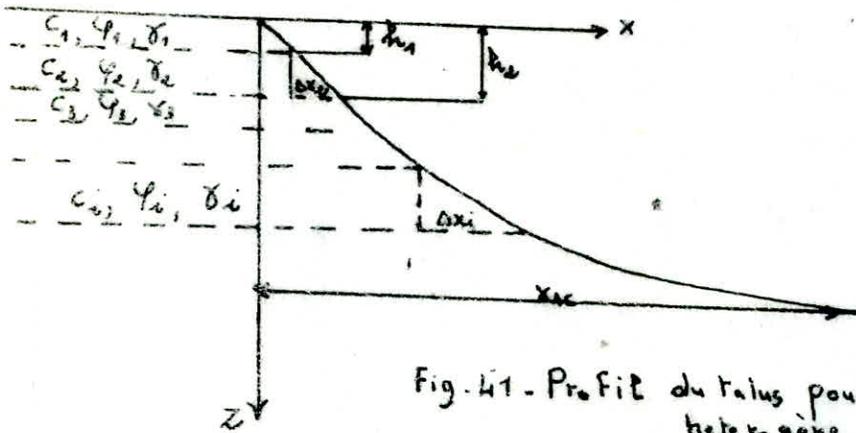


Fig. 41 - Profil du talus pour un milieu hétérogène

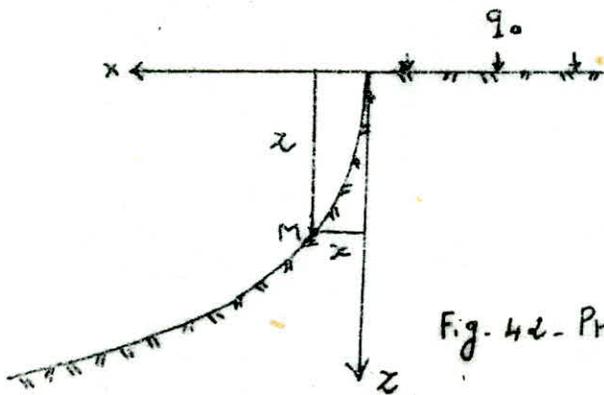


Fig. 42 - Profil du MASLOV ( $c_2$ )

$\phi, C$  : l'angle de frottement interne et la cohésion

$\gamma$  : la masse volumique

$X$  : la composante horizontale du point considéré

$Z$  : la composante verticale du point considéré .

#### IV.3) Expression mathématique du coefficient de sécurité

Soit un talus de hauteur  $H$  faisant un angle  $\alpha$  avec l'horizontale .  
Pour étudier sa stabilité , on trace la ligne de glissement possible ( l'arc  $AMC$  ) et on cherche les conditions de l'équilibre de la masse  $ABCMA$  . ( fig.43 ) .

Un certain nombre de forces reagissent sur cette masse ( soit  $W$  la masse de  $ABCMA$  ) .

Ces forces sont à l'origine de ce qu'on appelle le moment moteur , c'est à dire le moment qui tend à faire pivoter la masse  $ABCMA$  le long de l'arc de cercle  $AMC$  dans le sens de  $A$  vers  $C$  .

Pour équilibrer ce moment moteur , des contraintes de cisaillement se développent sur la ligne de glissement possible et on'a :

$$W l = r \int_c^A \tau d\theta$$

Etant donné que le talus est en équilibre stable , la répartition des contraintes de cisaillement figurant dans l'équation précédente n'est pas une répartition de contraintes critiques . On'est obligé donc de disposer d'une certaine marge de sécurité qui est le coefficient de sécurité " $F_s$ " .

A l'arc de cercle  $AMC$  , on peut faire correspondre une valeur numérique précise du coefficient de sécurité . On recommencera l'opération pour diverses lignes de glissement possibles et on cherche pour quelle ligne on obtient la valeur la plus faible du coefficient de sécurité . C'est cette valeur qui caractérise la marge de sécurité par rapport à la rupture que représente le talus donné .

Donc , on définit le coefficient de sécurité  $F_s$  comme étant le rapport entre les forces résistant au glissement et les forces provoquant le glissement .

$$F_s = \frac{\sum S_i}{\sum T_i}$$

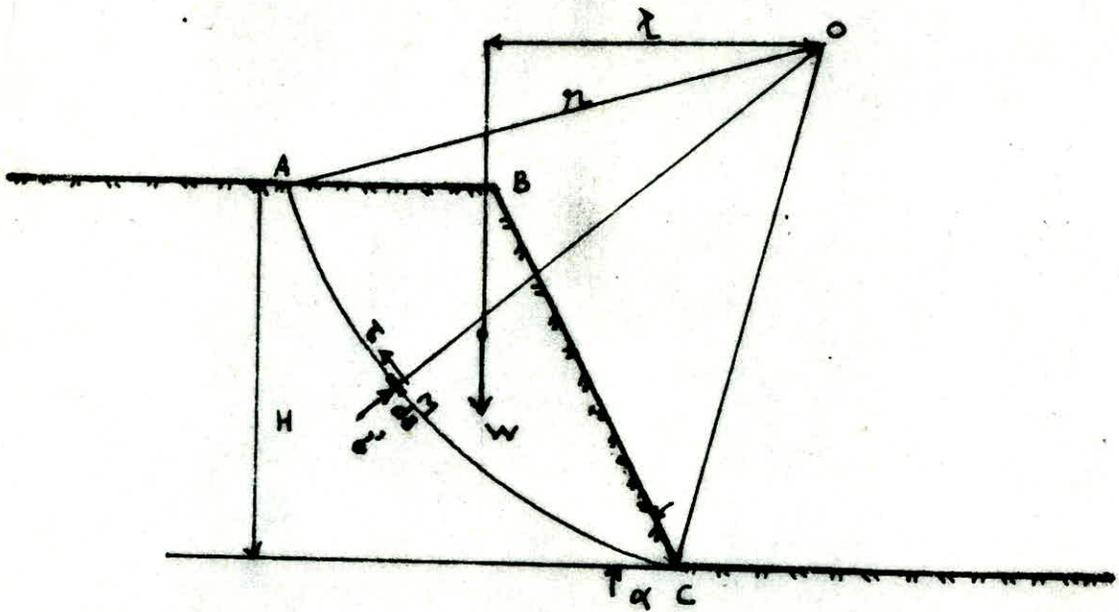


Fig. 43 Principe du calcul de la stabilité d'un talus

Theoriquement le bord est stable si  $F_s > 1$ , mais pratiquement on prend  $F_s = 1.15$  à  $1.30$  en tenant compte des facteurs suivants :

- Erreurs dues à l'exactitude de 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 .
- Influence des charges dynamiques provoqués par le tir en masse , par le mouvement des moyens de transport et par le tremblement de terre
- Incertitudes de détermination de la valeur moyenne du poids volumique des roches composant le massif .

\* Efforts mobilisables et efforts appliqués

On peut faire une comparaison entre les efforts de cisaillement réellement appliqués et les efforts de cisaillement " mobilisables " .

où  $\tau_s = c + \sigma' \text{tg } \varphi$

$\sigma'$  : C'est la répartition des contraintes normales appliquées .

$\tau_s$  : C'est l'intensité maximale de la composante de cisaillement compatible avec cette composante normale .

Le coefficient de sécurité étant comme le rapport du moment des efforts mobilisables au moment des efforts appliqués :

$$F_s = \frac{\int (c + \sigma' \text{tg } \varphi) ds}{W l} \quad \text{car; } W l = \int ds \tau$$

IV.4) Calcul de la stabilité en rupture circulaire

IV.4.1) Méthode des tranches de Fellenius

IV.4.1.1) Principe

Considérons un talus recoupant un certain nombre de couches de sols de caractéristiques différentes  $c_1, \varphi_1, \gamma_1,$

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel , on veut déterminer le coefficient de sécurité vis à vis du risque de glissement ( fig .44) .

La méthode consiste , tout d'abord , à découper le volume du sol intéressé ( compris dans l'arc AMB ) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux :

- Si c ...
- Si c ...
- Si c ...

- Il convient de réaliser le découpage de telle façon que l'intersection du cercle de glissement et d'une limite de couches ( par exemple points C et D sur la figure ) corresponde à une limite entre deux tranches .

- L'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de découper le massif en un très grand nombre de tranches afin d'obtenir une bonne précision. Nous allons prendre la tranche " abcd " afin d'étudier son équilibre. Les forces qui agissent sur cette tranche sont :

Son poids  $W_i$  : si on connaît le poids spécifique de cette tranche

et les dimensions de cette tranche , on peut calculer son poids  $W_i$

$$W_i = \gamma_i \cdot A_i \cdot 1m \quad \text{où } A_i = \text{la surface de la tranche}$$

$$A_i = b_i \cdot h_i$$

- la réaction  $R_n$  du milieu sous-jacent sur l'arc  $\widehat{AB}$  .

- les réactions sur les faces verticales  $bd$  et  $ac$  que l'on peut décomposer en réactions horizontales  $H_n$  et  $H_{n+1}$  et en réactions  $V_n$  et  $V_{n+1}$  ( fig.45), il s'agit des forces qui s'annulent entre eux . Nous définir par rapport au centre  $O$  :

- le moment moteur comme celui du poids des terres  $W_i$  tendant à provoquer le glissement .

- les moments résistants maximaux est fourni par la composante tangentielle  $R_n$  .

Le coefficient de sécurité est défini comme le rapport :

$$F_s = \frac{\sum_{A \rightarrow C} \text{des moments résistants maximaux}}{\sum_{A \rightarrow B} \text{des moments moteurs}}$$

Nous allons définir la composante tangentielle de  $R_n$

- la résultante  $T_i$  des contraintes de cisaillement

$$T = N_i \operatorname{tg} \varphi_i$$

nous allons écrire les forces suivant l'axe  $OY$

$$\sum F_{iy} = 0 \Rightarrow N_i - W_i \cos \alpha_i = 0 \Rightarrow N_i = W_i \cos \alpha_i$$

$$\text{donc : } T_i = W_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i$$

- la force de cohésion  $C_i$

$$C_i = c_i \cdot l_i \cdot 1m$$

$$( ) = \dots$$

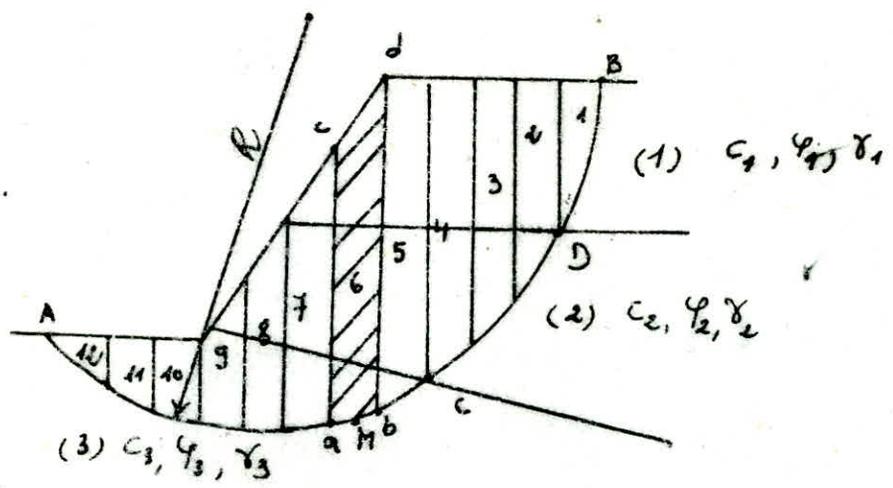


Fig. 44 - Decoupage en tranches d'un tube

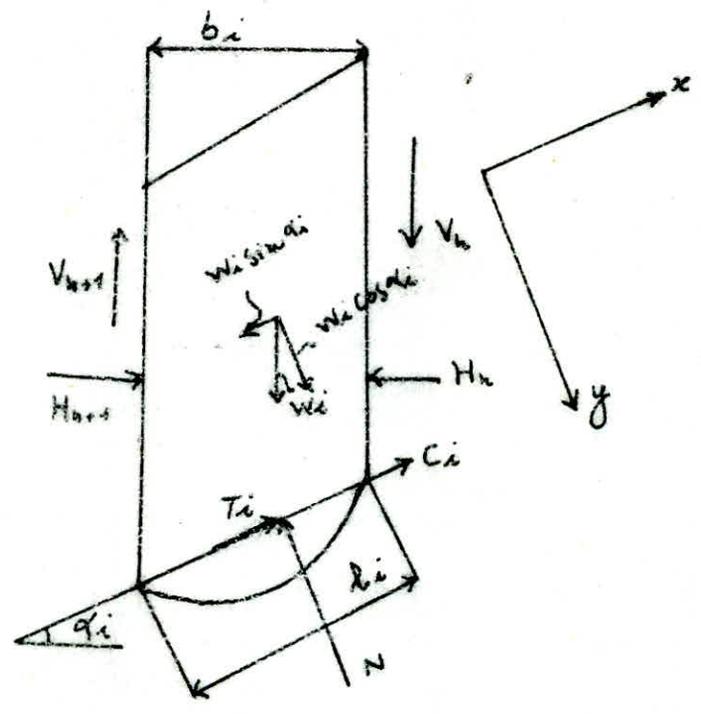


Fig. 45 - Forces agissant sur une tranche

la composante tangentielle de  $R_n$  sera :

$$(R_n)_t = c_i l_i + W_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \psi_i$$

la somme des moments résistants maximaux est :

$$\sum_{i=1}^m R \times [c_i l_i + W_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \psi_i]$$

m = nombre total de tranches

$c_i$  et  $\psi_i$  = caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc AB

la moment moteur est dû à ( $W_i \sin \alpha_i \times R$ )

donc ,

$$F_B = \frac{\sum_{i=1}^m [c_i l_i + W_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \psi_i]}{\sum_{i=1}^m W_i \sin \alpha_i}$$

la largeur de la tranche b sera :  $b = l_i \cos \alpha_i$

$$F_B = \frac{\sum_{i=1}^m c_i \frac{b}{\cos \alpha_i} + W_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \psi_i}{\sum_{i=1}^m W_i \sin \alpha_i}$$

Remarques :

1°) Si le sol est homogène  $C = \text{cte}$  et  $\psi = \text{cte}$ , l'expression du coefficient de sécurité sera égal à :

$$F_B = \frac{C L + \operatorname{tg} \psi \sum N}{\sum T}$$

2°) Dans le cas où le sol est saturé :  $\psi_{\text{effective}} = \psi_{\text{total}}$  et  $C_{\text{effective}} = C_{\text{total}}$

3°) Les paramètres géométriques intervenant dans le cas de  $F_B$  sont :

- la largeur des tranches b .
- l'angle  $\alpha$  que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale .
- la hauteur de la tranche pour le calcul de  $W_i$  .

#### IV.5) Calcul de la stabilité en rupture plane

Soit une pente d'inclinaison dans un sol ayant pour caractéristiques :

- poids spécifique  $\gamma_1$  au dessus de la nappe
- $\gamma_{\text{sat}}$  au dessous de la nappe

- cohésion  $C$ ,
- angle de frottement interne  $\varphi$ ,

Si la nappe se trouve sur une hauteur  $h_w$  au dessous de la ligne AB et s'écoule donc parallèlement à la pente. Les lignes de courant sont donc parallèles à la pente.

Considérons l'équilibre du prisme ABCD de largeur  $b$  : ( Fig. 46 )

- Les réactions sur AD et BC sont égales et opposées
- Le poids  $W = \left[ \sum_0^z \delta_i (z - h_w) + \delta_{sat} \cdot h_w \right] b$

où  $b$  = la largeur de la tranchée

On peut écrire  $W$  sous la forme suivante :

$$W = b \sum_0^z \delta_i h_i$$

où  $h_i$  = l'épaisseur de la couche

$\delta_i$  = le poids spécifique apparent de la couche.

Soit les composantes normales et tangentielles de  $W$  :

$$N = b \cos \alpha \sum_0^z \delta_i h_i \quad \text{et} \quad T = b \sin \alpha \sum_0^z \delta_i h_i$$

- la pression interstitielle sur AB est :  $u = \frac{\delta_w h_w \cos^2 \alpha}{b}$

- la résultante  $U = u \cdot AB$   $U = \frac{\delta_w h_w b \cos^2 \alpha}{\cos \alpha}$  car  $AB = \frac{b}{\cos \alpha}$

$$U = \delta_w \cdot h_w b \cos \alpha$$

la résistance maximale mobilisable en cisaillement le long de AB est :

$$R = C' \cdot AB + (N - u) \cdot \text{tg} \varphi'$$

$$R = C' b / \cos \alpha + \left( \sum_0^z \delta_i h_i - \delta_w h_w \right) \cdot b \cos \alpha \text{tg} \varphi'$$

le coefficient de sécurité vis à vis de la rupture le long du plan est :

$$F_s = \frac{R}{T} = \frac{C' + \left( \sum_0^z \delta_i h_i - \delta_w h_w \right) \cos \alpha \text{tg} \varphi'}{\sin \alpha \cdot \cos \alpha \sum_0^z h_i \delta_i}$$

s'il n'existe pas de nappe ( $h_w$ ) et que le poids spécifique peut être considéré comme constante la formule devient :

$$F_s = \frac{C + \delta z \cos^2 \alpha \text{tg} \varphi}{\delta z \sin \alpha \cos \alpha}$$

Remarques : la formule (1) montre que  $F_s$  diminue quand  $h_w$  augmente. Ceci explique que les glissements de terrain se produisent en période pluvieuse.

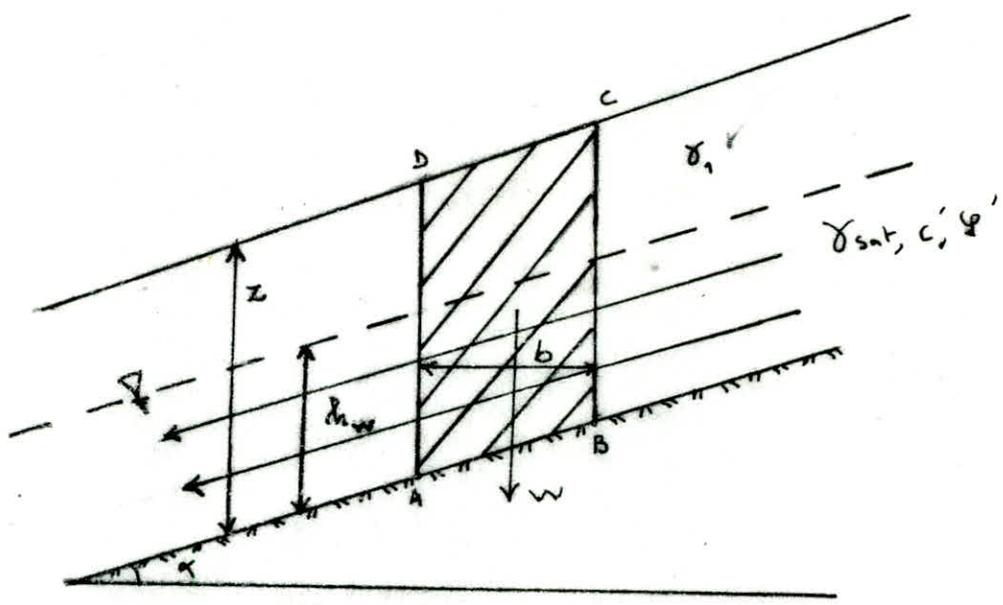


Fig. 46 - Pente indefinie avec ecoulement  
parallele a la pente

IV.6) <sup>c</sup> Thomas de calcul de la stabilité des talus de carrières

1°) La figure est utilisée pour déterminer la <sup>hauteur</sup> d'un talus vertical et de fissure d'arrachement avec des surfaces d'affaiblissement favorables orientées dans les différentes directions et que  $\beta$  soit inférieur à  $\varphi$ .

$$H_{90} = \frac{2c}{\gamma} \operatorname{tg} \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{voir fig. 47})$$

2°) La figure 48 est utilisée pour déterminer les hauteurs des gradins dans le cas défavorable de gite des surfaces d'affaiblissement et  $\beta$  soit supérieur à  $\varphi$  ( ~~$\beta < \varphi$~~ ).

- la formule qui correspond à la figure 48.a est :

$$h_1 = \frac{c \cos \varphi}{\gamma \cos \beta \sin (\beta - \varphi)}$$

il faut que :  $h_1 \leq H_{90}$

- la formule qui correspond à la figure 48.b est :

$$H_1 = \frac{c \cos \varphi}{\gamma \cos \beta \sin (\beta - \varphi)} \cdot \frac{1}{1 - \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \beta}$$

- la formule qui correspond à la fig 48.c est :

$$H = \frac{2c}{\gamma} \operatorname{tg} \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \frac{1}{1 - \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi}$$

On constate dans cette figure que les surfaces d'affaiblissement sont parallèles à la pente du talus.

3°) La figure 49 correspond au type de glissement circulaire avec la fissure d'arrachement dans le massif homogène (fig 49.a) et dans le massif à plusieurs couches avec l'absence des surfaces d'affaiblissement.

La fissure d'arrachement est calculée d'après la formule suivante :

$$H_{90} = \frac{2c}{\gamma} \operatorname{tg} \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

pour calculer la cohésion et le coefficient de l'angle de frottement interne moyenne, on applique les formules suivantes :

$$c_n = \frac{\sum c_i L_i}{\sum L_i}$$

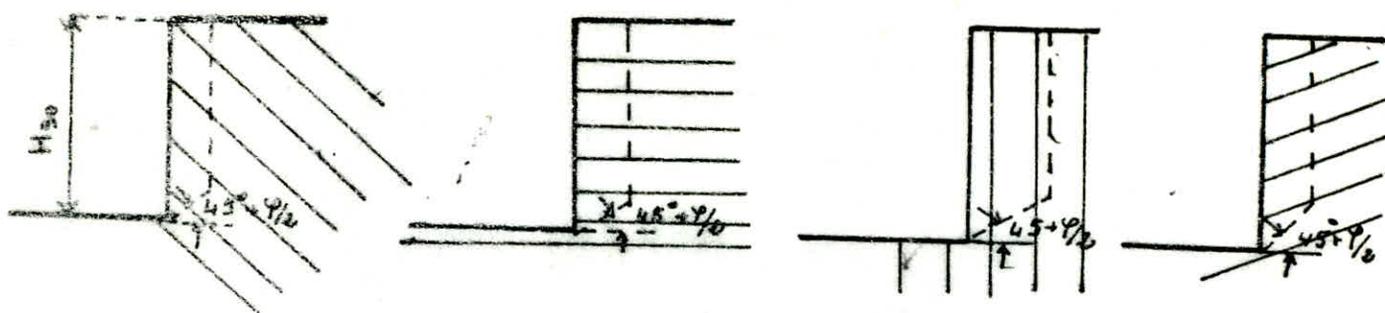
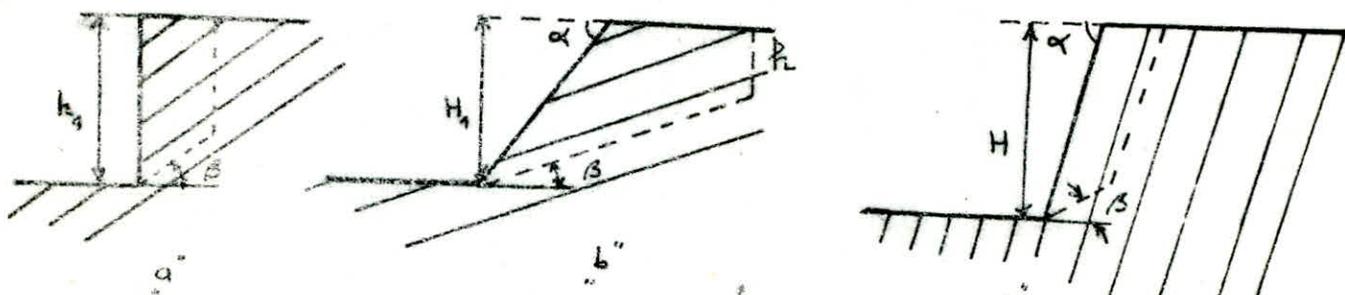


Fig. 47



$\beta = \text{angle de pendage de surface d'affaiblissement}$

Fig. 48

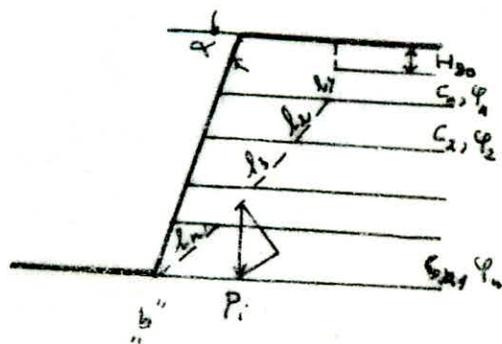
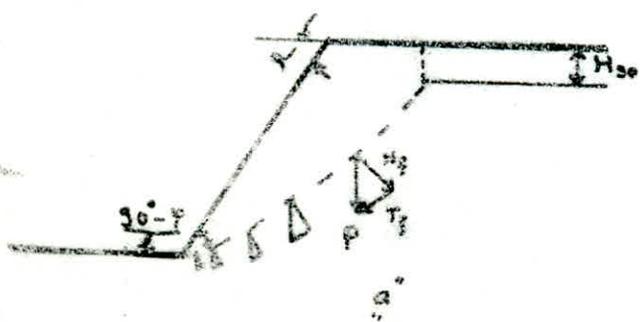


Fig. 49

Schémas de calcul des différentes conditions de gîte

$$\operatorname{tg} \varphi_n = \frac{\sum L_i \operatorname{tg} \varphi_i}{\sum L_i}$$

où :  $C_n$  = cohésion moyenne

$\operatorname{tg} \varphi_n$  = coefficient de l'angle de frottement interne .

$L_i$  = longueur de segment de la ligne de glissement dans la couche " i "

#### IV.7) Méthodes de construction de la surface de glissement

##### IV.7.1) Méthode de construction de la surface de glissement plate

La question essentielle pour construire la surface de glissement plat est la disposition de cette surface dans l'espace .

L'angle d'inclinaison de la surface de glissement  $\beta$  est égale à :

$$\beta = 45 + \varphi / 2 .$$

Les différentes étapes de la construction de surface de glissement plat est :

- 1°) On trace la coupe verticale du bord à l'échelle convenue .
- 2°) On calcule la valeur de  $H_{90}^*$  et on la représente sur la coupe et que CE soit perpendiculaire à AA' où CE est la valeur de  $H_{90}$
- 3°) On calcule la valeur de l'angle  $\beta$  et on trace la ligne de glissement du point O au point B
- 4°) On trace la fissure d'arrachement comme la verticale du point B au point C ( voir fig.50)

\* il est indispensable de calculer cette valeur , elle définit comme suit :

$$H_{90} = \frac{2c}{\gamma} \operatorname{tg} ( 45 + \varphi / 2 )$$

##### IV.7.2) Méthode de construction de la surface de glissement sous la

###### forme curviligne

- 1°) On construit la coupe verticale du bord à l'échelle convenue .  
( on sait que dans la pratique que l'angle d'inclinaison du bord est égale de  $20$  à  $45^\circ$  pour les roches dont la dureté est  $f < 1$  )
- 2°) On calcule la hauteur de la fissure d'arrachement  $h_0$  et on la représente sur le schéma sous une forme d'une droite horizontale  $z-z'$
- 3°) On abaisse la perpendiculaire du point A sur le niveau de la hauteur de la fissure  $z-z'$ , on obtient A'

- 4°) On calcule l'angle " $\theta$ " ( $\theta = 45 + \gamma/2$ ) et on la porte dans le point A' comme l'angle entre les lignes  $Z\bar{Z}'$  et  $A\bar{A}'$ .
- 5°) On calcule l'angle " $\beta$ " ( $\beta = \frac{\alpha + \gamma}{2}$ ) et on la construit dans le point C comme l'angle entre l'horizontale et la droite CE
- 6°) On construit la droite EB qui est égale à EA d'où  $\hat{BAE} = \hat{EBA} = \theta$
- 7°) On construit la fissure verticale de l'arrachement  $BB'$
- 8°) On calcule l'angle :  $\epsilon = 45 - \gamma/2$ , et on la construit dans le point C. On obtient ainsi la droite CD.
- 9°) On construit la perpendiculaire dans le point C par rapport à la droite CD et la perpendiculaire dans le point E par rapport à la droite  $EB'$ .

Le point d'intersection de ces deux perpendiculaire O est le centro où on installe la branche de compas pour dessiner l'une partie de la surface de glissement CE sous la forme de l'arc de la circonférence. On obtient finalement la surface de glissement  $C\bar{E}'$  et la fissure verticale de l'arrachement  $BB'$  ( voir fig.51)

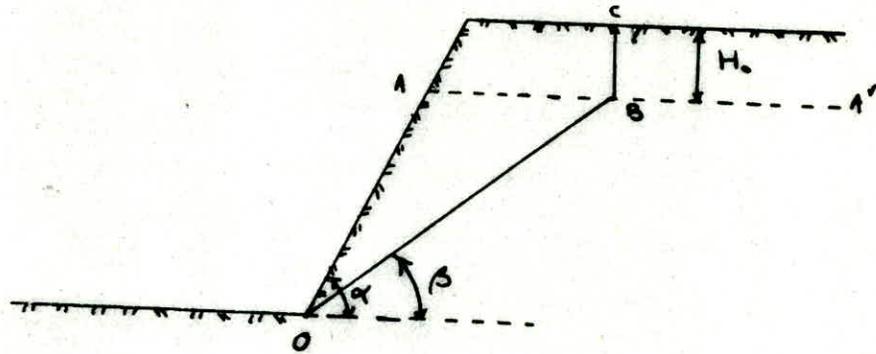


Fig. 50. Construction de surface de glissement plate.

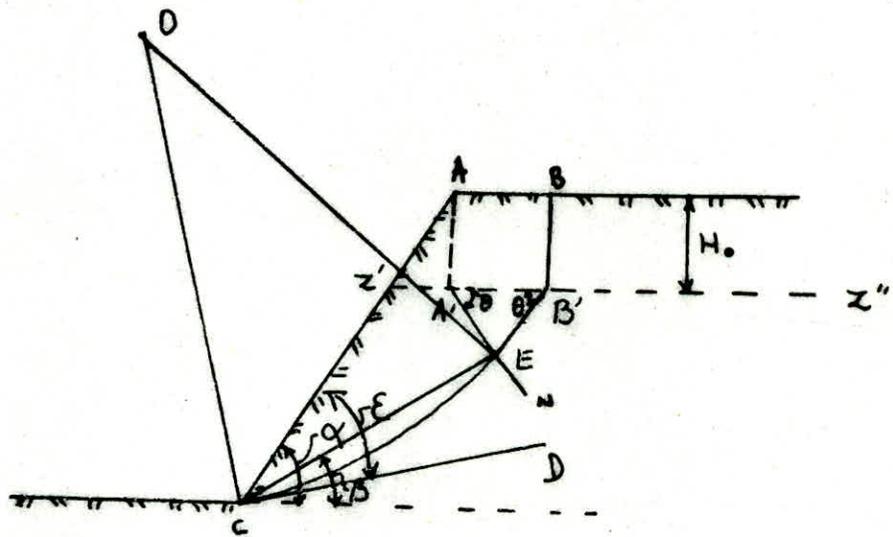


Fig. 51. Construction de surface de glissement curviligne

V) Desagregation mecanique des roches

V.1) Mecanismes de desagregation des massifs rocheux

a) Les ecroulements et les rocheux de pierres

Les ecroulements concernent les masses rocheuses ; ils sont spectaculaires et dangereux en soudains , mais ils sont egalement assez rares . On distingue les ecroulements de falaise , les eboulements de surplomb ( fig.52.53)

b) Les glissements

Ils sont très frequents et se produisent generalement dans des materiaux beaucoup plus meubles que ceux affectés par les ecroulements . Ces glissements sont les mouvements qui affectent le plus frequents les ouvrages de genie-civil et genie-minier .

- Glissement plan

En general , la ligne de rupture suit une couche mince ayant un caractere caracteristique mauvaise sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau . Une telle couche est appelée ' couche savon ' ( fig.54)

- Glissement rotationnel simple

Ce type de glissement est le plus frequents . La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans la plupart des cas . La ligne de rupture peut être assimilée à un cercle , d'où le nom de glissement circulaire ( fig.55)

Dans le cas contraire , le glissement sera designé sous le terme de glissement non circulaire .

On distingue dans la figure 55 de glissement rotationnel :

- en tête des fissures de traction
  - un escarpement correspondant au depart de la surface de glissement
  - à la base , un bourrelet formé par des matieres glissées
- Glissement non circulaire

Ce type de glissement est rare . La surface de rupture a une forme quelconque ( fig.56)

c) Fluage et solifluxion

\* Fluage:

Le fluage correspond à des mouvements lents dus à des sollicitations proches de la rupture. L'état final peut être, soit la stabilisation, soit la rupture. ( fig.56)

\* Solifluxion

La solifluxion est un cas particulier de fluage. Il s'agit d'un phénomène superficiel dû à la variation volumique du sol au cours des saisons ( gel et dégel en montagne, alternance de saisons sèches et pluvieuses). Les mouvements alternés, lorsqu'ils affectent des talus, conduisent à une reptation de sol vers l'aval.

d) Coulées

il existe plusieurs types de coulées telle que : coulées boueuses, coulées de sols humides ( sable humide ou la vase ) et coulées de sols secs ( sables secs ).

Les coulées boueuses sont dues à des écoulements d'eau importants transportant des matériaux solides. Elles se produisent généralement en montagne ( fig.57 ).

V.2) Surveillance des exploitations à ciel-ouvert

L'objectif principal est de pouvoir prendre à temps les dispositions nécessaires pour assurer la sécurité du personnel et du matériel en cas de risques de glissement et, si possible, d'éviter toute rupture accidentelle.

Ceci suppose non seulement que des observations et des mesures soient régulièrement effectuées au fur et à mesure de la progression de l'excavation, mais également, qu'elles soient réalisées avec le plus grand soin et rapidement interprétées.

Parmi les nombreuses grandeurs techniquement mesurables in-situ, le plus souvent, seuls les déplacements et les charges hydrauliques sont mesurées. Ces mesures sont généralement les plus simples et les moins onéreuses à réaliser.

Nous ne présentons que les dispositifs les plus utilisés qui ont fait récemment l'objet d'un développement technologique particulier.

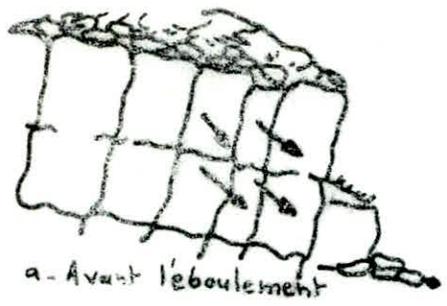


Fig. 53. Éboulement rocheux

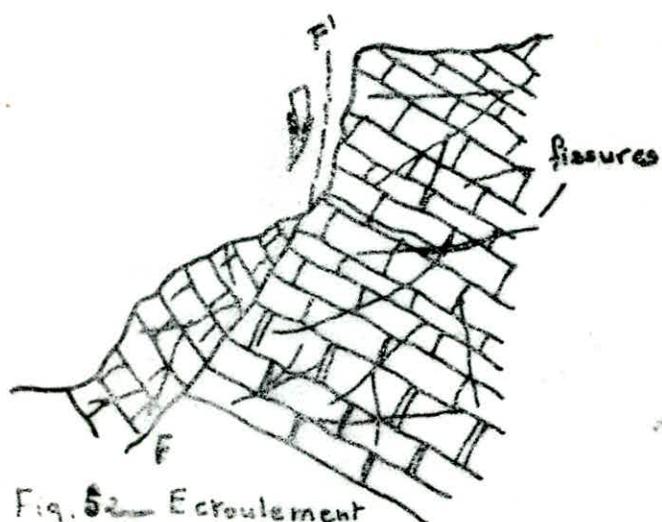


Fig. 52. Eroulement en masse, suivant une fracture FF'

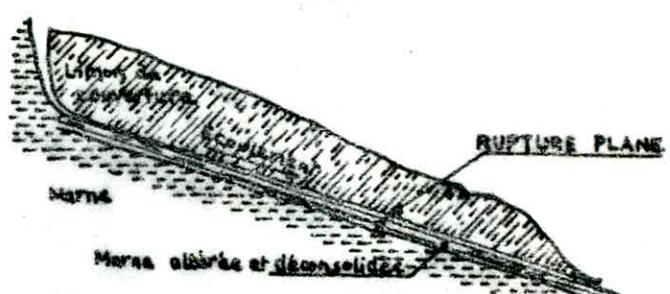


Fig. 54. Glissement plan

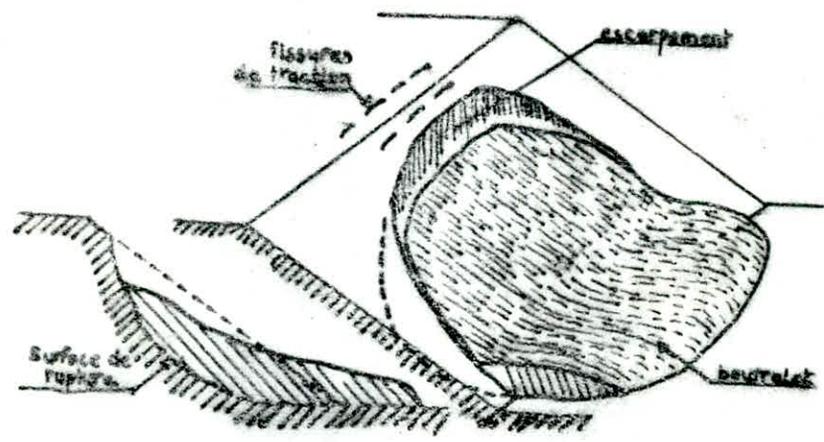


Fig. 55. Glissement rotationnel simple

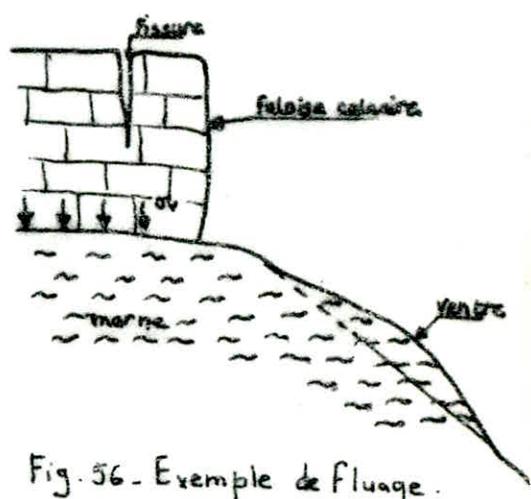
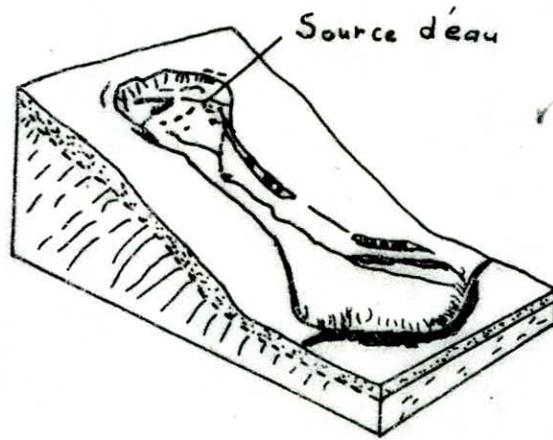
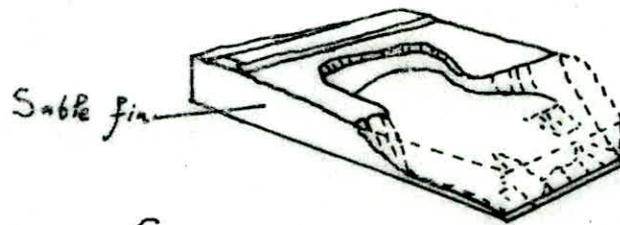


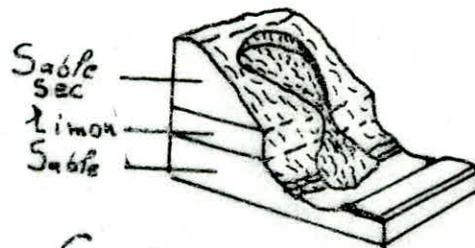
Fig. 56. Exemple de fluage.



- Coulées boueuses



- Coulée de sable humide avec grande vitesse



- Coulée de sable sec

Fig. 57 - Différents types de coulées

## A/ Les dispositifs de mesure de déplacement

---

Les méthodes de mesures les plus couramment utilisées sont les suivantes

1°) Les méthodes optiques pour mesures topographiques

2°) Les méthodes mécaniques utilisant des appareils posés soit en surface soit en massif .

1°) Les méthodes optiques : Ce sont essentiellement les mesures topographiques faisant appel à des techniques de nivellement , réalisées au theodolite classique .

Les mouvements , pouvant à terme conduire à la rupture , seront détectés d'autant plus tôt que les mesures seront plus fréquentes , mais aussi plus précises , à la fois dans le plan horizontal et selon la verticale .

Les jalons sont au départ , dans un même plan vertical , parallèles à l'axe du talus .

Les jalons doivent être parfaitement couplés au terrain , et une protection permanente particulièrement renforcée pour les points des réseaux primaires situés dans la fosse , doit comporter au minimum de quatre points pour une petite fosse et relié à un réseau de référence implanté très en dehors de la fosse .

2°) Les méthodes mécaniques

Les principaux dispositifs mécaniques de mesures de déplacement qu'il est envisageable d'installer pour la surveillance des fosses d'exploitation à ciel-ouvert sont indiqués sur la figure 58 .

On n'en rappellera que les principales caractéristiques et application

a) Les pendules directes ou inverses : En sondage sont basés sur le principe de fil à plomb . Ils indiquent la verticale et , en cas de mouvement , le déplacement horizontal , si le point d'ancrage du fil est supposé fixe . Le point d'ancrage se trouve en tête du sondage , dans le cas du pendule direct , et au fond du trou dans le cas inverse , le tableau de lecture étant installé respectivement dans une galerie ou à la surface .

b) Les extensomètres en sondage ( à fil tendus ou à tiges rigides ) , permettent de mesurer les déplacements longitudinaux d'un ou plusieurs points d'un forage .

Ils sont particulièrement bien adaptés pour l'observation de zones où rognent des contraintes de traction . Les extensomètres multiples permettent , entre autre de preciser l'ouverture des fissures .

c) Les extensomètres de surface : Elles permettent de mesurer des variations de distance entre deux points distant de quelques centimètres ( mesures à l'aide d'un pied à coulisse ) à plusieurs mètres ( mesures au moyen d'un ruban maintenus à tension constante ) .

Ces dispositifs permettent des mesures rapides et relativement précises du déplacement de deux masses rocheuses séparées par une fracture

d) Les clinomètres :En sondage permettent de mesurer les déplacements horizontaux d'un tube déformable ( en matière plastique ) , scellé dans le massif , à l'aide d'une torpille descendue est mesurée en continu par pas de 0.5 à 1m , tout le long de celui-ci . Tous les inclinomètres doivent être ancrés assez profondément pour qu'on puisse considérer que la base de forage est fixe ( fig 59).

Pour la mesure de la déformée du tube se fait à l'aide d'une sonde cylindrique de faible longueur descendue à l'intérieur . Cette sonde est appelée ( clinomètre ) et qui utilise en général la déviation angulaire d'un pendule . En déplaçant la sonde dans le tube , on peut calculer de proche en proche , les coordonnées de différents points de la déformée ( fig 60).

Si la déformée est une courbe plane , les coordonnées du point correspondant à la n-ième mesure sont :

$$x_n = x_0 + a \sum_1^n \sin \alpha_i ; (\text{fig 61})$$

$$z_n = a \sum_1^n \cos \alpha_i ; \text{ où } a : \text{ la longueur de la sonde}$$

B/ Les mesures de charges hydrauliques : Le rôle de l'eau sur l'état de stabilité des talus est primordial et il est nécessaire de contrôler en cours d'exploitation , les charges hydrauliques au voisinage de la fosse et de vérifier , dans le cas échéant , l'efficacité du réseau de drainage mis en place et destiné à les réduire .

L'utilisation des piezomètres pour réaliser ce contrôle des pressions est tout à fait recommandé .

Pour la mesure de la piézométrie consiste à relever régulièrement le niveau statique de l'aquifère dans un sondage spécialement équipé à ces fins ( fig62) , à l'aide d'une sonde électrique délivrant un

signal électrique ( piézomètre si )

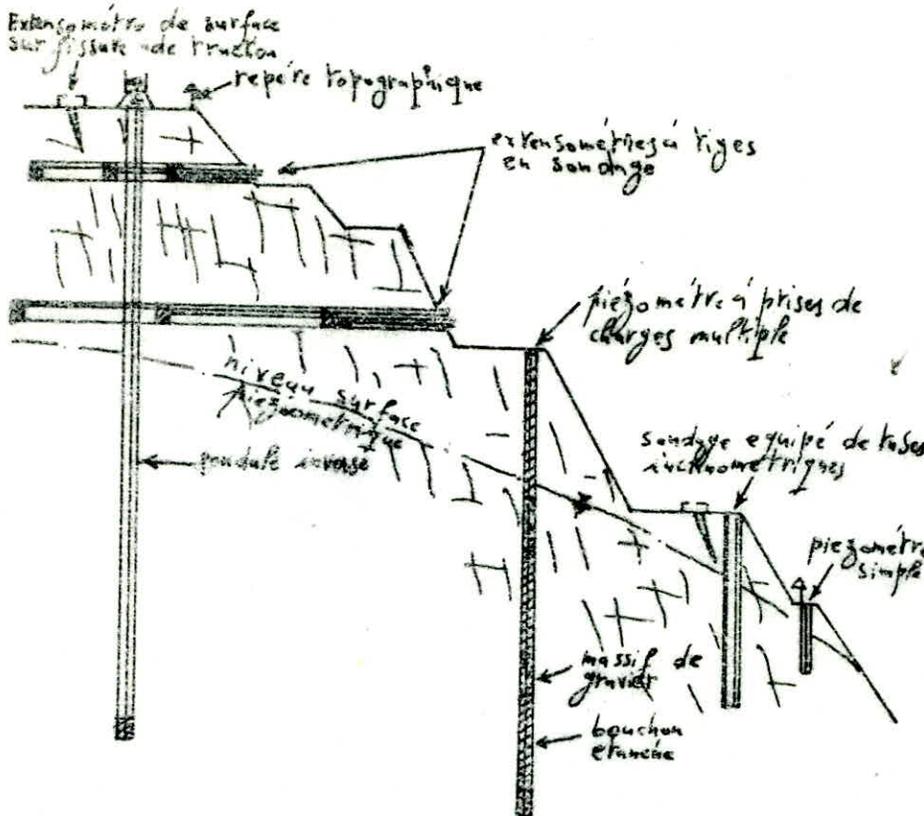


Fig. 58 - Schéma des quelques dispositifs d'auscultation d'une exploitation à ciel ouvert

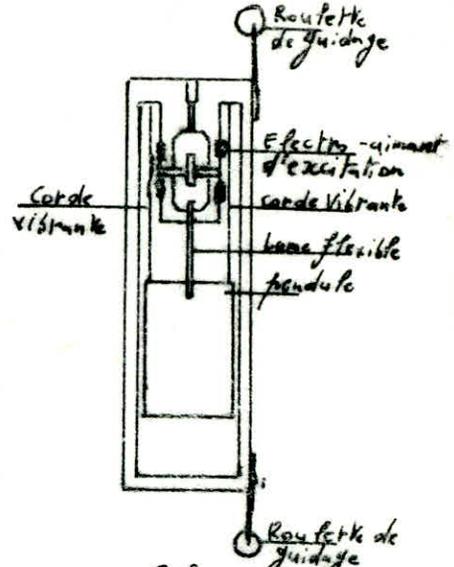


Fig. 59 - Schéma du clinomètre.

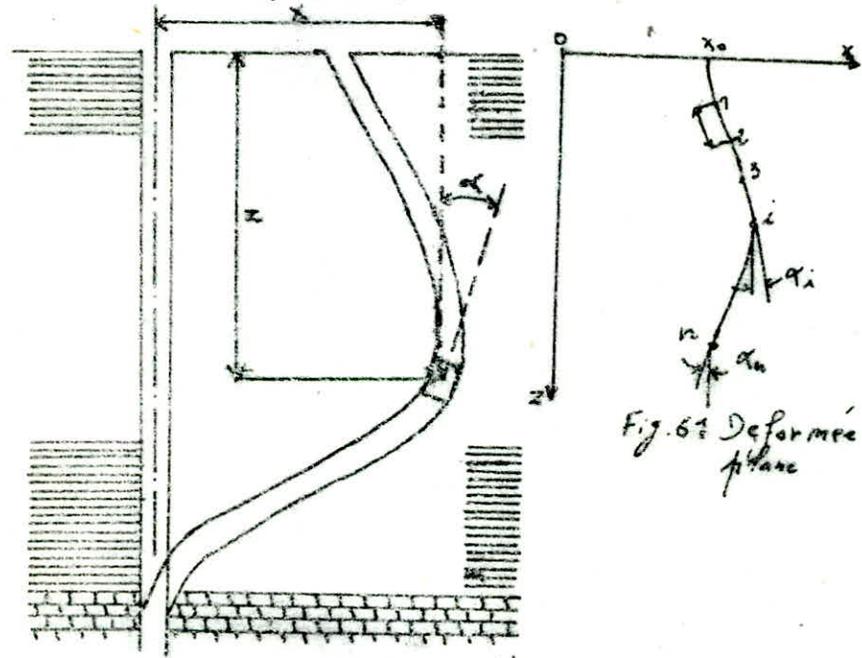


Fig. 60 - Principe des mesures de déformations horizontales

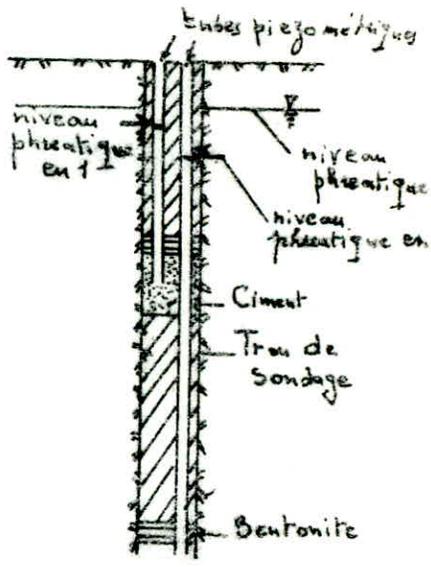


Fig. 62 - Schéma de principe d'un piezomètre en trou ouvert à plusieurs reprises de charges ponctuelles (piezomètre double)

Fig. 61 - Déformée plane

signal sonore lumineux lorsque celle-ci arrive au contact de l'eau . Le sondage peut être laissé ouvert ( piezomètre simple ) et on réalise une mesure globale .

Il est possible de procéder à des mesures ponctuelles de cette charge en séparant le forage en une ou plusieurs chambres indépendantes les des autres (piezomètres simples ou multiples à prises de charge ponctuelles) ce qui permet une meilleure compréhension des écoulements autour de la fosse.

VI/ Exemple d'application de calcul de la stabilité des talus de la  
carrière de l'OUENZA ( quartier ZERGA )

VI.1/ Generalités

VI.1.1/ Situation géographique

La ville de l'OUENZA est reliée à ANNABA par une route d'une étendue de 160km au sud d'ANNABA .

L'acheminement de la production en minerai vers l'usine sidérurgique assuré par une voie ferroviaire électrifiée .

La commune de l'OUENZA est limitée à l'est par la frontière ALGERO-TUNISIENNE et au nord par la wilaya de SOUK-AHRAS . Elle est également limitée par deux oueds appelés respectivement " oued BELLEGUE " et " oued EL-KSOB " qui convergent à quelque kilomètres avant la frontière ALGERO-TUNISIENNE .

VI.1.2/ Caractéristiques géologiques du gisement

VI.1.2.1/ Stratigraphie

Le djebel de l'OuENZA est un grand anticlinal d'âge éocène dont l'axe est orienté le SW-NE , les principales séries rencontrées sont :

\* Quaternaire : il est représenté par des éboulis , des dépôts torrentiels , des travertins et surtout par une croûte de calcaire et des conglomérats .

\* Miocène : débutent par une couche puissante de conglomérats , il se caractérise par des grès et des marnes .

\* Crétacé : c'est le principal constituant de Djebel-OuENZA et par conséquent il sera décrit en détail

a) Turonien : calcaire gris dur à grain fin et d'épaisseur moyenne ( 120m)

b) Cenomanien supérieur : Alternances de bancs réguliers de calcaire gris-jaunâtre et de marne plus ou moins calcaire d'une épaisseur de 350m

c) Cenomanien moyen : Il se compose de marne verdâtre à plaquette de calcite avec une épaisseur de 800m .

d) Albien supérieur : Marnes noires alternant avec de minces bancs de calcaires argileux noirs à empreintes d'épaisseur 300m .

e) Albion moyen : Formé de calcaire noirs et de marnes noirs , au Sud- Ouest de Djebel Ouonza , il forme une corniche et dont l'épaisseur est de 225m .

f) Albion inférieur : Il comprend 80 à 100m de marnes jaunes , brunâtres  
\* Aptien : Au dessous d'une puissante série calcaire-marneuse , on trouve quelques bancs de calcaire un peu gréseuse et des alternances de grès calcaire et des marnes grises .

Les calcaires sont compactes et renferment des fossiles .

Ces calcaires sont minéralisés et forment le gisement de l'Ouonza , l'épaisseur moyenne est de 250m .

\* Trias : Il est formé par des marnes bariolés gypsifères et des lentilles de gypse .

#### VI.1.3/ Minéralisation

La minéralisation est encaissée dans les calcaires récifaux de l'aptien inférieur .

Les nombreuses failles dans les calcaires minéralisés favorisent l'oxydation de la minéralisation primaire .

La sodérite et l'hématite sont deux types de minéraux essentiels, la première se trouve sous le niveau hydrostatique c'est pourquoi qu'elle n'est pas en exploitation tandis que l'autre est à ciel-ouvert . La présence des hydroxydes de fer Goethite et limonites sont dus à la désagrégation de l'hématite massive .

Les calcaires étant les stériles les plus répandues à l'Ouonza , outre cela on'a aussi l'argile , le gypse , la calcite , marne , etc...

\* Minéraux non ferreux : On distingue plusieurs minéraux tel que :

Calcite , Quartz , Cuivre-gris , Malachite , Azurite , Barytine , Fluorine , Galène

\* Catégories du minerai de fer

Il existe trois catégories :

- a) Minerai brun dont la teneur en fer 48%
- b) minerai riche de couleur noir de teneur :  $T_{\text{Fe}} = 52 \text{ à } 60\%$
- c) Minerai pauvre de teneur en fer :  $T_{\text{Fe}} = 30 \text{ à } 40\%$

Le minerai de fer de l'Ouonza est caractérisé par la présence d'impuretés à faibles pourcentage , la plus nuisible est la calcite CaO dont l'augmentation de son pourcentage provoque la diminution de la teneur du minerai :

- $Al_2 O_3 = 1,5 \text{ à } 2\%$
- $CaO = 3,5 \%$
- $SiO_2 = 3,5 \%$
- $S = 0,05 \%$
- $P = 0,01 \%$

\* Propriétés mécanico-physique du minerai et des roches stériles :

- La valeur moyenne du coefficient de dureté est déterminé par la méthode de Prodiakonov :  $f = 6 \text{ à } 8$ , de ce fait, le minerai est qualifié de semi-dur.
- Masses volumiques des différents types de minerai :
  - a) Minerai riche =  $2.8 \text{ t/m}^3$
  - b) Minerai brun =  $2.75 \text{ t/m}^3$
  - c) Roches stériles =  $2.6 \text{ t/m}^3$
- Porosité du minerai :  $P = 6.7 \%$
- Densité du minerai :  $d = 3.17 \text{ t/m}^3$
- Angle de frottement interne  $\varphi = 38^\circ$
- Cohésion :  $C = 100 \text{ kgf/cm}^2$

VI.2/ Généralités sur l'exploitation de la carrière de l'Ouonza

VI.2.1/ Ouverture de la carrière de l'Ouonza

A/ Généralités

Pour assurer des communications de transport permettant le déplacement des charges de la carrière à partir du gradin en activité vers la surface on réalise l'ouverture du champ de carrière à l'aide d'ouvrages d'ouvertures. L'ouverture d'un gisement a pour but de réaliser l'accès au moyen de transport de la superficie vers les niveaux du travail. Elle consiste à creuser des tranchées plus ou moins inclinées qui sont appelées " tranchées principales ou d'accès " .

La tranchée est une excavation à ciel-ouvert .

Les tranchées principales donnent l'accès au gisement quant à celle de découpage, elle prépare le champ de carrière à l'exploitation, autrement dit ces tranchées permettent de réaliser un front initial des travaux d'exploitation .

Les tranchées de découpage sont pratiquement horizontales suivant les facteurs existants dans la carrière de l'Ouonza . Le mode d'ouverture

choisi est celui par tranchées communes intérieurs assurant le fonctionnement des engins au régime favorable et l'exploitation du gisement la plus rentable .

#### B/ Mode de creusement des tranchées

Pour les gîtes à relief montagneux les tranchées d'accès disposées sur le flanc de couteau représente une demi-tranchée . Le creusement de celle-ci s'effectue de bas en haut et sans transport . Le creusement des demi-tranchées dépend des propriétés physico-mécaniques des roches ( dureté , fissurité , etc... ) , ces paramètres influent directement sur le mode de creusement .

La technologie de construction des tranchées sans transport permet d'augmenter de 1.5 à 2 fois la vitesse de creusement (fig.63) .

On note toutefois que les déblais sont évacués par bull-dozor , vu que la dureté des roches à l'Ouonza est supérieure à 2 , on utilise donc comme moyen d'extraction de la roche , les travaux de forage et de tir .

#### VI.2.2/ Travaux d'abattage

C'est le paramètre le plus important lors de l'exploitation , il est réalisé par les travaux de tir et de forage .

Le cycle d'abattage comprend les opérations suivantes :

- a) Choix de l'emplacement des trous dans le chantier .
- b) Foration des trous .
- c) Chargement des trous par l'explosif .
- d) Tir .

a) Le choix de l'emplacement des trous dans le chantier est réalisé selon un plan de forage et de tir élaboré par les responsables du quartier.

b) La foration des trous de mine se fait à l'aide des sondeuses de type INGERSOLL RAND montées sur pneu , ATLAS COPCO et GARDNER DENVER . Les diamètres des trous varient selon le type de sondeuse ( diamètre = 135 à 170 m ) .

\* Caractéristiques techniques de la sondeuse INGERSOLL RAND

1°) Type 74 BE/ X.L 750 & 640

- Acquis en 1980

- Moteur : diesel

- Energie : gaz-oil

- ...

- ...

- ...

- ...

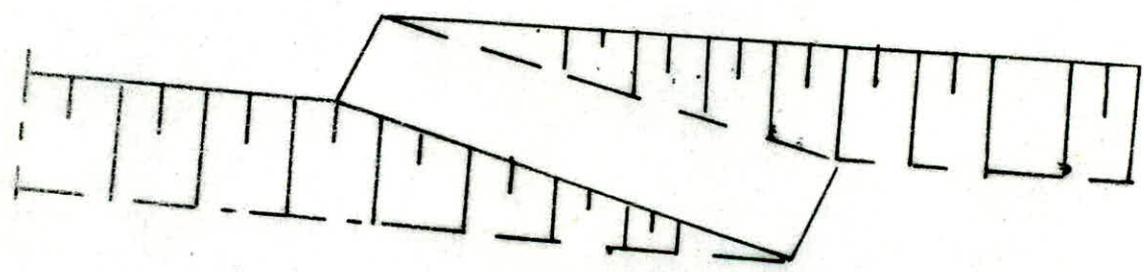
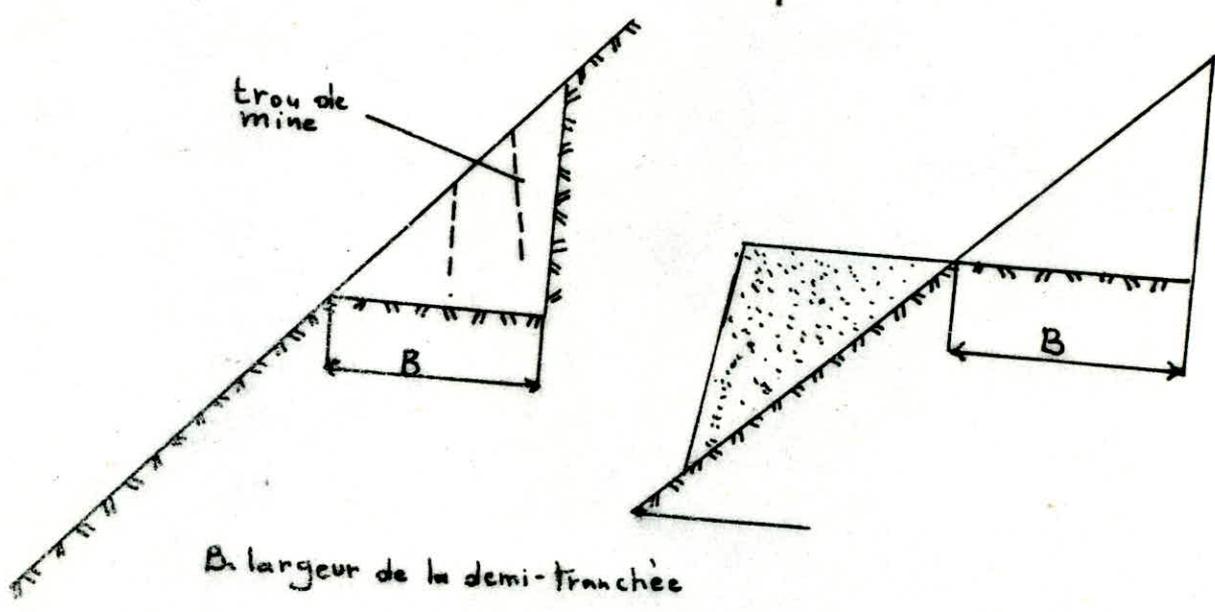


Fig. 63. Creusement des demies tranchées

- Puissance : 233 CV
- Circulation : sur pneus
- Tête de rotation : hydraulique
- 6 tiges de diamètre : 160mm et de longueur : 7.6 m
- Longueur ( tour basse ) : 10.55m
- Longueur ( tour levée ) : 8.67 m
- Largeur : 2.44 m
- Poids du mât : 2 330 kg

2°) Type DM 4/ HL 600

- Acquis en 1976
- Moteur : diesol
- Energie : gaz-oil
- Puissance : 233 CV
- Circulation : sur chenilles
- Tête de rotation : hydraulique
- Longueur de tige : 7.6 m
- Diamètre du tige : 160 mm
- Longueur ( tour levée ) : 10.97 m
- Longueur ( tour basse ) : 10.71 m
- Largeur : 3.81 m
- Poids du mât : 2270 kg

\*Pour le forage des trous lors du déblatage secondaire :

Dans la carrière de l'Ouenza , le rendement en gros blocs est élevé , vu l'état du massif qui est accidenté et aussi la mauvaise répartition d'explosifs , ce qui nécessite à chaque fois un déblatage secondaire . Ces travaux sont réalisés par le marteau perforateur de type I 50 alimenté par un compresseur mobile de marque INGERSOLL-RAND , le diamètre du trou foré varie de ( 30 à 40 ) mm

Le forage des trous horizontaux ( ou inclinés ) : ce type de forage est utilisé pour le dégagement du pied du gradin .

Le forage dans ce cas se réalise par le marteau très lourd placé sur chenilles de type CRAWLAIR . Le marteau perforateur est réglable suivant l'inclinaison du trou .

\* Caractéristiques techniques des marteaux perforateurs

1°) Type I 50

- Poids : 25 à 30 kg

- Dimension du fleuret :

§ Diametre : 34 à 40 mm

§ Longueur : 0.8 à 3 m

- Energie : pneumatique

2°) Crawlair ( CM 350 )

- Poids net : 4025 kg

- Longueur : 2695 mm

- Largeur : 3100 mm

- Longueur des chonilles : 2515 mm

- Hauteur maximale de la fleche : 3125 mm

- Dimension du fleuret :

§ Diametre : 34 à 40 mm

§ Longueur : 0.8 à 3 m

- Energie pneumatique assurée par un compresseur mobile

\* Principaux parametres des travaux de tir( fig.64) sont :

- Diametre du trou : 160 mm

- Hauteur du gradin = 15 m

- Longueur du trou = 16.9 m

- Inclinaison du trou = 90°

- Distance entre les trous = 4 à 5 m

- Ligne de moindre resistance "W" = 6.8 m

- Nombre de rangées de trous de sondage = 1

- Longueur de bourage = 4 m

- Consommation specifique d'explosif " q " = 0.5 kg/m<sup>3</sup>

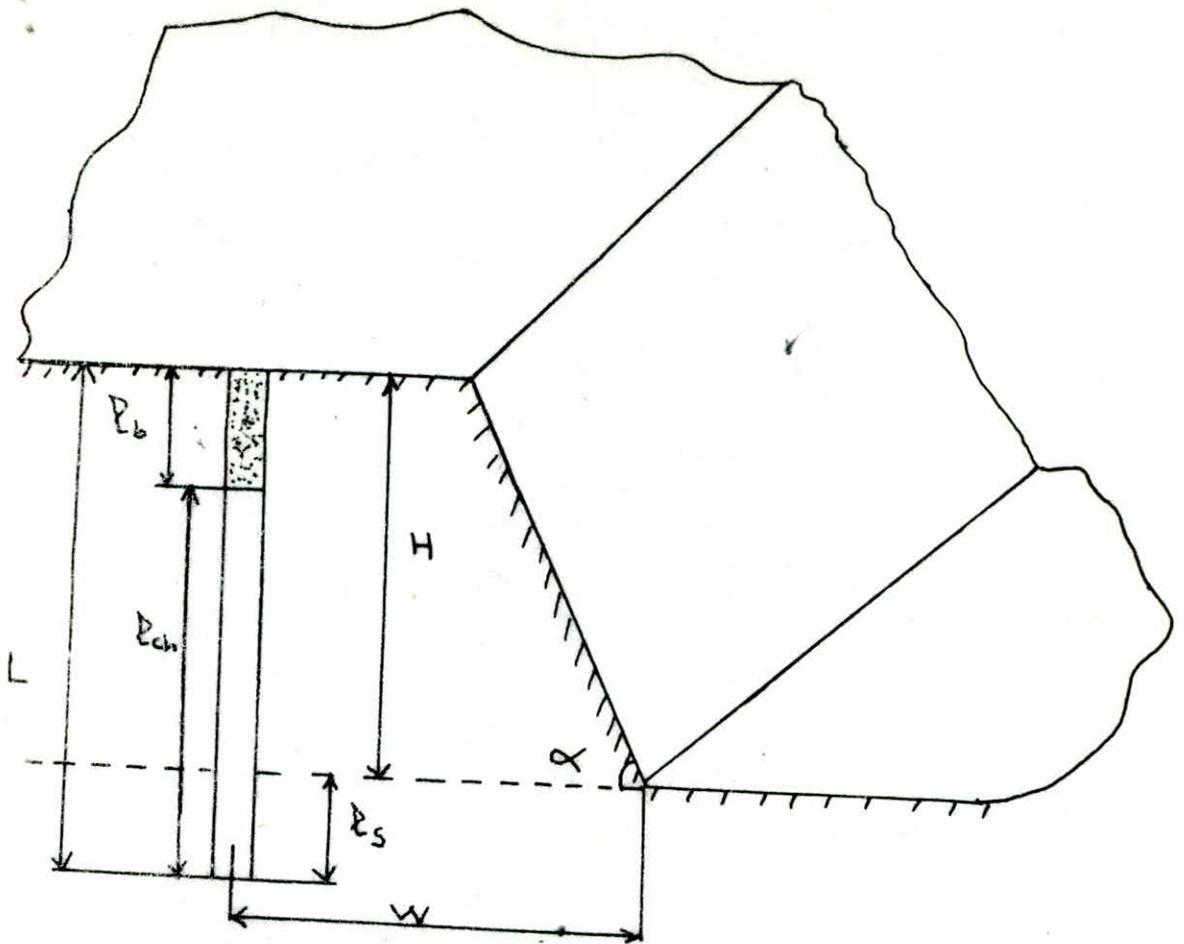
- Angle du talus du gradin = 80°

Remarque : Les valeurs de ces parametres ont été obtenues par le service d'abattage de la carrière de l'Ouonza .

c) Chargement des trous

Le cycle de chargement des trous dans la carrière de l'Ouonza se fait de la manière suivante ( fig.65 ) :

On rattache le cordeau detonant à une cartouche amorcée que l'on introduit au fond du trou , le type d'explosif d'amorçage est le II 30 R./ 135 , puis on ajoute d'autres cartouches d'explosifs du même type . Une fois que le trou est chargé par l'explosif d'amorçage , on commence à verser l'explosif en vrac du type Amphomil contenant dans des sacs de 25 kg chacun



$\alpha$ : angle du talus  
L: longueur au trou  
 $P_{ch}$ : longueur de la charge  
 $P_b$ : longueur du bourrage  
w = ligne de moindre resistance

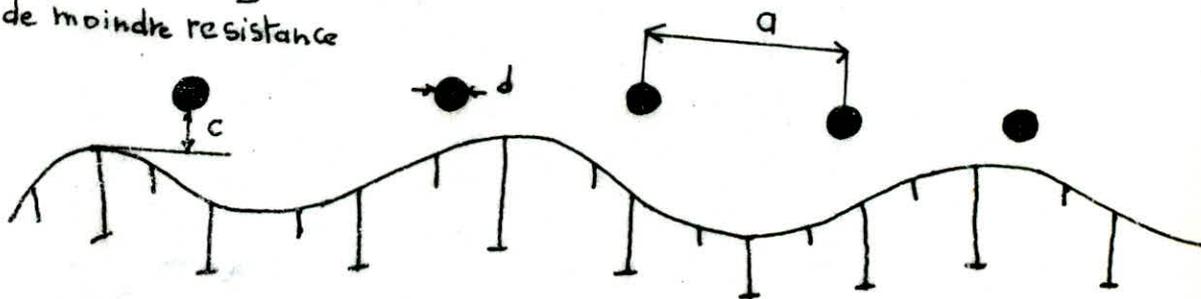


Fig.64 . Plan de tir

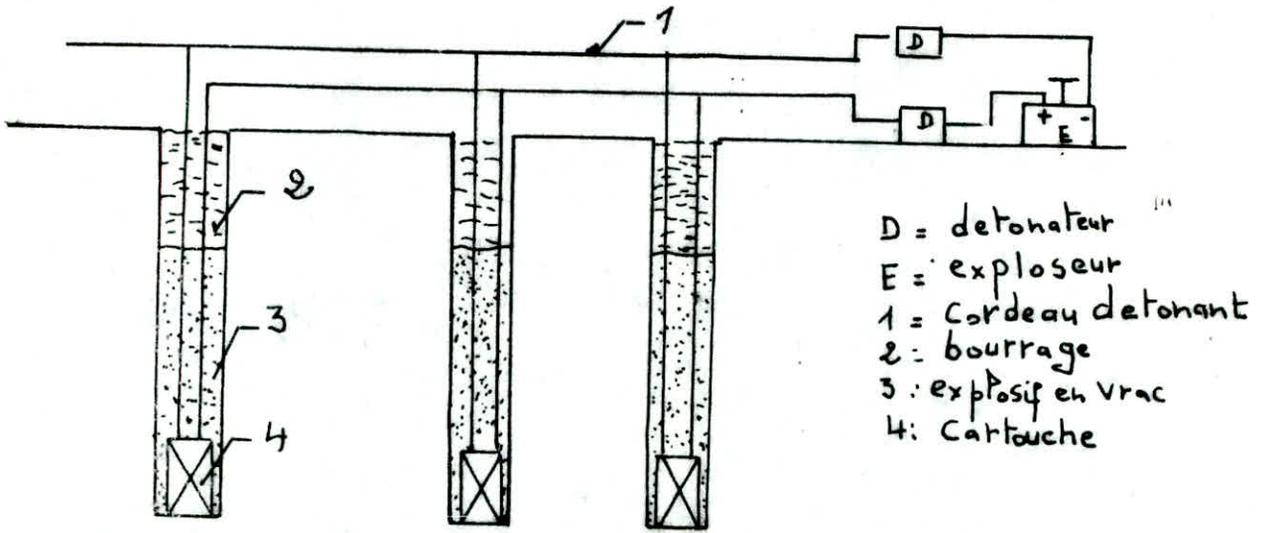


Fig. 65. <sup>C</sup><sub>Y</sub> Schema de connexion des fils de tir

jusqu'à une longueur de charge bien déterminée .

Il reste 4 à 5 m environ pour le bourage , le matériau utilisé pour le bourage du trou c'est les roches pulvérulentes déagagées lors du forage .

Remarque : La connection des trous se fait à l'aide de cordons detonants à double sens . Pour des raisons de sécurité , on emploie deux brins de cordon detonant , si l'un est defectueux , l'autre assurera l'explosion de la charge .

#### VI.2.3/ Chargement des roches abattues

On utilise dans la carrière de l'Ouzza les excavateurs à godet unique qui fonctionnent de manière cyclique pour exécuter les opérations suivantes :

- 1°) détachement de la roche et remplissage du godet on s'enfonçant dans le front .
- 2°) déplacement du godet chargé depuis le front au lieu de déversement
- 3°) déversement du godet
- 4°) retour du godet à sa position

Les différentes pelles que l'on rencontre dans la carrière de l'Ouzza : PH , 71RB , 61B , 150RB , 150B .

La PH et la 150B évolue dans le quartier de zerga .

#### \* caractéristiques des pelles

- 1°) pelle PH type 1600E
  - Puissance : 300 CV
  - Energie : électrique
  - Capacité du godet : 4.87 m<sup>3</sup>
  - Angle d'inclinaison de la fleche : 45°

#### § Equipement électrique

Les moteurs principaux sont :

- Moteur de levage : puissance 300 CV
- 6 Moteur de translation : puissance 30 CV
- Moteur d'orientation : puissance 37.5 CV

2°) Pelle 150B (Marque : BUCYRUS ERIC )

- Energie : électrique
- Capacité du godet : 4,6 m<sup>3</sup>
- Longueur de la fleche : 11.43 m
- Longueur du bras du godet : 8.3 m
- Angle de la fleche : 45°

- Hauteur de déchargement maximale : 7.39 m
- Rayon de déchargement maximale : 12.8 m
- Hauteur de creusement : 9.83 m

#### VI.2.4/ Transport des roches abattues

Le transport des roches est l'un des processus le plus coûteux et le plus difficile, les de transport composent 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 les carrières de l'Ouonza sont :

- Transport par camion
- Transport par skip
- Transport par convoyeur

##### a) Transport par camion

Le transport par camion est très répandu dans les carrières profondes. Il est rationnel de l'appliquer en cas de gisement compliqué ou montagneux ( ce qui est le cas de l'Ouonza ), en raison de la capacité des camions de surmonter les pentes de 10 % en charge, mais pour que le transport soit favorable, il faut que la distance à parcourir ne dépasse pas les trois kilomètres.

Le transport par camion est appliquée dans tous les quartiers avec les différentes marques à savoir :

- EUCLID : R35 et R50
- KOMATSU : R320 et R460
- PERLINI : R35 et R50

Pour les caractéristiques techniques des camion voir le tableau 47

##### b) Transport par skip

Le skip est une installation stationnaire destiné à recevoir le minerai déchargé par les camions à travers les tromies prévus à cet effet, il dispose de quatre tromies situés respectivement au niveau 964, 935, 911, 803.

Le skip est composée d'une benne métallique en tôle d'acier sur une voie ferrée.

La traction est assurée par un câble qui s'appuie sur des galets situés entre les voies de la benne et distante de 20 m l'une de l'autre.

Caracteristiques des Camions	EUCLID R 35	EUCLID R 50	PERLINI R 35	PERLINI R 50	KOMATSU HD 320	KOMATSU HD 460
Capacité de charge (t)	35	45,4	32	50	32	46
Capacité de la benne (m <sup>3</sup> )	17	23,5	20,6	-	18	32
Puissance (CV)	400	576	394	394	-	-
Rayon de braquage (m)	7,9	9,5	9,67	10,6	7,0	8,0
Poids total chargé (t)	61,5	81,3	56,2	99,3	57,8	83,6
Poids à vide (t)	25,3	35,9	-	-	25,75	37,5
Longueur (m)	8,45	9,27	7,88	9,38	7,65	-
Largeur (m)	3,85	3,84	3,7	4,35	4,66	-
Hauteur (m)	3,81	4,5	3,48	4,05	3,95	-
Vitesse (km/h)	51,6	56,4	-	-	60	-
Capacité du réservoir (l)	460	700	-	-	500	-
Temps de levage de la benne (s)	14	8	-	-	-	-
Angle de benne	55°	60°	-	-	65°	-
Éclairage (V)	24	24	-	-	24	-
Énergie	gaz-oil	gaz-oil	gaz-oil	gaz-oil	gaz-oil	gaz-oil

Tableau (1) - Caracteristiques des camions

\* caracteristiques techniques du skip

- Vitesse : 4.5 m/ s
- Pente maximale : 45.6 %
- Poids de la benne : 10 t
- Charge utile : 40 t
- Densité du minerai : 2.7t/m<sup>3</sup>
- Poids maximum du morceau : 2t
- Contre poids : 60 t
- Longueur développée : 780m
- Denivellement : 230 m
- Poids metrique du câble : 13.25 kg
- Ecartement des rails : 2.755 m
- Poids metrique des rails ( benne ) : 60 kg/m
- Poids metrique des rails ( contre poids ) : 46 kg/m

c) Transport par convoyeur à bande

C'est un moyen de transport très important dans le complexe de l'Ouenza .  
A sa sortie du concasseur , le minerai concassé est acheminé vers la  
gare au moyen d'une longue chaîne de manutention.

\* Caracteristiques du convoyeur à bande

- Largeur : 1 m
- Vitesse : 2.5 m / s
- Debit : 1000 t / h
- Longueur de la bande : 2380 m
- Type de moteur : asynchrone
- Tension : 380 V
- Puissance : 220 CV à 1500tr/min

VI.2.5/ Mise à terril

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  
est situé en dehors du terrain productif mais pas très éloigné du champ  
minier .

Les terrils peuvent être intérieurs ou extérieurs .

Dans le cas de la carrière de l'Ouenza 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  
steriles est effectué par camion , puis on procède à l'aplanissement  
par bulldozer sauf pour le quartier Chagoura Nord où les roches steriles  
sont débloquées directement par bull dans un ravin ( fig.66 )

Les distances de transport des terriles pour chaque quartier sont les  
suivants :

- Quartier 6 mai D = 1.2 à 2.6 km
- Quartier Chagoura-sud D = 0.4 à 0.6 km
- Quartier Zerga D = 0.24 à 0.63 km
- Quartier Chagoura-nord D = 0.25 à 0.35 km

Parfois les steriles sont placés tout juste en bordure des routes et  
servent de barrière de protection pour les camions .

\* Caracteristiques techniques des bull-dozers

1°) bull-dozer à chenilles

- Marque : KOMATSU
- Puissance du moteur : 320 W
- Energie : gaz-oil
- Longueur avec lame : 8.20 m
- Longueur sans lame : 5.20 m
- Largeur : 2.78 m
- Poids : 33 t

VI.2.6/ Traitement du minerai

Le minerai extrait du massif présente des inconvénients à l'utilisation  
postérieure . C'est pour cette raison que n'importe quel type de minerai  
subit un traitement soit mécanique , homogénéisation , etc...

\* Traitement mécanique

Le traitement mécanique consiste en la réduction des dimensions des blocs  
afin d'obtenir une granulométrie qui répond aux exigences des moyens de  
transport par convoyeur .

Dans la mine de l'Ouenza existe deux stations de concassage :

- a) La première station de concassage est située au niveau 803 , elle est  
alimentée par le skip et les camions venant du quartier Chagoura-sud

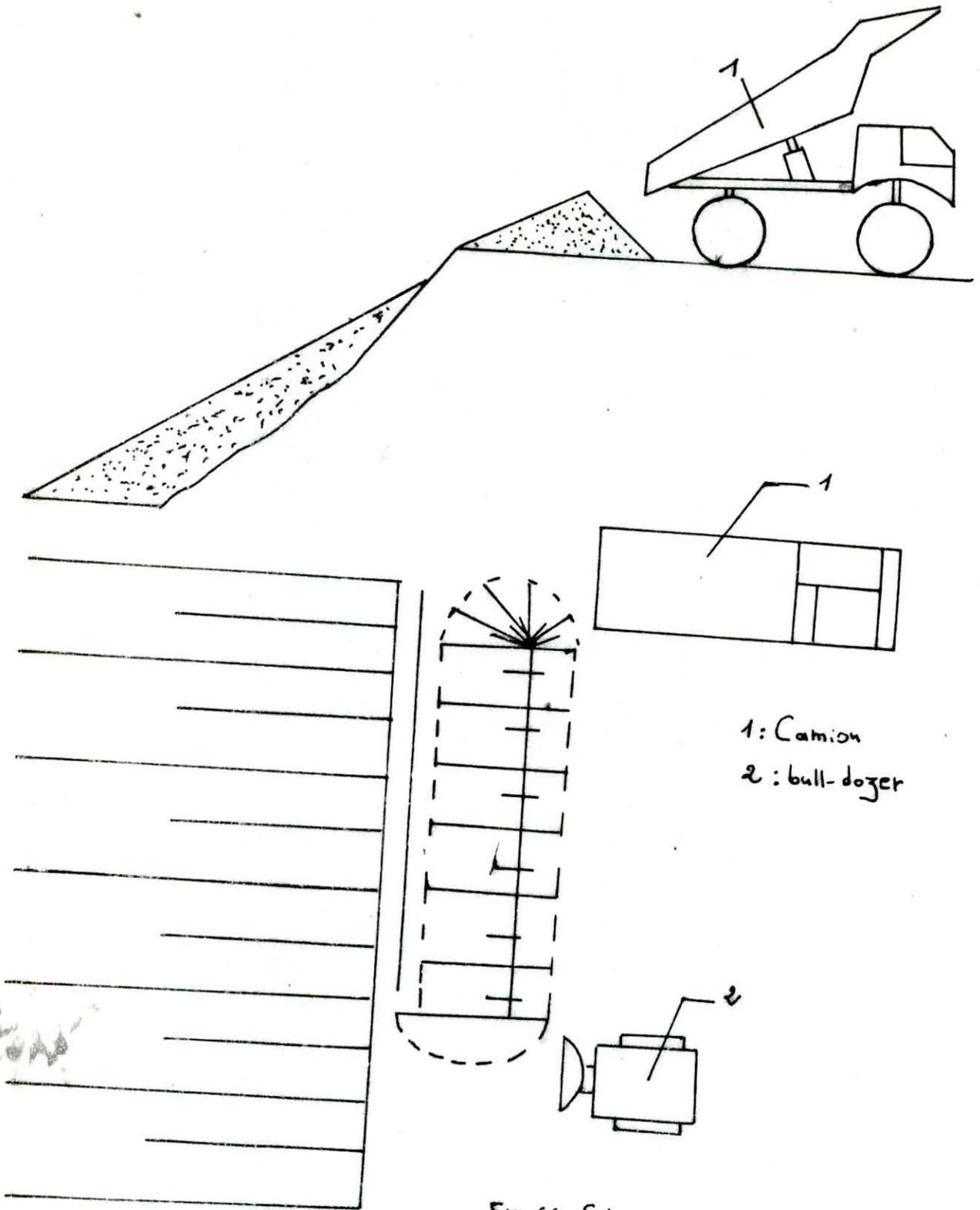


Fig.66 - Schema de mise à terril extérieur.

( niveau 860 ) et du quartier Zerga . Le déchargement du skip et des camions se fait dans une trémie de réception de capacité 450 t , cette trémie est équipée par un indicateur de niveau .

b) La deuxième station de concassage est située au niveau 660 près de la gare d'expédition .

Cette station est réservée pour le quartier 6 mai et Douamis , elle se compose des éléments suivants :

1°) Trémie de réception dont la capacité est de 160 à 200 t

2°) La table à secousse

3°) Le concasseur à cône

#### VI.2.7/ Conditions minières d'exploitation

L'exploitation au niveau de tous les quartiers de production dans la mine de l'Ouonza à certains problèmes sont les suivants :

1°) Le problème de skip n'est pas réglé

2°) La stabilité des terrains au niveau du quartier Zerga car il y'a le problème d'affaissement à cause du déplacement du bord qui est constitué par les marnes .

3°) Manque de moyens matériels (

A tout ces problèmes viennent s'ajouter ceux de non respect du plan d'exploitation et ceux de la maintenance qui n'arrive pas satisfaire la demande de la production .

#### \* Elements principaux d'exploitation

En general , la hauteur du gradin est de 12 m à 15 m ( rarement 18 m), l'angle du talus varie de 60° à 80° , la largeur de la plate forme varie de 12m à 50 m, la pente de la route d'exploitation est de 8 % , les décharges sont éloignées des chantiers et ce à cause de la morphologie du gisement .

\* Ces données sont obtenues par le plan d'exploitation 1989 , mais en réalité la hauteur moyenne du gradin dans le quartier de Zerga est de 22 m pour les roches stériles .

#### VI.3/ Glissement local dans le quartier de Zerga

Le glissement de terrain qui s'est manifesté dans le quartier " Zerga" en 1985 en atteignant la partie Nord-Ouest du premier gradin dans les roches encaissantes . Ce glissement atteint la partie Nord-Est du deuxième gradin en 1986 et 1987 . On remarquera que la direction des deux

glissements sont dirigés dans le NW-SE .

Le volume de roches éboulées sont :

- premier gradin 1985 :  $V = 71.500 \text{ m}^3$  ( partie Nord-Ouest )
- deuxième gradin 1986 :  $V = 158.400 \text{ m}^3$  ( partie Nord-Est )
- deuxième gradin 1987 :  $V = 48.400 \text{ m}^3$  ( partie Nord-EST )

Volume total :  $287.300 \text{ m}^3$

VI.3.1/ Les causes de glissement de terrain sont :

- 1°) ~~pro~~ présence de surface tectonique de déformation dans la marnes ainsi que des contacts faibles entre la marnes et le calcaire
- 2°) la pente de la stratification de la marnes dans la région du glissement coïncide avec le pendage des gradins des roches stériles .
- 3°) des négligences technologiques qui sont en contradiction avec les exigences des travaux d'exploitation à ciel-ouvert car les dimensions de la berge de sécurité : 7 à 8 m sont très insuffisantes .
- 4°) infiltration des eaux superficielles dans les fissures initiales des gradins en roches .
- 5°) la pente du talus coïncide avec celle de la marnes et aussi avec les surfaces de glissement .
- 6°) des vibrations à cause des travaux de tir ( on sait que les forces de vibrations s'ajoutent aux forces provoquant ainsi la diminution du facteur de sécurité ce qui favorise le glissement de terrain )
- 7°) diminution de la valeur des caractéristiques mécaniques de la marnes à cause de l'humidité et du gonflement ( car la présence de l'eau dans la marnes diminue progressivement la cohésion de celle-ci , ce problème a été abordé dans le chapitre I )

#### VI.3.2/ Descriptions et données de base pour la suite de calcul

D'après l'étude géologique du quartier de Zerga , les affleurements sont constitués de la marnes jaune qui est la plus répandue , des calcaires aptiens et du trias argilo-gypsifères .

\* composition minéralogique de la marnes

- Argile : 50 à 70 %
- Calcite : 15 à 35 %
- Quartz : 15 à 20 %

\* Indices physico-mécaniques :

- Poids volumique dans le massif : 2 à  $2,2 \text{ t} / \text{m}^3$

- l'angle de frottement interne initial :  $25^\circ = \varphi_0$
- cohésion initial :  $C_0 = 0,9 \text{ kgf/cm}^2$
- coefficient total d'affaiblissement :  $K = 0,72$
- cohésion minimal :  $C_0 = 0,65 \text{ kgf/cm}^2$
- l'angle de frottement interne minimal :  $\varphi^* = 18^\circ$
- \* Indices physico-mécaniques du minerai de fer :
- Poids volumique dans le massif :  $\gamma = 4,1 \text{ t/m}^3$
- Angle de frottement interne initial :  $\varphi_0 = 38^\circ$
- Cohésion initial :  $C = 100 \text{ kgf/cm}^2$

### VI.3.3/ Calcul de la stabilité des talus

#### VI.3.3.1/ Calcul du coefficient de sécurité par ordinateur

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul de la valeur du coefficient de sécurité à savoir :

- Méthode analytique
- Méthode graphique
- Méthode par ordinateur

Les deux premières méthodes sont utilisées dans la pratique lorsque l'on étudie un exemple particulier de stabilité. Quand l'étude est générale ces deux méthodes ne sont pas pratiques, car elle demande un temps considérable.

La méthode par ordinateur, est la seule, capable de répondre aux exigences d'une telle étude.

Avant de commencer le calcul du coefficient de sécurité, nous allons expliquer l'élaboration du programme informatique, permettant ce calcul.

1°) Cette algorithmique que nous allons présenter est valable dans le cas d'un massif homogène.

On utilise la méthode de Fellinius pour calculer le facteur de sécurité

#### - Entrée des données:

Il s'agit d'introduire les paramètres importantes au calcul de facteur de sécurité "F", comme :

- a) Donner le début, la fin et le pas sur les abscisses.
- b) Donner le début, la fin et le pas sur les ordonnées.
- c) Donner le nombre de cercles (rayons).
- d) Donner l'angle du talus, la hauteur et le nombre de tranches.

- e) Donner le pas sur le rayon
- f) Donner le poids volumique ( $\gamma$ ), la cohésion ( C ) et l'angle de frottement interne (  $\phi$  ) .

- Calcul des rayons

Puisque le glissement est circulaire , il faut déterminer les rayons de l'arc du cercle pour chaque point de quadrillage (fig.67)

- Calcul de la largeur des tranches

La largeur des tranches est un paramètre essentiel dans le calcul des surfaces , donc il est nécessaire de le déterminer ( $b_i$ ) (voir fig. 68 )

- Calcul des angles des tranches

L'expression du facteur de sécurité contient les angles  $\theta_i$  , il est indispensable de le le calculer .

- Calcul des surfaces

pour savoir la valeur du poids des tranches , on calcule les surfaces

- Calcul des poids

L'expression du facteur de sécurité dépend des poids des tranches , donc , il faut les calculés .

- Calcul du facteur de sécurité final

Le calcul du coefficient de sécurité final se fait en plusieurs étapes ,

\* - pour un seul point de la grille correspondent n cercle . Pour chaque cercle correspond un facteur de sécurité , donc nous obtenons n facteurs de sécurité . Il faut choisir le facteur minimal .

\* - nous avons (a.b) points de la grille et on obtient pour chaque point de la grille un coefficient de sécurité minimal . Il faut donc choisir le facteur de sécurité minimal pour l'ensemble des points de la grille .

2°) Programme informatique

Voir listing

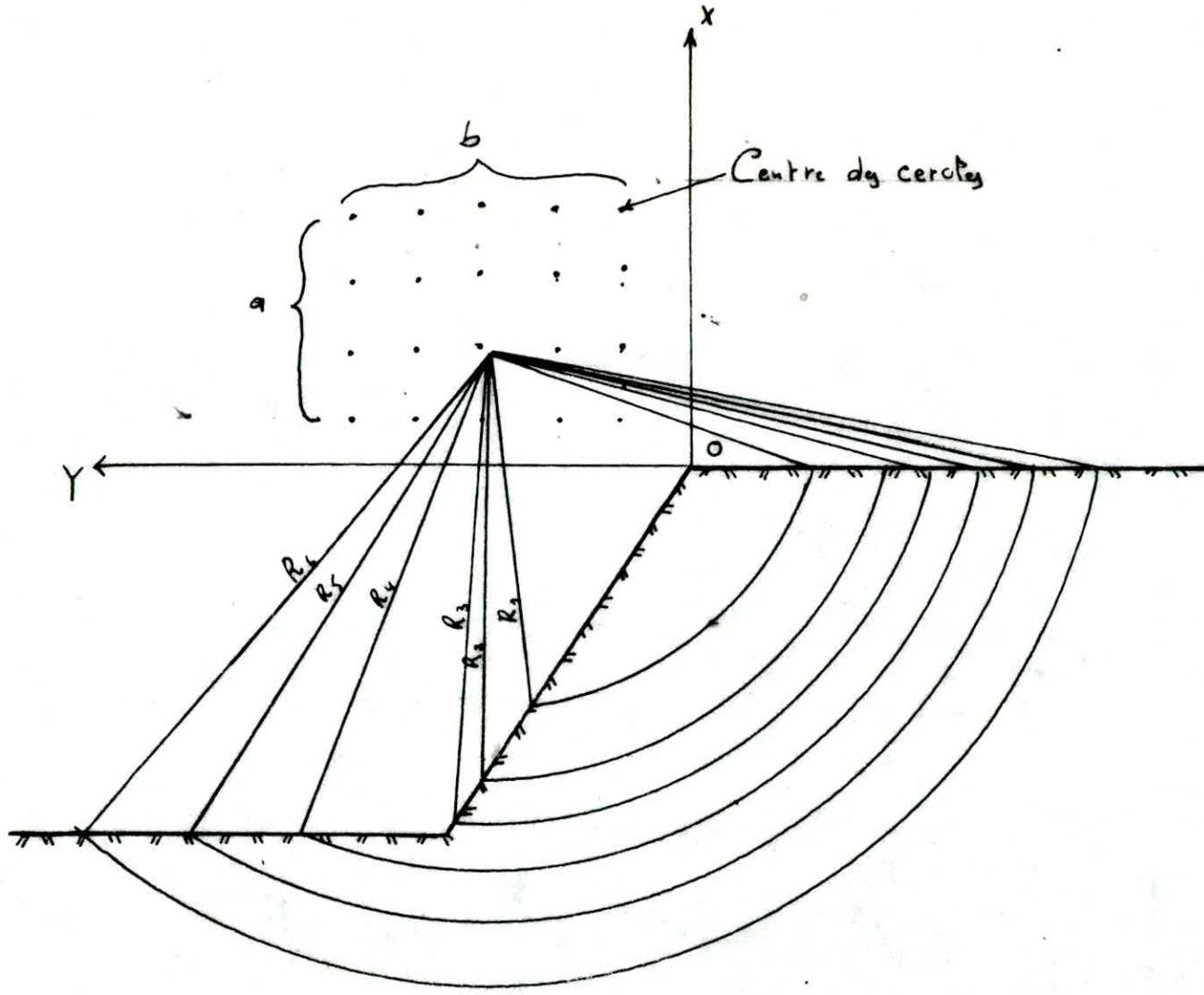


Fig. 67. Determination du cercle critique



C  
C  
C  
C  
C  
C  
C

```

+-----+
|                                     |
|          PROGRAMME ELABORE SUR MICROVAX PAR : |
|                                     |
|          Mr BENYOUNES KHALED          |
|          =====                    |
|                                     |
+-----+

```

C  
C  
C  
C  
C

```

+-----+
|                                     |
|          PROGRAMME DE CALCUL DU COEFFICIENT DE SECURITE |
|                                     |
|          DANS LE CAS D'UN MASSIF HOMOGENE          |
|                                     |
+-----+

```

```

DIMENSION Y7(200),X7(200),YY(200),S3(200),S2(200),
* N(200),ST(200),U(200),Z(200),RT(200,200),SF(200,200),
* TAT(200),TETA1(200),DELTAS(200),LOS(200),FS(200,200),
* UU(200),UY(200),TETA(200),C5(200)
190 PI=3.14
PRINT*, 'donner debut, fin, et le pas sur les abscisses'
ACCEPT*, XA, XB, XC
PRINT*, 'donner debut, fin, et le pas sur les ordonnees'
ACCEPT*, YA, YB, YC
PRINT*, 'donner l'angle, la hauteur et le nbre de tranches'
ACCEPT*, ALPHA1, H, N
PRINT*, 'donner le nbre de rayons'
ACCEPT*, NR
PRINT*, 'donner le pas sur le rayon'
ACCEPT*, RP
PRINT*, 'GAMMA, C, FI'
ACCEPT*, GAMMA, C, FI
DO 13 IIK=1, N
C PRINT*, 'DONNER UY(' , IIK, ')', 'ZII(' , IIK, ')
C ACCEPT*, UY(IIK), Z(IIK)
UY(IIK)=0
Z(IIK)=0
13 CONTINUE
NI=-1
PI=ACOS(WI)
ALPHA=(ALPHA1/180)*PI
FI=(FI/180)*pi
DO 10 XP=XA, XB, XC
do 10 YP=YA, YB, YC
RA=SQRT(XP**2+YP**2)
Z1=1/TAN(ALPHA)

```

```

      Z2=(XP+YP*TAN(ALPHA))/TAN(ALPHA)
      FS1=1
C     CALCUL DES RAYONS ET DES ANGLES
C     *****
      DO 15 I=1,NR
      IF(I.NE.1) GO TO 1115
      IZ=XP*TAN(ALPHA)+1
      IF(YP.LE.IZ) GO TO 15
1115  R=RA+(I-1)*RP
      AE=1+Z1**2
      BE=Z1*Z2
      CE=Z2**2-R**2
      DELTA=BE**2-AE*CE
      IF(DELTA.LE.0) GO TO 15
      X11=- (BE+SQRT(DELTA))/AE
      X22=- (BE-SQRT(DELTA))/AE
      IF(X11.GT.0) GO TO 30
      IF(X22.LT.0) GO TO 40
      X1=X11
      GO TO 60
30    X1=X22
      GO TO 60
40    X13=ABS(X11)
      X23=ABS(X22)
      IF(X13.LT.X23) GO TO 50
      X1=-X13
      GO TO 60
50    X1=X23
60    XX1=X1
      H1=H+XP
C     PRINT*, 'H1=', H1
C     PRINT*, 'XX1=', XX1
      IF(XX1.LT.H1) GO TO 70
      IF(XX1.EQ.H1) GO TO 80
C     PRINT*, 'CAS DU CERCLE PROFOND'
C     *****
      Y1=-SQRT(R**2-XP**2)
      XI=-XP
      YF=SQRT(R**2-H*(H+2*XP)-XP**2)
      XF=H+XP
      YF1=-YF
      AM=YF-YI
      B=AM/N
      BL=AM/(N-1)
      YFF=YF1+BL
      H1=H
      OAA=H1/TAN(ALPHA)
      OA=ABS(OAA)
      AA1=H1/TAN(ALPHA)
C     PRINT*, 'OA=', OA
      DO 120 J=1,N
      TAT(J)=YFF/R
C     PRINT*, 'TAT(J)=', TAT(J)
      TETA1(J)=ASIN(TAT(J))
      TETA(J)=(TETA1(J)/PI)*180
      PRINT*, 'TETA', TETA(J)
      YFF=YFF+B
120  CONTINUE

```

```
GO TO 20
C PRINT*, 'CAS DU CECLE DE PENTE'
C *****
70 YI=-SQRT(R**2-XP**2)
    XI=-XP
    YF=-Z1*X1-Z2
    YF1=-YF
    XF=X1
    AM=YF-Y1
    B=AM/N
    BL=AM/(N-1)
    YFF=YF1+BL
    OA=0
    HG=XP+XF
    H1=ABS(HG)
    AA1=H1/TAN(ALPHA)
    DO 100 J=1,N
    TAT(J)=YFF/R
C PRINT*, 'TAT(J)', TAT(J)
    TETA1(J)=ASIN(TAT(J))
    TETA(J)=(TETA1(J)/PI)*180
C PRINT*, 'TETA', TETA(J)
    YFF=YFF+B
100 CONTINUE
    GO TO 20
C PRINT*, 'CAS DU CERCLE DE PIED'
C *****
80 YI=-SQRT(R**2-XP**2)
    XI=-XP
    XF=-(H+XP)
    YF=-Z1*XF-Z2
    YF1=-YF
    AM=YF-YI
    B=AM/N
    BL=AM/(N-1)
    YFF=YF1+BL
    OA=0
    H1=H
    AA1=H/(TAN(ALPHA))
    DO 110 J=1,N
    TAT(J)=YFF/R
    TETA1(J)=ASIN(TAT(J))
    TETA(J)=(TETA1(J)/PI)*180
C PRINT*, 'TETA', TETA(J)
    YFF=YFF+B
110 CONTINUE
20 NN=N+1
    DO 401 IJ=1,NN
    X7(IJ)=(IJ-1)*B
    B5=-XF
    C5(IJ)=(X7(IJ)-YF)**2+XF**2-R**2
    DELTAS(IJ)=B5**2-C5(IJ)
    IF(DELTA(IJ).LT.0) GO TO 401
    YB1=B5+SQRT(DELTA(IJ))
    YB2=B5-SQRT(DELTA(IJ))
    IF(YB1.LT.0) GO TO 403
    IF(YB2.LT.0) GO TO 404
    GO TO 405
```

```

403   Y7(IJ)=YB1
      GO TO 401
404   Y7(IJ)=YB2
      GO TO 401
405   IF(YB1.LE.YB2) GO TO 403
      GO TO 404
401   CONTINUE
C     PRINT*, 'CALCUL DU SURFACE'
C     *****
      S=0
      NN=0
      DO 9 II=2,NN
      IF(X7(II).GT.OA) GO TO 19
      Y7(II)=0
      S1=0
      GO TO 90
19    IF(X7(II-1).GT.OA) GO TO 29
      SS1=((X7(II)-OA)**2*TAN(ALPHA))/2
      SS2=(OA-X7(II-1))*(X7(II)-OA)*TAN(ALPHA)
      YY(II)=(X7(II)-OA)*TAN(ALPHA)
      S1=SS1+SS2
      GO TO 90
29    IF(X7(II).GT.OA1) GO TO 39
      AA=X7(II)
      S1=(AA**2*TAN(ALPHA))/2
      YY(II)=(X7(II)-OA)*TAN(ALPHA)
      GO TO 90
39    IF(X7(II-1).GT.OA) GO TO 49
      Y7(II)=H1
      ST=(OA1-X7(II-1))**2*TAN(ALPHA)
      GO TO 90
49    S1=0
      YY(II)=H1
90    S2(II-1)=((Y7(II)-Y7(II-1))*B)/2
      S3(II-1)=(YY(II)-Y7(II))*B
      ST(II-1)=S3(II-1)+S2(II-1)-S1
      W(II-1)=ST(II-1)*GAMMA+Z(II-1)
      S=S+S7(II-1)
C     PRINT*, 'S=', S
      WW=WW+W(II-1)
      PRINT*, 'WW', W(II-1), 'ST', ST(II-1)
9    CONTINUE
C     PRINT*, 'CALCUL DU FACTEUR DE SECURITE'
C     *****
      ANU=0
      D=0
      DO 69 K=1,N
      D=D+W(K)*SIN(TETA1(K))
      U(K)=C*B/COS(TETA1(K))
      UU(K)=(W(K)*COS(TETA1(K))-UY(K)*B/COS(TETA1(K)))*TAN(FI)
      ANU=ANU+U(K)+UU(K)
69    CONTINUE
      PRINT*, 'NU=', ANU, 'D=', D
C     PRINT*, 'XP', XP, 'YP', YP
      FS(XP,YP)=ANU/D
      RT(XP,YP)=R
      PRINT*, 'FS(', XP, YP, ')=', FS(XP,YP), 'RT(', XP, YP, ')=', R
      IF(FS(XP,YP).LT.FS1) GO TO 79

```

```

    FS1=FS(XP,YP)
    GO TO 15
79  FS1=FS(XP,YP)
    RT(XP,YP)=R
    FS(XP,YP)=FS1
15  CONTINUE
    FS(XP,YP)=FS1
    PRINT*, 'FS(',XP,YP,')=' ,FS1, 'R=' ,RT(XP,YP)
10  CONTINUE
    FSPC=100
    DO 18 XP =XA,XB,XC
    DO 18 YP=YA,YB,YC
    IF(FS(XP,YP).LT.FSPC) GO TO 17
    GO TO 18
17  FSPC=FS(XP,YP)
    SF(XP,YP)=FS(XP,YP)
    ZX=XP
    ZY=YP
18  CONTINUE
    PRINT*, 'SF(',ZX,ZY,')=' ,FSPC, 'RT(',ZX,ZY,')=' ,RT(ZX,ZY)
    i=i+1
    if(i.gt.100)then
    GO TO 150
    else
    go to 190
    endif
150 STOP
    END
```

3°) Calcul du  $F_s$

Il suffit de faire varier les paramètres physico-mécaniques et géométriques ( $H, \alpha$ ) qui peuvent influencer sur le coefficient de sécurité, puis on peut faire une étude sur la variation du coefficient de sécurité.

Dans la suite du calcul, nous avons pris les paramètres suivants :

- Hauteur du gradin :  $H = 6$  à  $40$  m
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 18^\circ$  à  $27^\circ$
- Cohesion :  $C = 65$  à  $95$  KN/m<sup>2</sup>
- Angle du talus :  $\alpha = 22^\circ$  à  $54^\circ$
- Poids volumique :  $\gamma = 21$  KN/m<sup>3</sup>

Valeurs de coefficient de securité obtenues par le programme élaboré  
 ++++++

- \* R : Rayon du cercle du glissement circulaire[m]
- \* Y : Ordonnée du centre du glissement circulaire[m]
- \* X : Abscisse du centre du glissement circulaire[m]
- \* H : Hauteur du gradín[m]
- \* C : Cohesion[kn/m<sup>2</sup>]
- \* L'angle du talus(ALPHA) et l'angle de frottement interne(FI) sont exprimés en degré.
- \* Le poids volumique ( GAMMA ) est égal à 21 kn/m<sup>3</sup>.

C = 65 kn/m<sup>2</sup>

H = 6m

ALPHA	FI	X[m]	Y[m]	F(S)	R[m]
22	18	27	38	1.71	63.80
22	21	27	42	1.93	67.92
22	24	27	42	2.13	63.92
22	27	27	43	2.39	81.84
30	18	32	42	1.37	43.05
30	21	32	47	1.47	72.85
30	24	32	52	1.58	77.05
30	27	37	57	1.66	76.95
38	18	27	52	1.01	76.59
38	21	27	52	1.13	76.58
38	24	28	52	1.25	75.30
38	27	28	52	1.36	77.05
46	18	22	52	0.82	74.46

46	21	22	52	0,92	74,46
46	24	24	54	1,00	77,09
46	27	24	52	1,12	75,27
54	18	22	52	0,68	74,46
54	21	22	52	0,76	74,45
54	24	17	52	0,83	66,70
54	27	17	52	0,95	70,70

C = 65kN/m<sup>2</sup>

H = 20m

ALPHA	F1	X[m]	Y[m]	F(s)	R[m]
22	18	36	54	1,58	82,89
22	21	36	54	1,79	82,89
22	24	39	57	1,97	87,06
22	27	37	53	2,24	82,63
30	18	33	53	1,22	80,43
30	21	35	55	1,36	83,19
30	24	35	55	1,52	83,19
30	27	40	62	1,64	83,20
38	18	30	60	0,93	85,08
38	21	30	60	1,05	85,09
38	24	33	60	1,17	86,47
38	27	32,5	58,6	1,31	84,32
46	18	25,5	60,5	0,77	83,65
46	21	29,5	65	0,84	88,97
46	24	27	65	0,94	83,00
46	27	25	60	1,07	83,01

54	18	25	65	0.65	87.64
54	21	25	65	0.72	87.64
54	24	23	63	0.81	85.06
54	27	25	65	0.88	87.64

$C = 65 \text{KN/m}^2$

$H = 40 \text{m}$

ALPHA	FI	X[m]	Y[m]	F(s)	R[m]
22	18	35	55	1.55	83.19
22	21	35	55	1.72	83.19
22	24	37	55	1.93	84.28
22	27	37	54	2.20	84.27
30	18	33	54	1.21	81.28
30	21	33	54	1.30	81.28
30	24	35	55	1.36	83.19
38	18	27	54	0.97	78.37
38	21	30	54	1.09	79.77
38	24	31	55	1.21	81.19
38	27	29	53	1.35	78.85
46	18	22	53	0.81	75.84
46	21	22	53	0.91	75.84
46	24	24.6	53.5	1.01	76.88
46	27	25.5	53.5	1.11	77.26
54	18	21	55	0.69	76.89
54	21	21	54	0.78	75.93
54	24	21	54	0.86	75.93
54	27	21	55	0.94	76.89

C = 75KN/m2

H = 12m

ALPHA	FI	X[m]	Y[m]	F(s)	R[m]
22	18	36	52	1.84	81.24
22	21	27	42	2.02	67.92
22	24	27	42	2.16	66.92
22	27	30	44	2.42	69.24
30	18	27	47	1.41	70.24
30	21	32	52	1.50	75.04
30	24	37	52	1.69	79.82
30	27	37	52	1.8	81.82
38	18	27	52	1.03	76.59
38	21	30	54	1.19	79.77
38	24	32	57	1.34	76.59
38	27	30	54	1.43	83.34
46	18	25	46	0.88	75.04
46	21	30	48	0.99	76.41
46	24	32	56	1.06	77.01
46	27	34	56	1.15	76.19
54	18	17	57	0.79	77.48
54	21	17	58	0.81	77.49
54	24	20	60	0.91	81.24
54	27	21	61	1.06	82.51

C = 85 kn/m2

H = 20 m

✓

ALPHA	F1	X[m]	Y[m]	F(S)	R[m]
22	18	37	52	1,91	81,82
22	21	42	52	2,10	84,84
22	24	39	54	2,35	84,61
22	27	37	52	2,63	81,82
30	18	31	51	1,44	77,68
30	21	31	51	1,61	77,69
30	24	36	51	1,78	80,42
30	27	35	50	1,98	79,03
38	18	24	48	1,10	69,66
38	21	28	52	1,24	77,05
38	24	27	51	1,39	75,70
38	27	28	55	1,49	79,71
46	18	23	53	0,92	75,77
46	21	23	56	1,00	78,53
46	24	23	50	1,11	73,03
46	27	23	50	1,17	71,03
54	18	19	56	0,78	77,135
54	21	19	55	0,88	76,18
54	24	26	45	0,94	89,47
54	27	25	49	1,04	93,00

C = 55 kn/m<sup>2</sup>

H = 6m

ALPHA	F1	X[m]	Y[m]	F(S)	R[m]
22	18	30	50	1,05	76,30
22	21	35	50	2,05	79,85

22	24	35	55	2,20	83,10
22	27	35	55	2,42	83,10
30	18	32	56	1,36	82,49
30	21	35	59	1,48	86,60
30	24	35	59	1,64	88,01
30	27	40	65	1,75	94,32
38	18	35	70	1,29	96,26
38	21	40	85	1,39	111,90
38	24	40	75	1,51	103,00
38	27	45	85	1,62	114,17
46	18	30	75	0,80	98,77
46	21	35	85	0,85	109,92
46	24	40	95	0,90	121,07
46	27	40	95	1,00	121,07
54	18	28	92	1,02	114,16
54	21	28	92	1,21	114,16
54	24	28	92	1,32	114,16
54	27	30	100	1,43	122,40

C = 95 kn/m2

H = 20m

ALPHA	FI	X[m]	Y[m]	F(S)	R[m]
22	18	30	50	1,85	76,30
22	21	35	50	2,05	79,03
22	24	35	50	2,27	79,03
22	27	36	56	2,41	84,57
30	18	35	60	1,32	87,46

30	21	40	65	1.43	94.32
30	24	40	65	1.58	94.32
30	27	40	65	1.75	94.32
38	18	30	60	1.06	85.08
38	21	30	60	1.18	85.08
38	24	33	68	1.24	93.58
38	27	35	70	1.35	96.26
46	18	30	75	0.80	98.77
46	21	30	74	0.90	97.84
46	24	30	75	0.99	98.77
46	27	35	80	1.06	105.32
54	18	30	80	0.69	103.44
54	21	30	80	0.76	108.13
54	24	30	85	0.81	108.13
54	27	30	90	0.87	112.86

C = 95 kn/m<sup>2</sup>

H = 40m

ALPHA	FI	X[m]	Y[m]	F(S)	R [m]
22	18	36	55	2.10	83.73
22	21	30	54	2.21	82.89
22	24	37	55	2.61	84.28
22	27	38	56	2.94	85.67
30	18	35	56	1.61	84.03
30	21	35	59	1.67	86.60
30	24	40	60	1.82	90.11

30	27	39	60	2.21	89.56
38	18	31	64	1.21	89.11
39	21	34	64	1.32	90.94
39	24	35	65	1.44	91.82
38	27	36	68	1.57	94.94
46	18	27	67	0.98	90.23
46	21	27	66	1.16	89.30
46	24	27	68	1.30	91.16
46	27	30	69	1.40	93.23
54	18	21	68	0.89	89.16
54	21	24	69	1.02	91.05
54	24	24	69	1.12	91.05
54	27	25	68	1.31	92.05

### \* Interpretation des resultats

J'ai utilisé le programme informatique pour calculer le coefficient de sécurité le plus défavorable ( minimal ) dans les roches encaissantes (marno)

Lors du calcul , j'ai pris les données suivantes :

$\gamma$  = poids volumique = 21 KN/m<sup>3</sup>

$\varphi$  = angle de frottement interne = 18° à 27°

C = cohésion de la roche = ( 65 à 95 ) KN/m<sup>2</sup>

H = Hauteur du gradin = 6 à 4C m

### § Interpretation des courbes du facteur de sécurité en fonction de la cohésion

On constate d'après l'étude des courbes que le facteur de sécurité augmente en fonction de la cohésion c'est à dire lorsque la valeur de C varie de ( 65 à 95 ) KN/m<sup>2</sup> , les valeurs du coefficient de sécurité augmentent dans le sens croissant (fig.69) .

Plus l'angle du talus  $\alpha$  augmente un plus grand nombre de valeurs du facteur de sécurité deviennent inférieures à 1,2 , qui représente la valeur pratique limite du facteur de sécurité . Dans ce cas notre talus devient moins stable.

On remarque aussi que les valeurs les plus élevées du facteur de sécurité ( pour C = Cste ) correspondent à l'angle de frottement interne maximal (27°).

Ces résultats sont acceptables , car du point de vue physique , la cohésion étant la liaison qui existe entre les particules d'un milieu .

Quand la cohésion entre les particules d'un milieu augmente , il en résulte que notre talus devient stable .

### § Interprétation des courbes du facteur de sécurité en fonction de l'angle du talus ( $\alpha$ ) (fig.70)

La variation de  $F_s$  en fonction de  $\alpha$  est différente des autres cas étudiés précédemment . Nous constatons que  $F_s$  diminue lorsque  $\alpha$  augmente dans l'intervalle  $22^\circ \leq \alpha \leq 54^\circ$  . On remarque encore une fois , plus la cohésion augmente plus les courbes se déplacent suivant la direction de l'axe de  $F_s$  d'une manière progressive . Les courbes les plus élevées correspondent à l'angle de frottement interne maximum ( $\varphi = 27^\circ$ ) pour  $\alpha = \text{cste}$  .

Du point de vue physique , on voit nettement , que lorsque  $\alpha$  tend vers la valeur inférieure de l'intervalle (22° , 54°) , le glissement du terrain devient de moins en moins probable.

Dans le cas contraire , lorsque  $\alpha$  tend vers la valeur supérieure de l'intervalle (22° , 54°) , on constate que les facteurs naturels (infiltration de

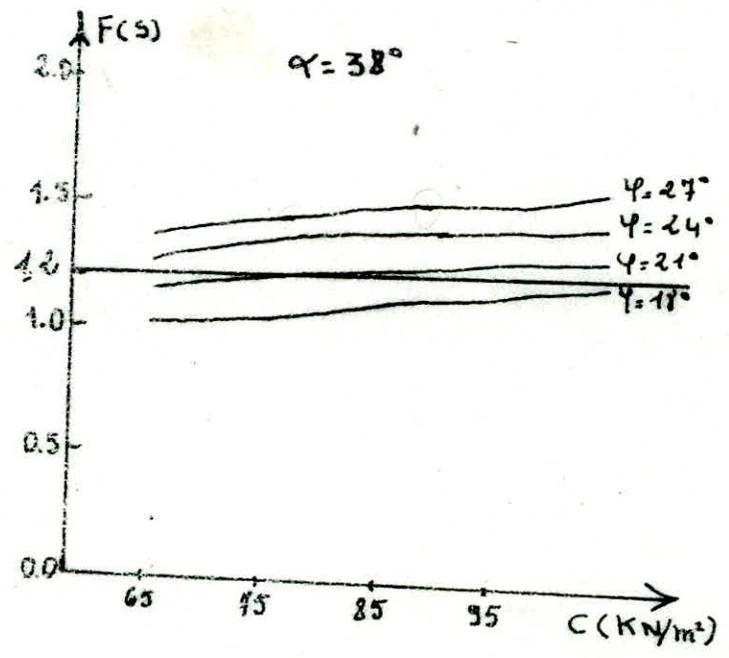
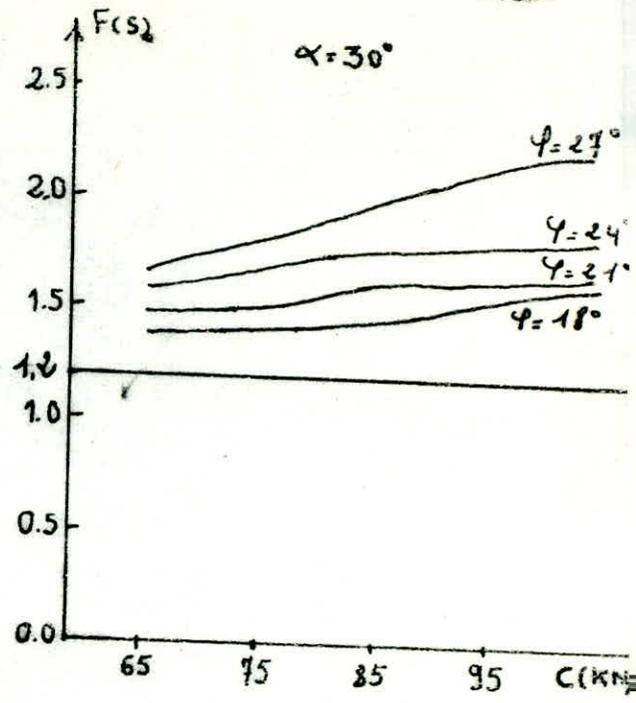
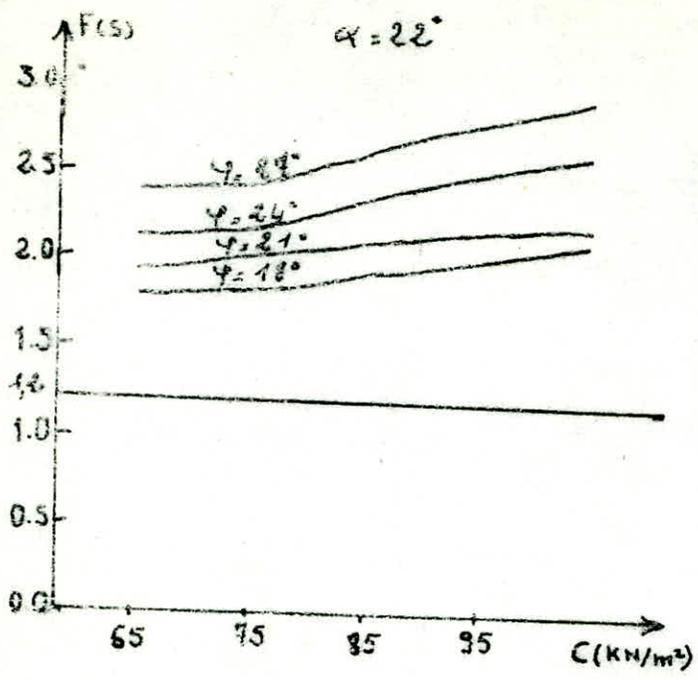
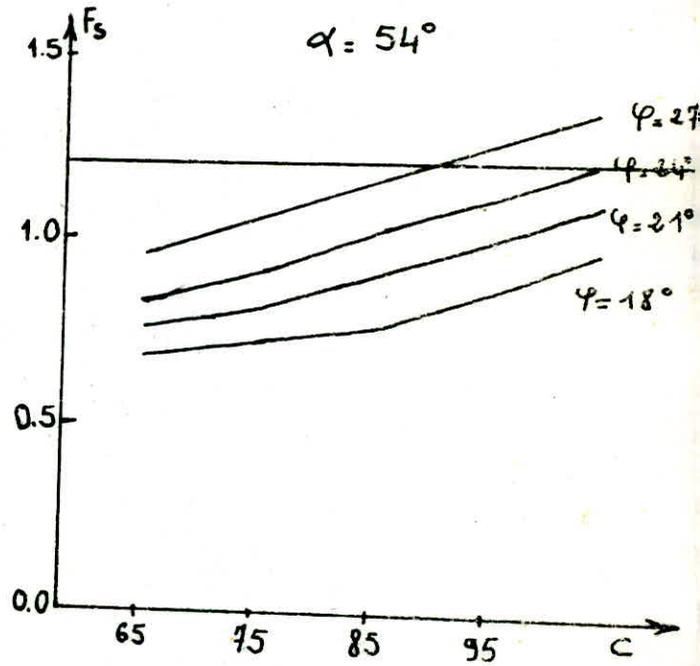
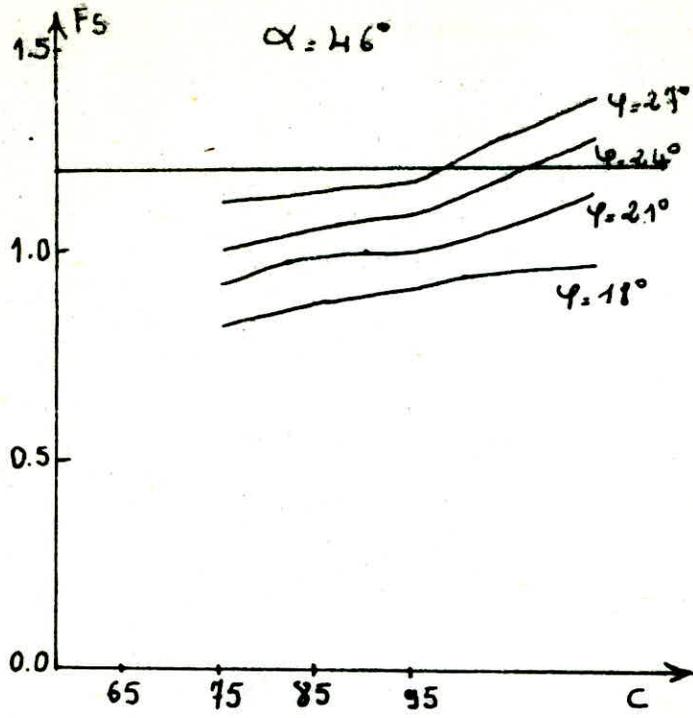


Fig. 69. Variation du facteur de surité en fonction de la cohésion.



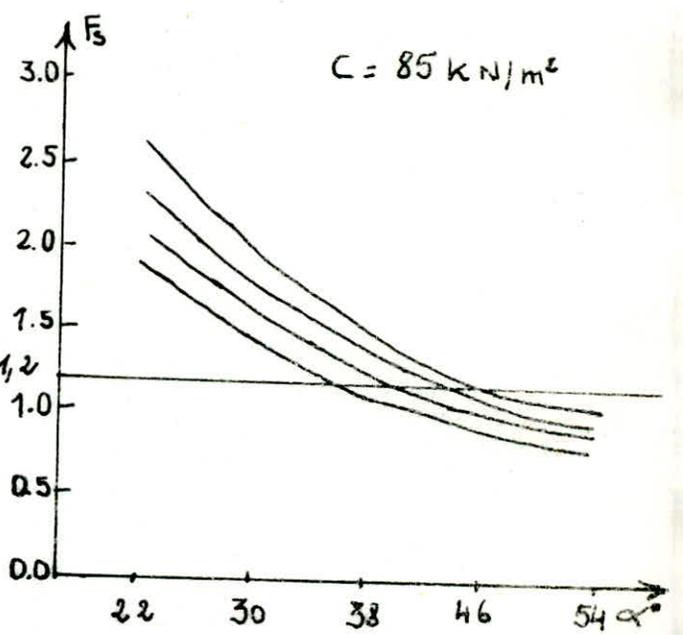
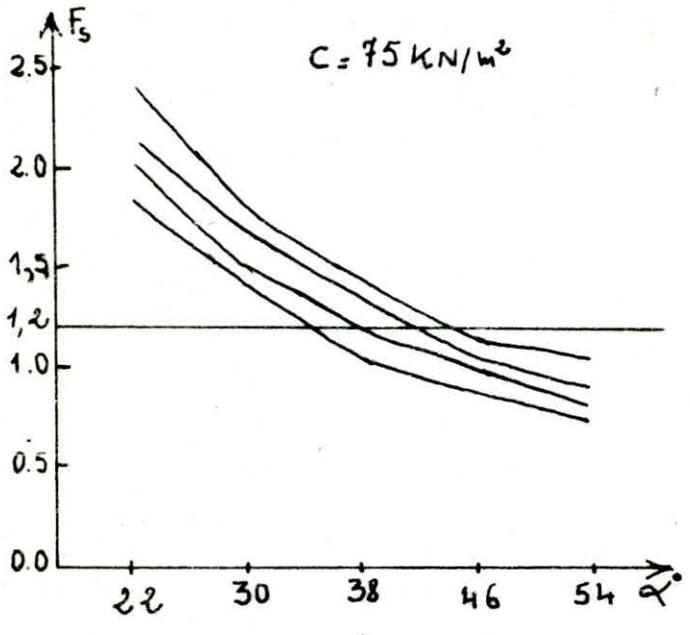
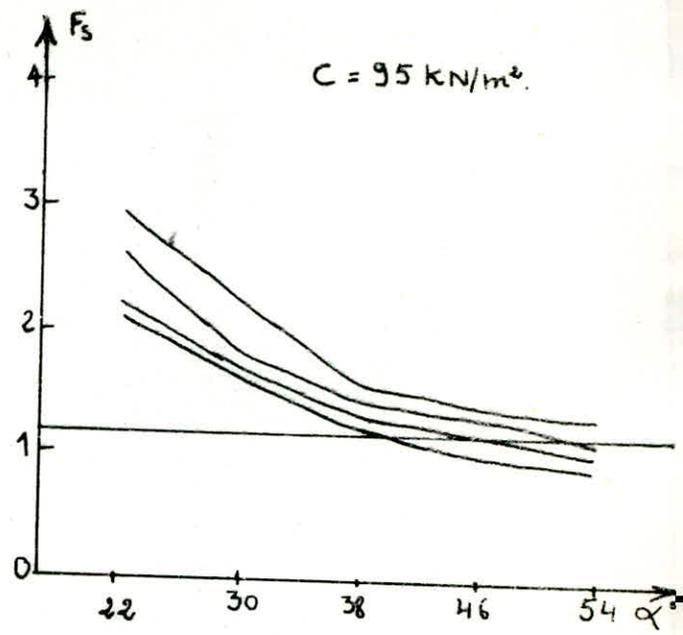
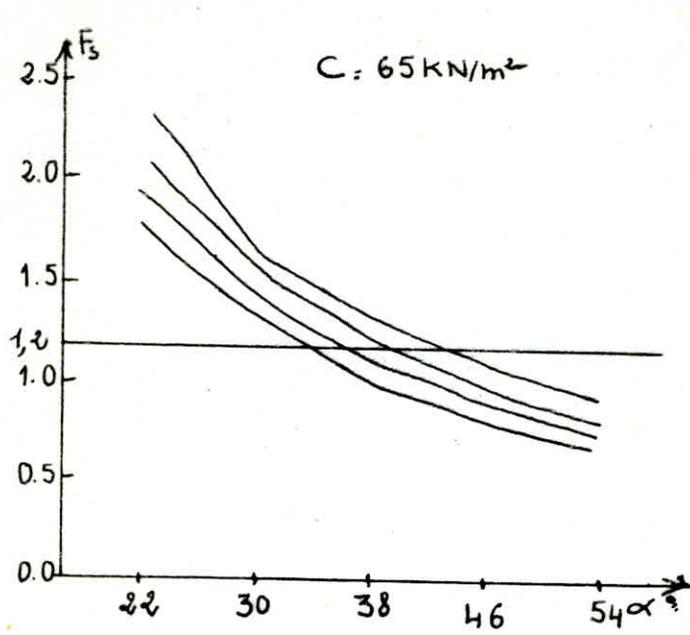


Fig. 70. Variation du facteur de securité en fonction de l'angle d'inclinaison

(infiltration de l'eau, présence de la surface d'affaiblissement, etc...) et les facteurs technologiques favorisent les glissements

### § Interprétation des courbes du facteur de sécurité en fonction de l'angle de frottement interne ( $\varphi$ ) (fig.71)

La première constatation qui en résulte est que le facteur de sécurité augmente non linéairement avec  $\varphi$ . Et que l'ensemble des courbes, pour une cohésion qui varie de 65 à 95 KN/m<sup>2</sup>, sont déplacées vers le haut suivant l'axe de  $F_s$  d'une manière progressive. Ce qui signifie que  $F_s$  augmente avec la cohésion pour  $\varphi = \text{cte}$ , nous remarquons d'après l'ensemble des courbes, les valeurs minimum de  $F_s$  correspondent à l'angle du talus maximum ( $\alpha = 54^\circ$ ).

Si nous examinons le problème, d'un aspect physique, l'angle de frottement interne par définition caractérise le degré de mobilité des particules d'un milieu donné. Ce qui signifie que l'augmentation de la valeur de l'angle de frottement interne indique la tendance des particules d'un milieu à devenir moins mobiles.

#### \* Conclusion :

Les caractéristiques mécaniques ( $C, \varphi$ ) ainsi que le paramètre géométrique l'angle du talus  $\alpha$  influent sur la valeur du facteur de sécurité c'est pourquoi la détermination de  $C$  et  $\varphi$  est le choix de l'angle critique du talus qui assure la stabilité des talus est important dans la phase de l'exploitation.

#### VI.3.3.2/ Calcul de la hauteur critique

J'ai établi six coupes à partir de la carte topographique à l'échelle 1/1000, ces coupes ont été choisies suivant la direction du glissement (fig.72) (NW-SE), on remarque que l'angle du talus et la hauteur du gradin en roche stérile varient respectivement:

$$\alpha_{\text{stérile}} = 21,8^\circ - 55^\circ$$

$$H_{\text{stérile}} = 6 - 40 \text{ m}$$

L'une des causes principales de glissement dans le quartier Zerga, c'est que la pente du talus coïncide avec celle de la marne et aussi avec les surfaces de glissement, c'est pourquoi j'ai utilisé la formule qui nous permet de calculer la hauteur pour l'ensemble des gradins, afin que ces derniers peuvent être stables.

Lors du calcul de la hauteur critique (fig.73), j'ai utilisé les caractéristiques physico-mécaniques suivantes:

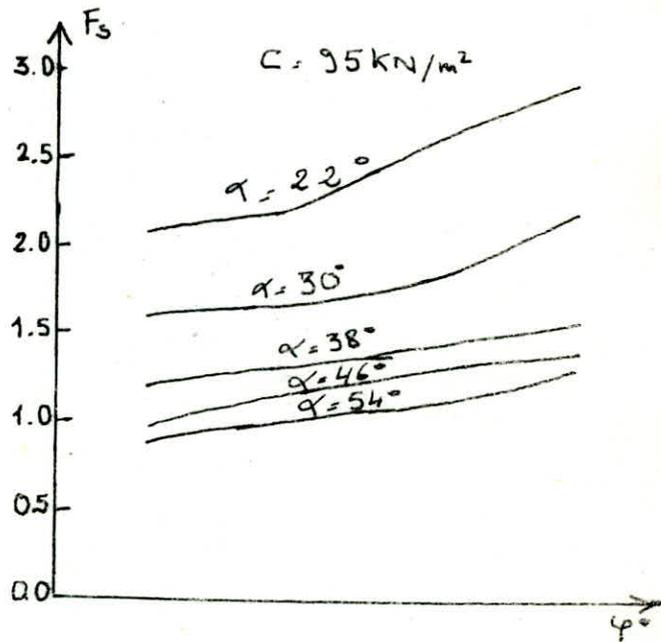
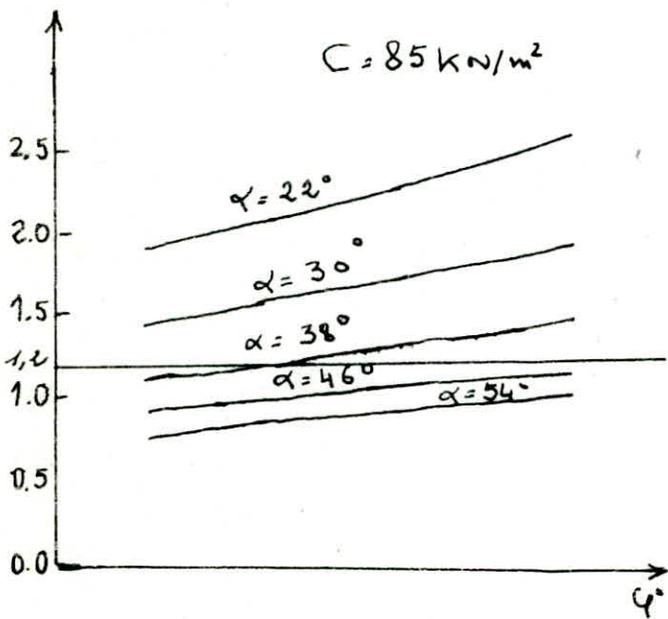
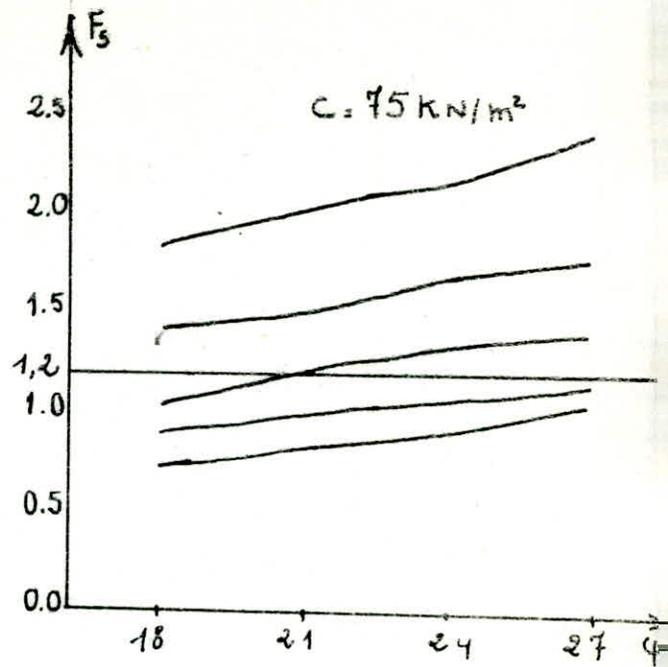
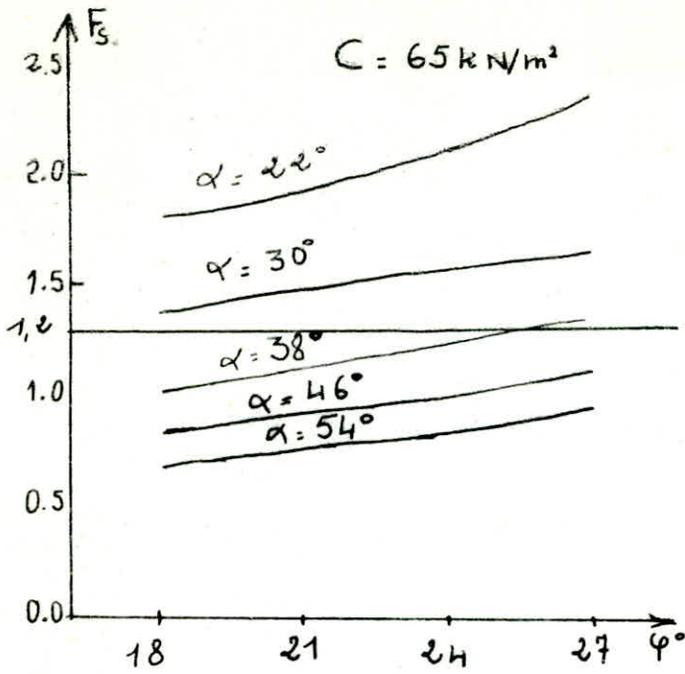


Fig. 71 - Variation du facteur de securite en fonction de l'angle de frottement interne.

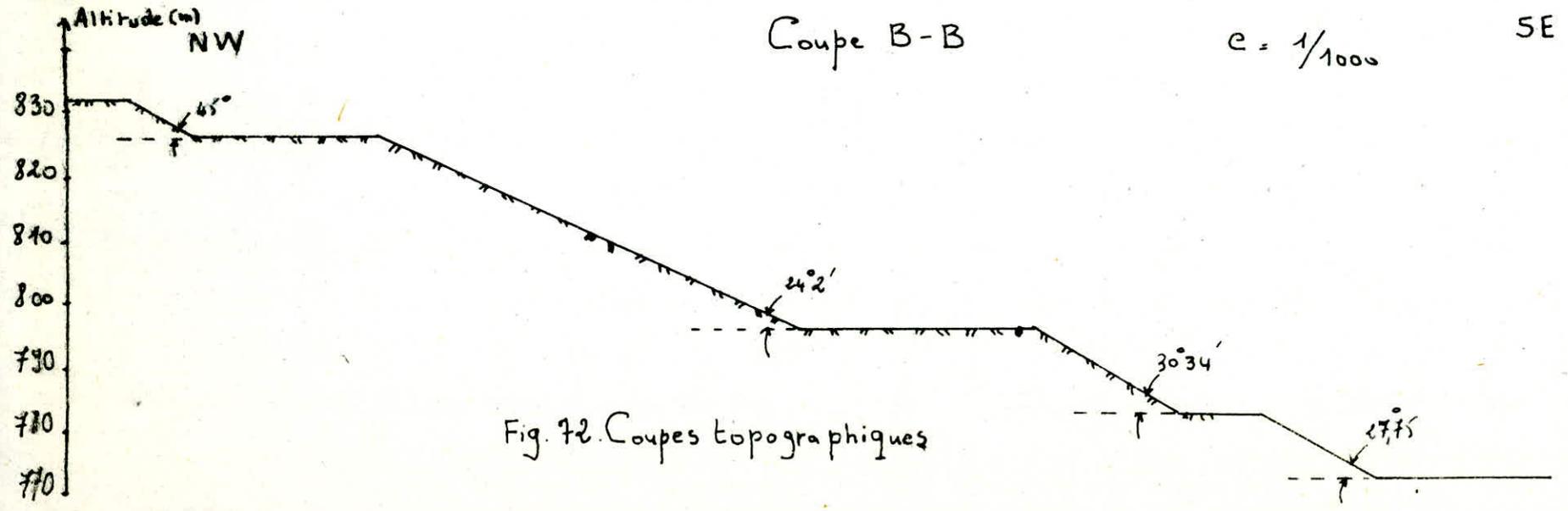
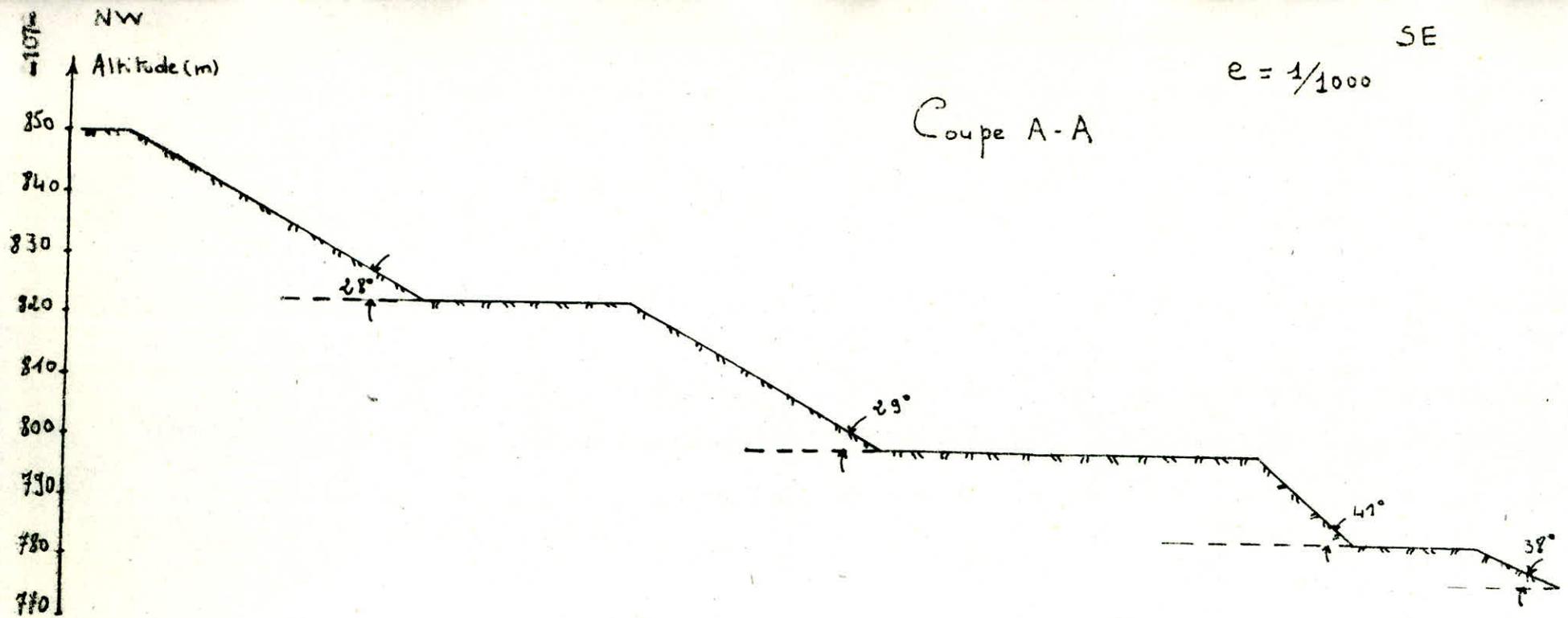
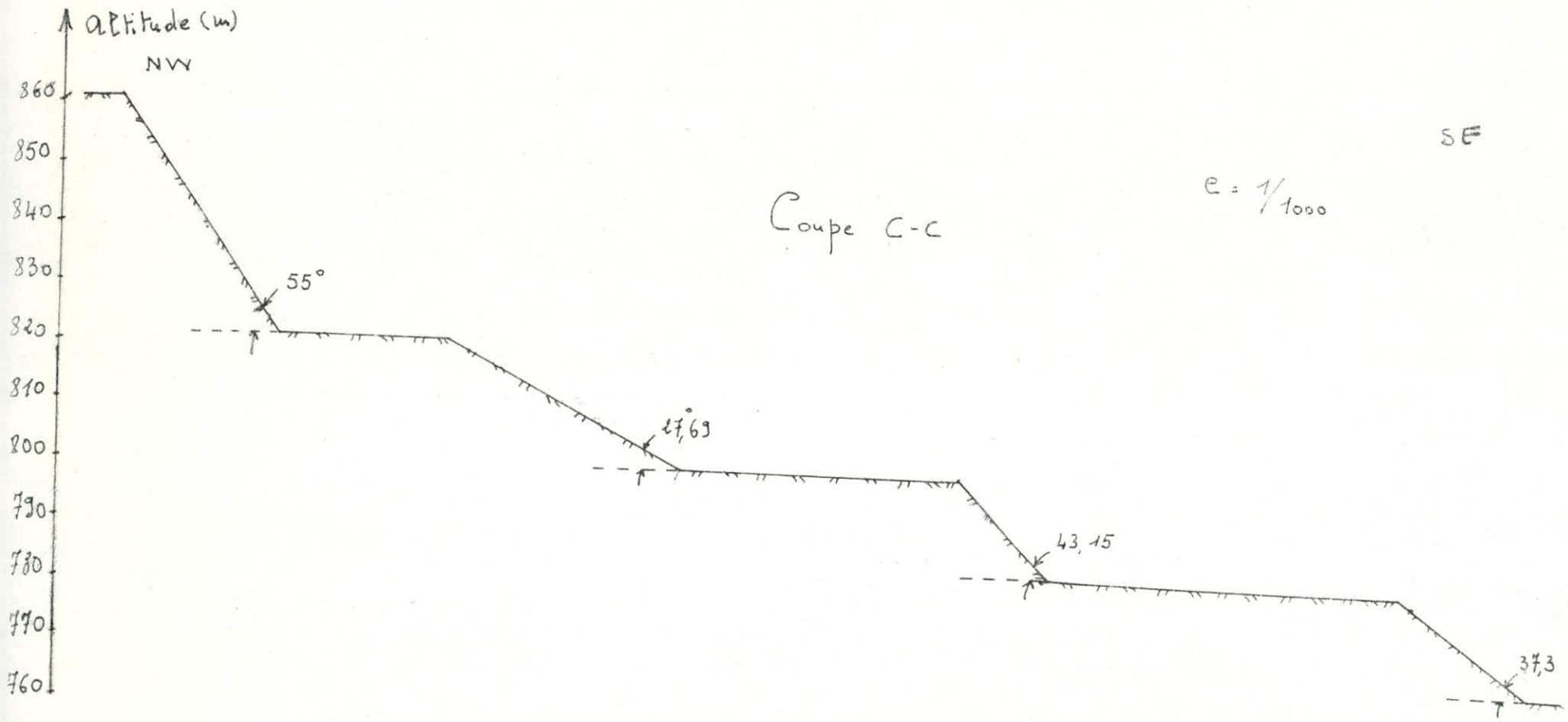


Fig. 72. Coupes topographiques



101

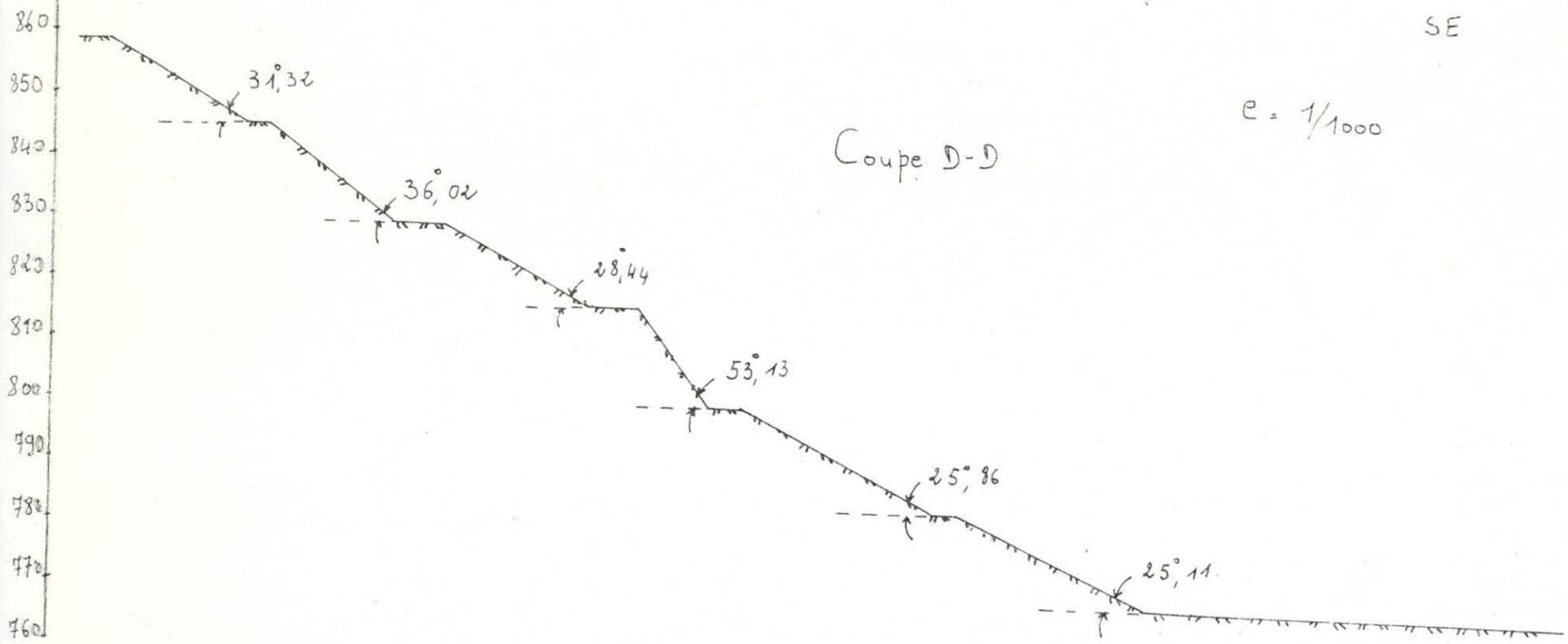
Altitude (m)

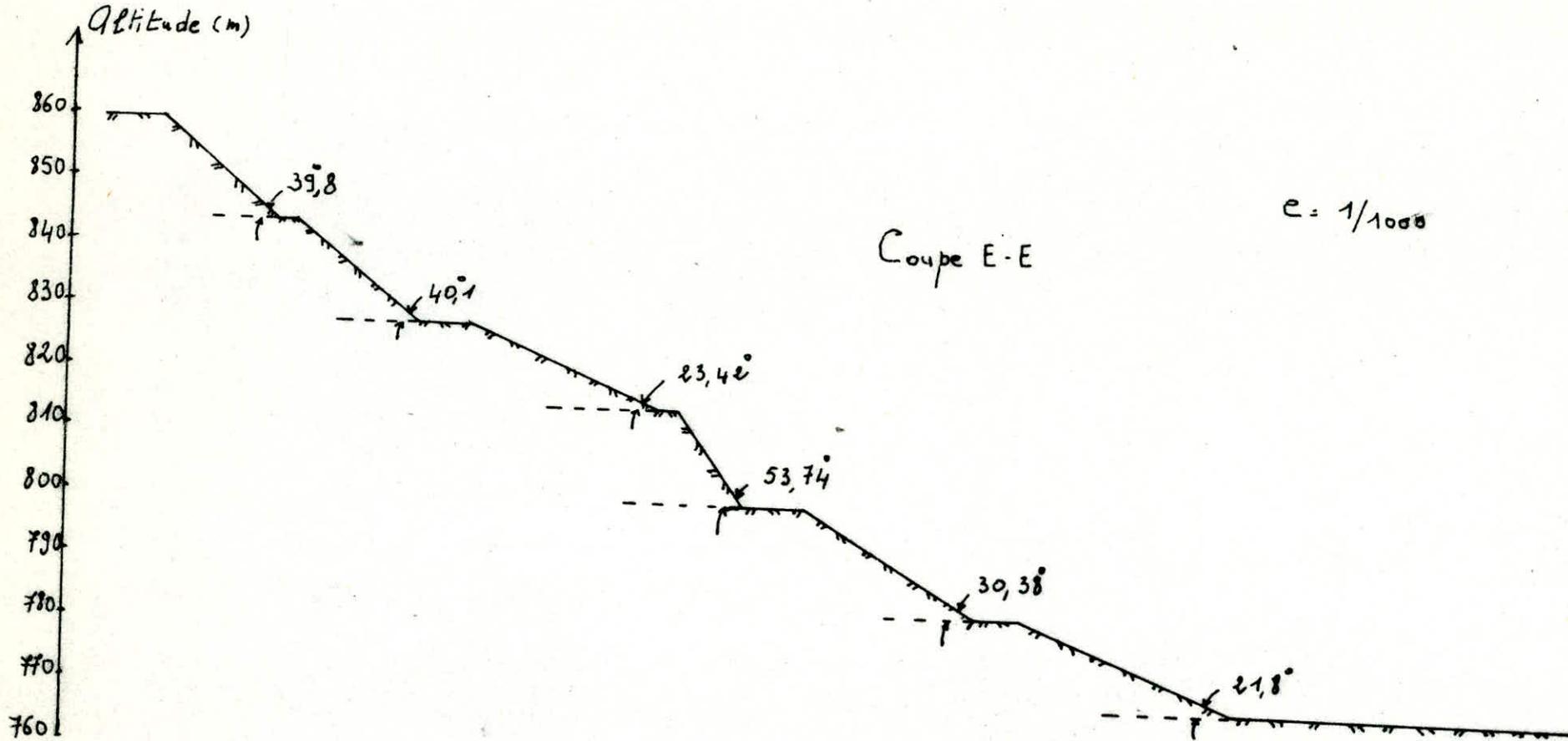
NW

SE

Coupe D-D

$e = 1/1000$



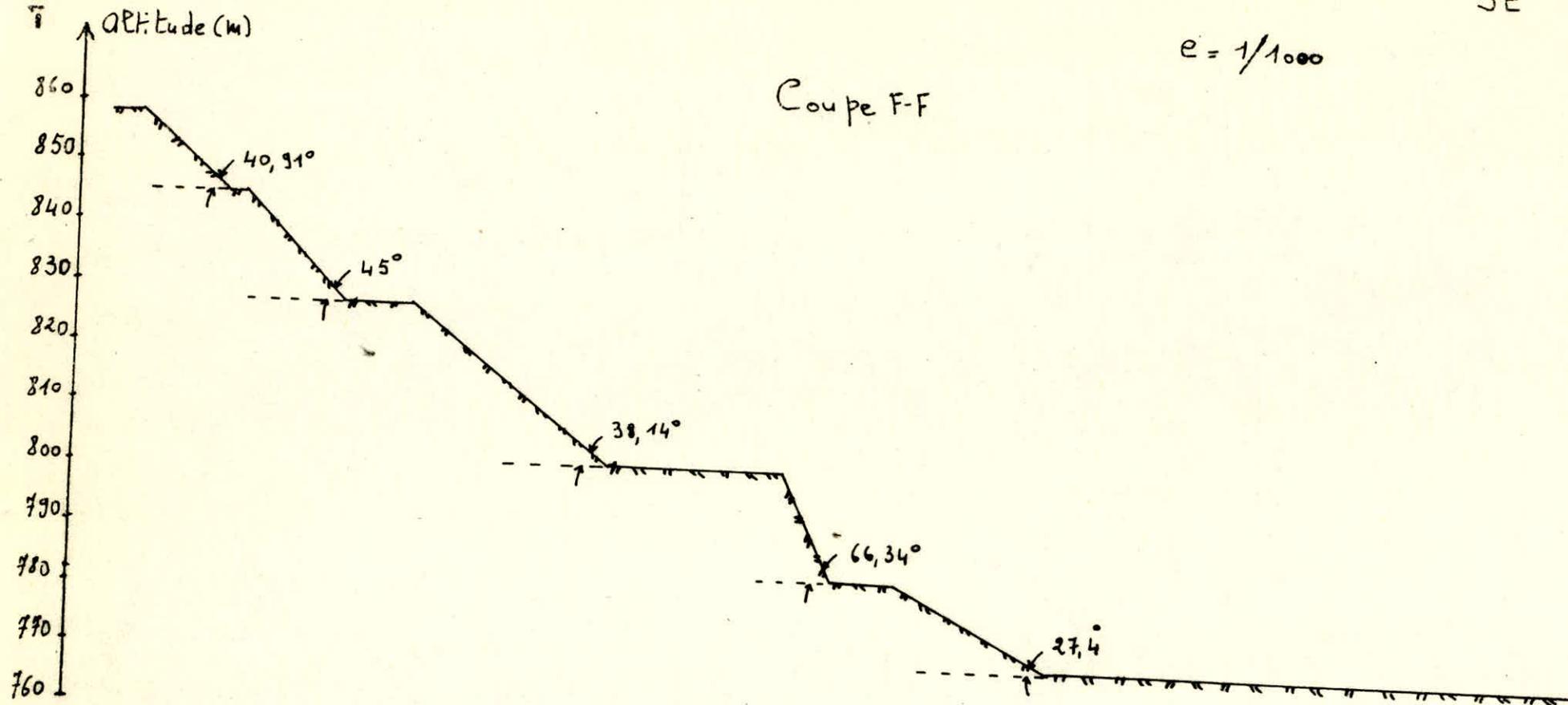


NW

SE

$e = 1/1000$

Coupe F-F



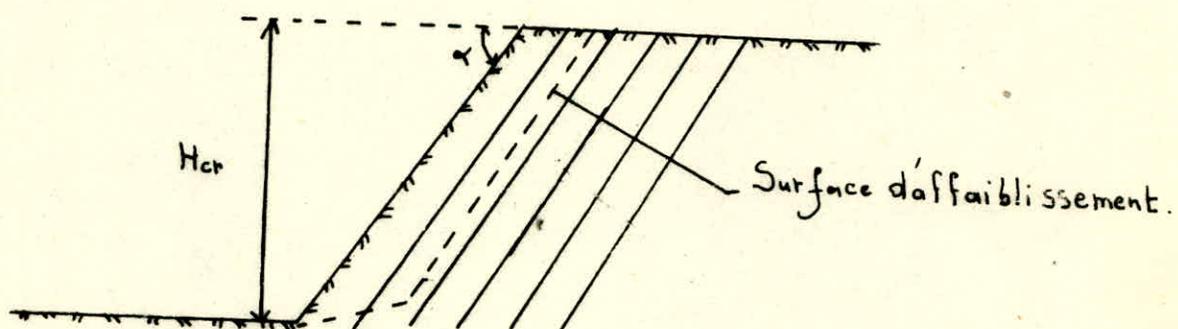


Fig. 73. Calcul de la hauteur critique " $H_{cr}$ "

- Cohesion minimal ( $C_{\min} = 65 \text{ KN/m}^2$ )
- Angle de frottement interne minimal ( $\varphi_{\min} = 18^\circ$ )
- Cohesion maximal ( $C_{\max} = 90 \text{ KN/m}^2$ )
- Angle de frottement interne maximal ( $\varphi_{\max} = 25^\circ$ )
- Poids volumique =  $21 \text{ KN/m}^3$

d'où la formule :

$$H_{\text{critique}} = \frac{2 \cdot C}{\gamma} \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2) \cdot \frac{1}{1 - \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \alpha}}$$

- C = Cohesion de la roche ( $\text{KN/m}^2$ )
- $\varphi$  = Angle de frottement interne (degré)
- $\gamma$  = Poids volumique de la roche ( $\text{KN/m}^3$ )
- $\alpha$  = Angle du talus (degré)

Remarque : Cette formule est applicable dans le cas où  $\alpha > \varphi$ .

Les valeurs de chaque hauteur critique avec son angle correspondant sont indiquées dans le tableau(2) .

Les variations majoritaires des hauteurs critiques sont les suivantes :

- a)  $C=65 \text{ KN/m}^2$  et  $\varphi = 18^\circ$  , on'a  $H_{\text{cr}} = 10$  à  $28 \text{ m}$
- b)  $C=90 \text{ KN/m}^2$  et  $\varphi = 25^\circ$  , on'a  $H_{\text{cr}} = 20$  à  $38 \text{ m}$

On remarque que les valeurs des hauteurs critiques pour les caractéristiques mecaniques ( $C= 90 \text{ KN/m}^2$ ,  $\varphi = 25^\circ$  ) sont plus elevées par rapport aux valeurs de ( $C= 65 \text{ KN/m}^2$  ,  $\varphi = 18^\circ$  ) .

\* Calcul de  $F_s$  en utilisant l'ordinateur (methode de Fellonius)

Lors du calcul de  $F_s$  , j'ai utilisé le programme informatique(voir listing) afin que j'apprecie les valeurs de  $F_s$  qui sont les suivantes : pour:  $(C, \varphi)=(90 \text{ KN/m}^2, 25^\circ)$  , on'a  $F_s = 0,65 - 2,07$  .

\* Calcul de  $F_s$  par la methode des abaques (Taylor-Biarez)

Taylor et Biarez ont presentés les abaques sous la forme de la figure (74) .

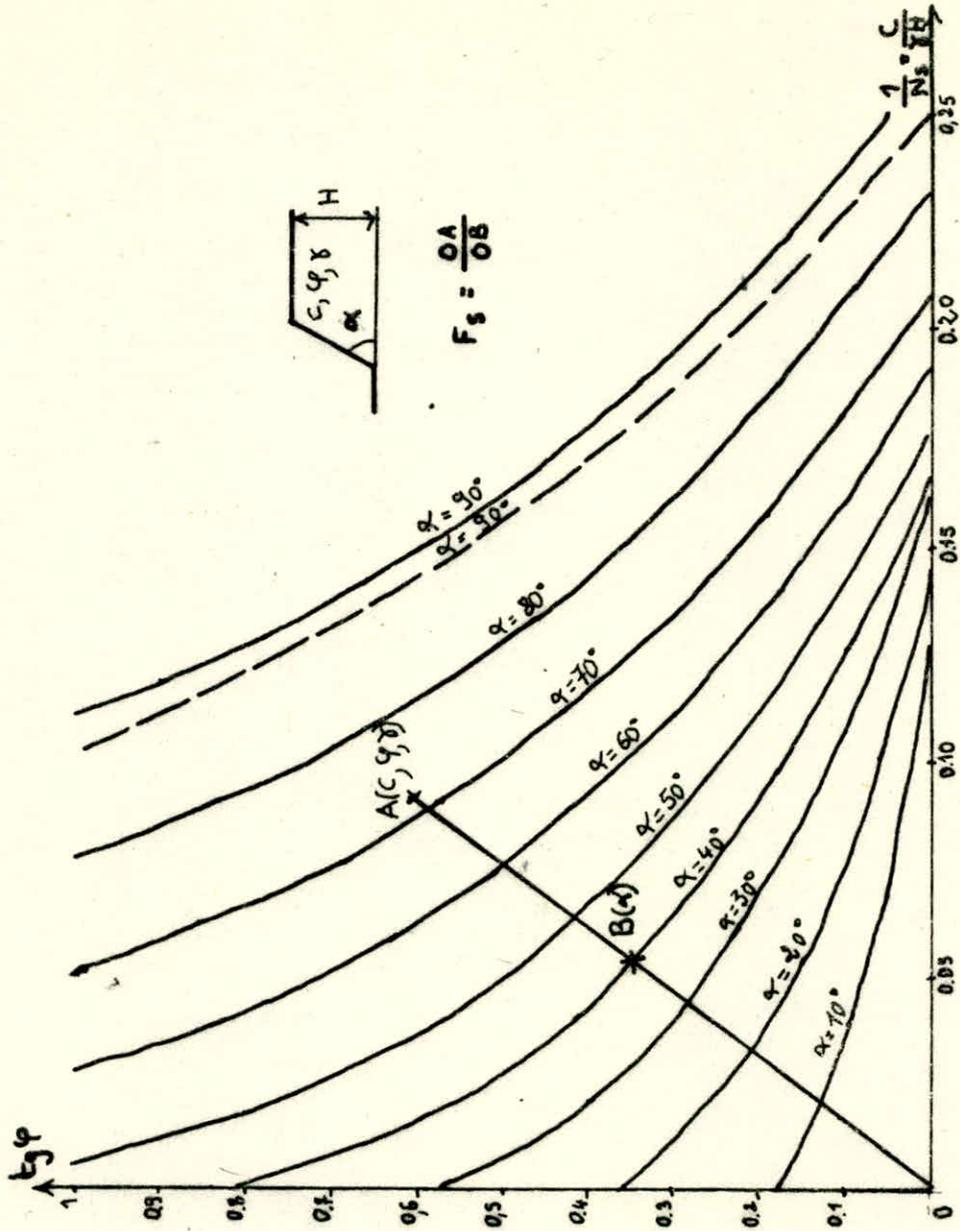
Si A est le point figuratif correspondant à la hauteur du gradin(H) , au poids volumique du massif( $\gamma$ ) , à la cohesion du massif(C)et à l'angle de frottement interne ( $\varphi$ ).Et si B est le point où la droite OA recoupe la courbe correspondant à l'angle du talus ( $\alpha$ ) , alors le coefficient de securité est definie comme-suit :

$$F_s = \frac{OA}{OB}$$

Tableau (2)

Coupe	niveau du gradin [m]	hauteur réel H <sub>net</sub> [m]	angle du talus "α" [degré]	Hauteur critique H <sub>cr</sub> ; [m]		coefficient de sécurité "F <sub>s</sub> "
				c = 65 kN/m <sup>2</sup> φ = 18°	c = 90 kN/m <sup>2</sup> φ = 25°	
						c = 90 kN/m <sup>2</sup> φ = 25°
A-A	850 ÷ 822	28	28	21,9	*	1,28
	822 ÷ 798	24	29	20,58	*	1,23
	798 ÷ 784	14	41	13,6	29,02	0,89
	784 ÷ 778	6	38	14,58	33,37	0,93
B-B	832 ÷ 826	6	45	12,62	25,21	0,79
	826 ÷ 797	29	24	31,53		1,42
	797 ÷ 784	13	30,5	19	*	1,19
	784 ÷ 774	10	27,75	22,27	*	1,25
C-C	860 ÷ 820	40	55	11,02	19,97	0,66
	820 ÷ 800	20	27,69	22,37	*	1,24
	800 ÷ 784	16	43,15	13,04	26,77	0,79
	784 ÷ 768	16	37,3	14,85	34,68	0,83
D-D	858 ÷ 843	15	31,32	18,28	*	0,99
	843 ÷ 827	16	36,02	15,4	37,51	0,86
	827 ÷ 814	13	28,44	21,29	*	1,09
	814 ÷ 798	16	53,13	11,26	20,68	0,57
	798 ÷ 782	16	25,86	25,84	*	1,21
	782 ÷ 767	15	25,11	27,77	*	1,21
E-E	860 ÷ 845	15	39,8	13,96	30,55	0,70
	845 ÷ 829	16	49,1	13,87	30,15	0,74
	829 ÷ 816	13	23,42	34,09		1,31
	816 ÷ 801	15	53,74	11,18	20,44	0,57
	801 ÷ 784	17	30,38	19,11	*	1,00
	784 ÷ 770	14	21,8	45,4		1,39
F-F	858 ÷ 845	13	40,91	13,63	29,13	0,74
	845 ÷ 828	17	45	12,62	25,21	0,66
	828 ÷ 802	26	38,14	14,53	33,12	0,78
	802 ÷ 784	18	66,34	9,93	16,9	0,47
	784 ÷ 770	14	27,4	22,8		1,23

\* Les valeurs de la hauteur critique sont très élevées car la valeur de  $(1 - \frac{H_{gr}}{H_{gr}})$  est petite



$$F_s = \frac{OA}{OB}$$

Fig. 74. Abaque Taylor-Biaresz

Les valeurs obtenues pour  $C = 65 \text{ KN/m}^2$  et  $\varphi = 18^\circ$  sont les suivantes :

Pour  $H = 15 \text{ m}$  et  $\alpha = 31,3^\circ$  , on'a  $F_s = 2,25$  (coupe D-D , niveau du gradin 858-843m)

Pour  $H = 20 \text{ m}$  et  $\alpha = 27,7^\circ$  on'a  $F_s = 2,00$  ( coupe C-C , niveau du gradin 820-800m) .

Pour  $H = 24 \text{ m}$  et  $\alpha = 28^\circ$  , on'a  $F_s = 1,85$  ( coupe A-A , niveau du gradin 822-798m) .

Pour  $H = 26 \text{ m}$  et  $\alpha = 38,1^\circ$  , on'a  $F_s = 1,45$  ( coupe F-F , niveau du gradin, 828-802m) .

Pour  $H = 40 \text{ m}$  et  $\alpha = 55^\circ$  , on'a  $F_s = 0,94$  ( coupe C-C , niveau du gradin , 860-820m) .

On remarque plus la hauteur " H " augmente dans l'intervalle ( 15 m, 40 m ), la valeur du coefficient de securité diminue , donc la hauteur du gradin a une influence sur la stabilité des talus . Le choix de la hauteur limite dans la phase d'exploitation est important afin d'assurer la stabilité des talus et la securité dans la carrière .

\* Conclusion

Si on compare les valeurs obtenues de  $F_s$  par l'ordinateur et la methode des abaques Taylor-Biarez , on voit la dispersion des resultats . En general les valeurs obtenues par ordinateur sont inferieures par rapport aux valeurs de la methode des abaques .

On ne connait pas les valeurs reelles de C et  $\varphi$  dans le quartier Zerga , ces valeurs sont obtenues d'après la littérature .

Dans certain cas , les valeurs de  $F_s$  sont inferieur à un , mais en verité le talus est stable . Les calculs presentent l'influence de certain facteur naturel ( resistance au cisaillement) et les facteurs technologiques ( hauteur du gradin , l'angle du talus , la largeur de la berme de securité ) sur la stabilité ( on'a calculé le coefficient de securité relatif ) .

Pour obtenir les resultats reels de  $F_s$  , il faut connaître les profils geologiques , les valeurs detaillées de " C " et "  $\varphi$  " dans la zone à etudier.

VI.3.3.3/ Calcul de l'angle critique assurant la stabilité des talus

Pour que le talus soit stable , il faut que  $F_s \gg 1,2$  . A cet effet on utilise la methode des abaques Taylor-Biarez , le coefficient de securité sera égal

à :

$$F_s = \frac{OA}{OB}$$

Pour ce calcul l'influence de l'angle de coupe est importante , il faut donc choisir un angle de coupe qui assure la stabilité du talus , il est donc recommandé de choisir un angle de coupe qui assure la stabilité du talus .

Pour chercher l'angle critique qui assure la stabilité ,  
 valeur de OB en connaissant la valeur de OA .

$$F_s = \frac{OA}{OB} \Rightarrow OB = \frac{OA}{F_s}$$

La valeur de l'angle critique qui assure la stabilité sont présentées dans le tableau (3) .

J'ai choisis la valeur de  $F_s = 1,3$  , à cause de la durée de vie des talus qui sont supérieures à cinq ans et aussi de l'importance de la stabilité des talus au voisinage du skip utilisé pour le transport des minerais .

En conclusion : étant donné que la hauteur moyenne en roche stérile est de 22m selon le projet , il faut que l'angle critique du talus soit inférieur à  $54^\circ$  .

#### VI.3.3.4/ Méthode de Terzaghi

\* Principe : Soit un gradin de hauteur H et d'angle du talus , pour déterminer les centres de glissement , on doit procéder de la manière suivante : (fig.75)

- 1°) on construit le segment BD perpendiculaire à AB et que  $BD = H$  .
- 2°) on construit le segment DF perpendiculaire à BD de telle façon que la valeur de  $DF = 4,5 H$  .

3°) on construit l'angle KCM qui est égale à  $\alpha_1^*$

4°) on construit l'angle CBY qui est égale à  $\alpha_2^*$

Et soit E l'intersection de la droite BY et CM .

5°) on construit la droite FE .

6°) Les centres des cercles de glissement ( $O_1, O_2, \dots, O_n$ ) les plus probables se trouvent sur la ligne FE et on calcule pour chaque cercle de glissement le coefficient de sécurité  $F_s$  .

On choisit le coefficient de sécurité minimum parmi l'ensemble des coefficients de sécurité calculés, qui correspond au cercle de glissement défavorable, d'après Terzaghi , les cercles de glissement dans le milieu homogène, ceux sont les cercles de pieds.

#### § Application de la méthode de TERZAGHI :

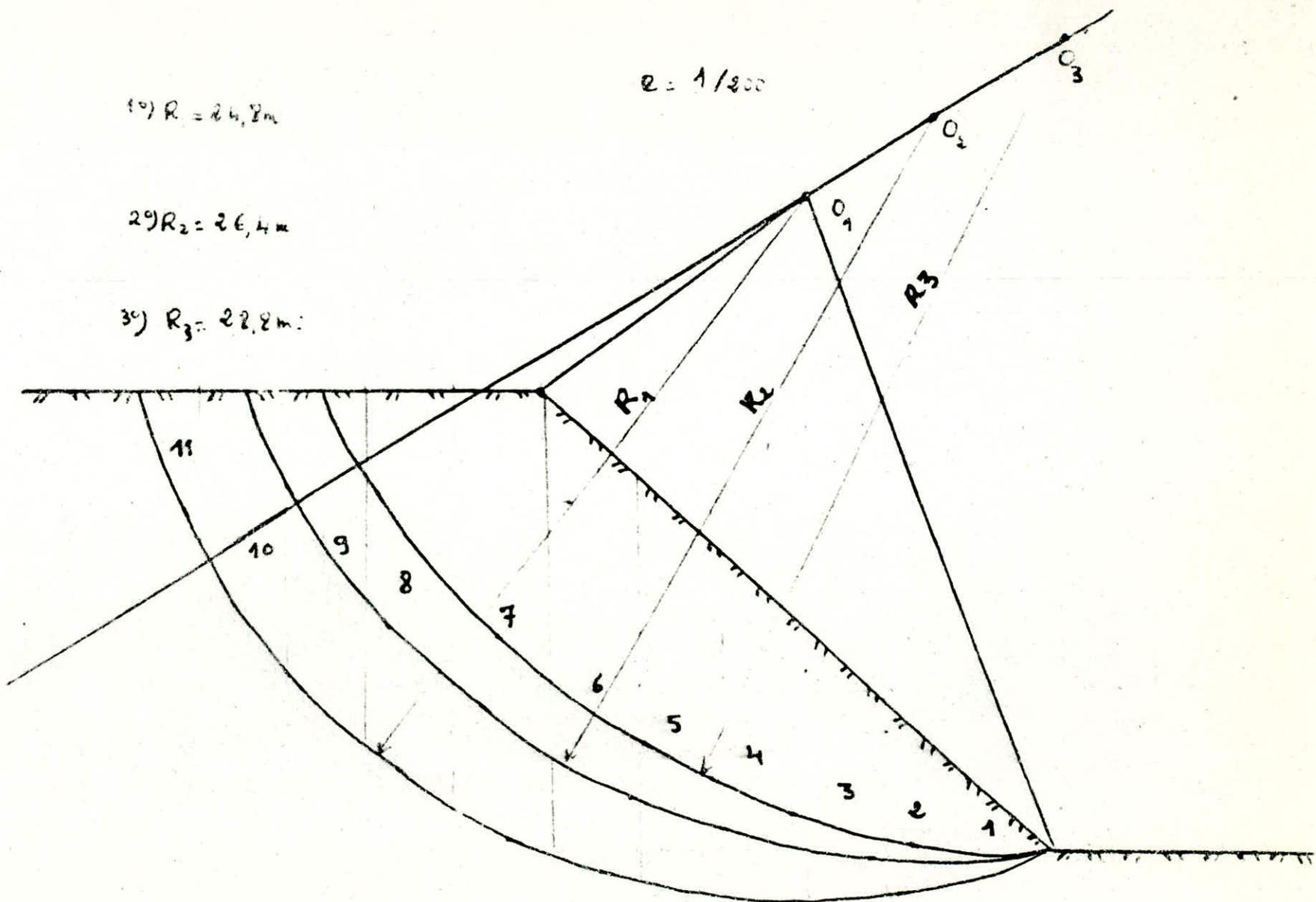
On a calculé les facteurs de sécurité pour les caractéristiques mécaniques ( $c, \varphi$ ) avec la hauteur du gradin  $H = 16$  m et l'angle du talus  $\alpha = 40^\circ$  les facteurs de sécurité obtenus sont (fig.76) :

\* : les valeurs de  $\alpha_1$  et  $\alpha_2$  sont indiquées dans le tableau (4) .

Tableau (3) - Calcul de l'angle du talus critique  
" $\alpha_{cr}$ "

hauteur du gradin [m]	C = 90 kN/m <sup>2</sup>		C = 65 kN/m <sup>2</sup> $\varphi = 18^\circ$
	$\varphi = 25^\circ$	$\varphi = 18^\circ$	
10	90°	90°	90°
15	87°	83°	75°
20	85°	81°	58°
<u>22</u>	80°	76°	<u>54°</u>
30	65°	51°	39°
40	52°	41°	32°





1°)  $R = 24,8m$

$e = 1/200$

2°)  $R_2 = 26,4m$

3°)  $R_3 = 22,8m$

Fig 76. Calcul de " $F_s$ " par la methode de Terzaghi.

$$a/ \quad c = 65 \text{ N/m}^2, \quad \varphi = 18^\circ$$

$$F_{s1} = 1,97 \text{ (centre du cercle de glissement } O_1 \text{ )}$$

$$F_{s2} = 1,66 \text{ (centre du cercle de glissement } O_2 \text{ )}$$

$$F_{s3} = 1,91 \text{ (centre du cercle de glissement } O_3 \text{ )}$$

$$F_s = \min ( F_{s1}, F_{s2}, F_{s3} ) = 1,66 .$$

$$b/ \quad c = 90 \text{ KN/m}^2, \quad \varphi = 25^\circ$$

$$F_{s1} = 2,76 \text{ (centre du cercle de rupture } O_1 \text{ )}$$

$$F_{s2} = 2,45 \text{ (centre du cercle de rupture } O_2 \text{ )}$$

$$F_{s3} = 2,67 \text{ (centre du cercle de rupture } O_3 \text{ )}$$

$$F_s = \min ( F_{s1}, F_{s2}, F_{s3} ) = 2,45$$

On constate que le facteur de sécurité le plus petit correspond à

$$c = 65 \text{ kN/m}^2, \quad \varphi = 18^\circ .$$

#### VI.3.3.5 / Influence de la berme de sécurité sur la stabilité des talus

Si la dimension de la berme de sécurité est insuffisante (comme dans le cas du quartier de Zerga où la valeur minimum de la berme de sécurité est de 5 m ) le talus peut être instable .

A cet effet, on a établi un calcul de facteur de sécurité pour montrer l'influence de la berme de sécurité sur la stabilité des talus avec les paramètres suivants :

- angle de frottement interne :  $\varphi = 25^\circ$

- poids volumique :  $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$

- cohésion :  $c = 90 \text{ kN/m}^2$

- angle du talus :  $\alpha = 38^\circ$

- hauteur du gradin :  $H = 20 \text{ m}$

- rayon du cercle de rupture :  $R = 96,26 \text{ m}$

- la largeur de chaque tranche :  $b_i = 10 \text{ m}$

On a choisit la méthode de Fellinius pour calculer le facteur de sécurité.

En premier lieu, on a calculé le facteur de sécurité pour la berme de sécurité de 10 m, on a divisé le cercle de glissement en 11 tranches, la valeur finale du facteur de sécurité est :  $F_{s1} = 1,67$  (tab n° 5) .

Et en second lieu, on a aussi calculé le facteur de sécurité pour la berme de sécurité de 5 m, on a divisé le cercle de glissement en 10 tranches, la valeur finale du facteur de sécurité obtenu est :

$$F_{s2} = 1,37 \text{ (tab n° 6) .}$$

Tableau (5): Calcul de  $F_s$  pour une berm de sécurité de 10m.

numero de la tranche (N°)	Angle de la tranche ( $\alpha_i$ )	hauteur de la tranche (m)	Poids de la tranche $W_i$ [kN]	$W_i \cos \alpha_i$ [kN]	$W_i \sin \alpha_i$ [kN]	$l_i$ [m]	$l_i \cdot c_i$
a	$-9^\circ$	6	1260	634,09	-197,10	10,12	910,8
b	$-2^\circ$	15	3150	1604,02	-107,93	10	900
c	0	23	4930	2461,00	0	10	900
d	$12,5^\circ$	30	6300	2133,92	1363,56	10,24	921,6
e	$14,5^\circ$	36	7560	3729,31	1822,87	10,36	928,8
f	$29,5^\circ$	34	7140	3407,62	2500,48	8,77	799,3
13	$25^\circ$	30	6300	2309,25	2662,49	11,03	992,7
14	$29^\circ$	31	6510	2301,12	3156,11	11,43	1028,7
15	$45^\circ$	30	6300	2267,82	4454,94	14,74	1272,6
16	$50^\circ$	26	5460	1788,24	4182,60	15,55	1399,5
17	$58,5^\circ$	13	2730	726,79	2335,14	19,13	1721,7
$\Sigma$				$\Sigma: 25565,18$	$\Sigma: 22240,99$		$\Sigma: 11765,7$

$$F_s = \frac{25565,18 + 11765,7}{22240,99} = 1,67$$

Tableau(6): Calcul de  $F_s$ , pour une berm de sécurité de 5m.

numero de la tranche (N°)	Angle de la tranche ( $\alpha_i$ )	poide de la tranche ( $W_i$ )	$W_i \cos \alpha_i \text{ kg}$ [KN]	$W_i \sin \alpha_i$ [KN]	$R_i$ [m]	hauteur de la tranche (m)	$z_i \cdot c_i \cdot 1$
1	$-2^\circ$	1050	534,67	-36,64	10	5	900
2	0	2520	1274,00	0	10	12	900
3	$12,5^\circ$	3780	1780,35	818,14	10,24	17	921,6
4	$14,5^\circ$	5040	2416,21	1261,91	10,32	24	928,8
5	$20,5^\circ$	5880	2806,27	2059,24	8,77	27	789,3
6	$25^\circ$	6300	3309,25	2663,49	11,03	30	992,7
7	$29^\circ$	6510	3301,12	3156,11	11,43	31	1028,7
8	$45^\circ$	6300	2263,22	4454,77	14,14	30	1272,6
9	$50^\circ$	5460	1783,24	4182,60	15,55	26	1399,5
10	$58,5^\circ$	2730	728,79	2335	19,13	13	1721,7
$\Sigma$			19586,72	20893,73			10854,9

$$F_s = \frac{19586,72 + 10854,9}{20893,73} = 1,37$$

On voit que le rapport entre les deux facteurs de sécurité est inférieur à un (1), d'où :  $F_{s2} / F_{s1} = 0,82$  .

En conclusion : le cercle de glissement profond est composé de deux zones : zone active et zone passive (fig. 77) et si on diminue le volume de la zone passive lors de l'avancement des travaux d'exploitation, on voit que le facteur de sécurité diminue progressivement et dans ce cas le talus peut être instable .

Donc, au cours du projet de l'exploitation à ciel ouvert, on doit toujours respecter les dimensions des bermes de sécurité, afin d'assurer la sécurité dans la carrière .

#### VI.3.4 / Surveillance du mouvement du terrain et remèdes pour

##### l'arrêt du glissement .

Vu que la distance importante entre le skip et la zone de glissement dans le quartier Zerga d'une part et l'assez longue utilisation du skip pour le transport du minerai d'autre part, nous pouvons faire des recommandations suivantes :

##### a/ Mesures des déplacements

- Mesures topographiques : On place des repères topographiques suivant plusieurs lignes dans la zone de glissement, ces mesures doivent être effectuées périodiquement une fois par trimestre .
- Mesures mécaniques : On place certains dispositifs qui nous indiquent les déplacements verticaux et horizontaux tels que : le tensionnètre, le clinomètre, etc .

b/ Modifier le profil du talus (adoucissement de la pente des gradins et la pente générale des gradins (voir tab(3) ) et respecter la largeur de la berme de sécurité selon le projet .

c/ Le drainage superficiel (fossés, descentes d'eau, ...) qui a pour effet de recueillir les eaux de ruissellement et d'empêcher l'infiltration de ces eaux . La présence d'eau en grande quantité fait diminuer la résistance au cisaillement du massif et par suite, on peut avoir l'instabilité des talus .

d/ Contre poids : On remplit la plate forme du gradin par un matériau approprié, permettant d'obtenir une contre action aux forces provoquant le glissement; le matériau utilisé doit être perméable pour éviter la remontée de l'eau (fig.78) .

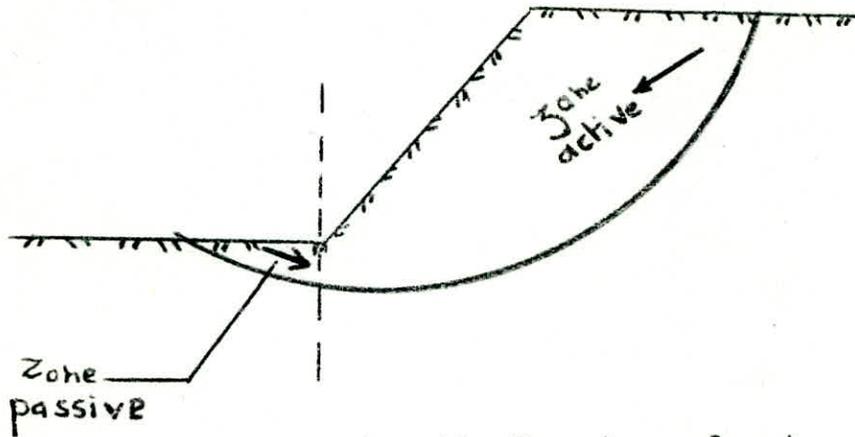


Fig. 77 - Cercle profond

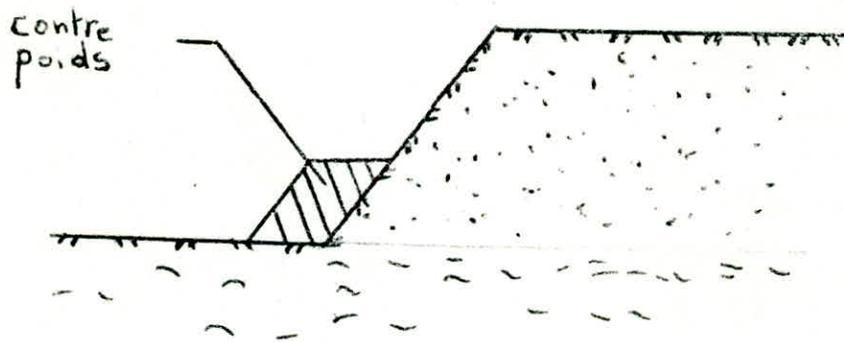


Fig. 78 - Disposition des contre-poids

- e) Le drainage des massifs , pour diminuer les pressions ~~interstitielles~~ qui influent sur la stabilité des talus .
- f) Ancrage des gradins fissurés .
- g) Il faut dans l'avenir respecter le rythme des travaux de decouverture ( en respectant les dimensions admissibles de la berme de securité) .

/CONCLUSION GENERALE/

L'étude du glissement du terrain est important dans la phase d'exploitation à ciel ouvert, car elle permet de donner une marge de sécurité du travail. A cet égard, nous avons pris le glissement local du quartier Zerga (carrière de l'Ouenza), comme exemple concret, il s'est manifesté pour la première fois en 1985 puis en 1986 et enfin en 1987.

Sur la surface du terrain affecté par le glissement, on peut observer les déplacements verticaux et les fissures de traction provoquées par les déplacements horizontaux, mais on constate que les déplacements verticaux sont les plus dominants.

Jusqu'à présent, ce glissement local dans le quartier Zerga n'a pas provoqué de dégâts humains et matériels, mais il le sera dans l'avenir où il évolue vers le skip si on n'entreprend pas les remèdes recommandés.

Pour étudier ce problème du glissement de terrain dans le quartier de Zerga, il faut connaître les paramètres physico-mécaniques des roches (résistance à la compression, résistance au cisaillement, poids volumique, ...) et les facteurs naturels (la fissuration, infiltration de l'eau, ...).

A ce sujet, on a présenté dans les chapitres (I, II, et III) les caractéristiques géotechniques des roches (teneur en eau, densité, les différentes résistances, ...), mais le paramètre le plus important, c'est la résistance au cisaillement, la connaissance de ce dernier nécessite des essais au laboratoire et in-situ (chapitre : II et III).

Par suite, on a introduit un coefficient de sécurité en utilisant les trois méthodes, à savoir : méthode de Fellinius (en utilisant l'ordinateur), méthode des abaques Taylor-Biaroz et la méthode de Terzaghi.

Lors du calcul du coefficient de sécurité, les valeurs des indices physico-mécaniques des roches ont été obtenues d'après la littérature.

Ce travail peut être approfondi, en l'étayant par des observations plus nombreuses et des expériences in-situ plus poussées.

BIBLIOGRAPHIE

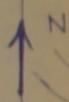
- \* TALOBRE, J.A - La mécanique des roches et ses applications .  
Ed . Dunod , Paris , 1967 . 442p
- \* CASSAN MAURICE - Les essais in-situ en mécanique des sels : Tome I  
Ed . Eyrolles , Paris , 1978 . 458p
- \* SAMILLERAT . G ; J . COSTET - Cours pratique de mécanique des sels .  
Ed . Dunod , Paris , 1981 . 2 vol .  
1: Plasticité et calcul des tassements . 263 p  
2: Calcul des ouvrages . 352 p
- \* PHILIPPONAT . G - Fondations et ouvrages en terre .  
Ed . Eyrolles , 1979 - 402 p
- \* L . BLES , B . FEUGA - La fracturation des roches : notions de mécanique  
des roches .  
B.R.G.M , 1981,- 123 p
- \* V . KOVALENKO , N . AMBAR TSOUMIAN et K . M . LAHMER - Exploitation  
des carrières .  
O.P.U , 1986 - 302 p
- \* A . KIDYBIŃSKI - Geotechnika kopalniana .  
Katowice ( Pologne )
- \* JAN . SOZANKI - Statecznosc wykopow hald inasypow.  
Wydawnictwo " slask " katowice 1977
- \* Industrie minerale mines et carrières .  
Revue de la société de l'industrie minerale , Mai 1988 - Volume 70
- \* ZENNOUCHE SAID - Glissement local dans la carrière Guanza "quartier  
Zerga" description - causes - projet de remèdes et  
recommandations .  
Mémoire présenté pour l'obtention du diplôme ingénieur d'état en  
géologie minière .



M<sup>r</sup> BENOYUNES,  
Khaled

G. Mincer  
Promotion: Juin 39

PLAN TOPOGRAPHIQUE montrant  
La zone du glissement et LE SKIP  
**QUARTIER ZERGA**  
Echelle 1/1000  
--- Zone du glissement



803

