

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

Analyse de l'influence des
facteurs naturels et des
paramètres d'exploitation
sur le comportement des
terrains dans l'exploitation
par longues tailles

Proposé par :

S. Planeta

Etudié par :

A. Benbia

Dirigé par :

S. Planeta

PROMOTION : JUIN 89

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE MINIER



PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

À l'analyse de l'influence des
facteurs naturels et des
paramètres d'exploitation sur
le comportement des terrains
dans l'exploitation par longues
tailles.

Proposé par :
S. PLANETA

Étudié par :
A. BENBIA

Dirigé par :
S. PLANETA

PROMOTION : JUIN 89

- / - REMERCIEMENTS

Je remercie mon promoteur pour le précieux concours apporté afin que ce travail se réalise et tous ceux qui ont contribué à ma formation.

 E D I C A C E S

Je dédie ce modeste travail à :

- Mon père, Ma mère
- Mes frères et soeurs
- Mes collègues du Département Genie Minier
- Mes Collègues du Lycée Foujrou

-oOo- I N T R O D U C T I O N

-oOo- C H A P I T R E I : Méthodes d'exploitation (Méthode d'exploitation par longues tailles)

I. / - I N T R O D U C T I O N

II./ - M E T H O D E S D ' E X P L O I T A T I O N

II.1 - Paramètres intervenants dans le choix d'une méthode d'exploitation

II.1.1 - Paramètres naturels

II.1.2 - Paramètres techniques

III. / - M E T H O D E D ' E X P L O I T A T I O N P A R L O N G U E S T A I L L E S

III.1 - Différentes configurations d'exploitation par longues tailles

-oOo- C H A P I T R E II : Comportement des terrains dans la méthode d'exploitation par longues tailles

I. / - E T A T D E S T E R R A I N S V I E R G E S

II. / - E T A T D E S T E R R A I N S E N P R E S E N C E D ' E X P L O I T A T I O N

II. 1 - Phénomène dynamique élémentaire

II. 2 - Les effets d'une taille sur les terrains avoisinants

II. 3 - Affaissements miniers

II. 4 - Combinaison de plusieurs exploitations

→ CHAPITRE III : Influence des paramètres d'exploitation et facteur
facteurs naturels sur le comportement des
terrains.

- I. / - LES PARAMETRES CARACTERISANTS LES TAILLES
- II. / - INFLUENCE DES FACTEURS NATURELS
- III. / - INFLUENCE DES FACTEURS D'EXPLOITATION

→ CHAPITRE IV : Soutènement

- 1. Soutènement
- 2. Calcul de la portance du soutènement

→ CONCLUSION

L'intérêt pour les minéraux en tant que matière première utile date de l'antiquité la plus reculée.

Bien avant le commencement de la période historique, on connaissait et l'on savait rechercher les minerais riches en composés de cuivre d'étain et de fer et on avait appris petit à petit à extraire ces minerais.

Le développement de la culture matérielle, fabrication des ornements, des armes et des outils, a été un facteur très important dans le développement de l'industrie minière, ce développement a été encore plus accentué et plus rapide à partir du 19ème siècle avec l'apparition de la révolution industrielle en Europe.

De nos jours, grâce au développement des différentes théories de la géotechnique minière, on exploite d'une façon rationnelle les différents gisements et on adopte des méthodes d'exploitation différentes en fonction des caractéristiques et du type de gisements.

Parmi ces méthodes figure la méthode d'exploitation par longue taille qui est généralement adoptée à l'exploitation des gisements sédimentaires dans la majorité des mines du Monde.

En alliant la concentration d'exploitation et le développement de la mécanisation, le problème de la tenue des terrains et le contrôle des épontes devient primordial, afin de ne pas perturber l'avancement de l'exploitation, et d'assurer les bonnes conditions de sécurité ; pour cela une connaissance d'une part des mécanismes qui gouvernent le comportement des terrains environnants et d'autre part les influences que peuvent avoir les facteurs naturels sur ces mécanismes est nécessaire et nous permet d'élaborer un système efficace de contrôle du toit et des épontes.

C'est dans ce contexte que s'insère l'objectif de notre étude qui consiste à essayer de réunir et de bien expliquer le maximum d'information nécessaires concernant le problème de l'influence des paramètres d'exploitation et des facteurs naturels dans l'exploitation par longues tailles.

Pour cela nous avons suivi le plan suivant :

Le chapitre premier nous définit en bref la notion de méthode d'exploitation, les différentes méthodes d'exploitation qui existent, les facteurs influençant le choix d'une méthode d'exploitation et d'une façon détaillée la méthode d'exploitation par longestailles avec toutes ses configurations.

Le second chapitre nous illustre le comportement des terrains en absence et en présence d'exploitation au voisinage immédiat de la taille, au toit, au mur et à la surface.

Le troisième chapitre est consacré à l'étude de l'influence des facteurs naturels et paramètres d'exploitation sur le comportement des terrains.

Le quatrième et dernier chapitre consiste en l'étude du soutènement en taille (type de soutènement, calcul de la portance etc...).

Et enfin les conclusions qui nous résument les points les plus importants de notre étude.

(C H A P I T R E I .

/ /) E T H O D E S D ' / / - X P L O I T A T I O N S

(M E T H O D E S D ' E X P L O I T A T I O N S P A R L O N G U E S T A I L L E S)

I./ - // N T R O U C T I O N

Si les travaux de prospection révèlent une suffisance de réserves en minéral d'un gisement donné et si les possibilités techniques et économiques le permettent, on passe à l'exploitation de ce gisement.

Pour cela on construit une série d'ouvrages miniers dans les terrains morts et dans le minéral d'après un plan bien déterminé.

Ces ouvrages sont :

- Les ouvrages capitaux (d'ossature) qui nous permettent d'atteindre le minéral à partir du jour.
- Les ouvrages préparatoires qui s'exécutent juste après l'ouverture du gisement et qui consistent à partager le champ minier en éléments qui assurent la ventilation, la circulation du personnel, le transport du minéral abattu, etc...

Et enfin les travaux d'abattage qui se font dans les tailles d'abattage et qui ont pour but direct l'extraction du minéral de son gisement.

II. METHODES D'EXPLOITATION ET PARAMETRES INTERVENANTS DANS LE CHOIX D'UNE METHODE D'EXPLOITATION :

Pour la conduite rationnelle et progressive des travaux d'abattage, il doit y avoir une ~~corrélation~~ détermination entre ces travaux et les travaux préparatoires, aussi bien dans le temps que dans l'espace ; autrement dit pour commencer les travaux d'abattage, on doit disposer d'une quantité déterminée d'ouvrages préparatoires, et de traçage.

On appelle méthode d'exploitation, l'ordre établi de la conduite des travaux préparatoires, de traçage et d'abattage dans les conditions naturelles d'un gisement donné suivant la variation et le développement des engins d'extraction d'un minéral et de l'organisation des travaux.

II. 1 - Paramètres intervenant dans le choix d'une méthode d'exploitation

Le choix d'une méthode d'exploitation dépend de plusieurs paramètres qui peuvent être classés comme suite :

II. 1. 1 - Paramètres naturels :

- Profondeur
- Forme du gisement
- Caractéristiques du minéral
- Pentes des terrains
- Direction des failles

- Puissance de la couche
- Pendage de la couche
- Structures et propriétés de la couche
- Propriétés des roches encaissantes
- Présences du méthane (CH₄) et présence du CO₂
- Conditions particulières du gisement (tectonique, coup de terrain, dégagement spontané etc...)

II.1.2 - Paramètres techniques :

- Etat actuel de la technique et de la mécanisation
- Soutènement
- **Ventilation**
- Mode d'abattage
- Mode de chargement
- Mode d'évacuation du minerai

En fonction de ces paramètres naturels et techniques, on distingue à part l'exploitation à ciel ouvert, les méthodes d'exploitation souterraine les plus utilisées suivantes.

1 - Méthodes d'exploitation des couches de faibles et moyenne puissance

a - Méthode d'exploitation par longues tailles (couche prise en une seule fois du toit au mur).

b - Méthode d'exploitation par fronts étroits (chambres et piliers traçage et dépilage etc...).

2 - Méthode d'exploitation des gisements puissants :

a - Méthode d'exploitation par longues tailles couche prise en deux ou plusieurs fois).

b - Méthode d'exploitation par chambres vides

c - Méthode d'exploitation par chambres magasins

d - Méthode d'exploitation par chambres et piliers (couche prise en deux ou plusieurs fois).

La méthode d'exploitation choisie définit les caractéristiques des chantiers d'exploitation qui sont les suivantes :

- Forme géométrique
- Orientation par rapport au gisement
- Volume des travaux préparatoires.

- Direction de progression
- Modes de traitement des vides

Et doit satisfaire au cours des travaux aux conditions fondamentales suivantes :

- Sécurité des travaux
- Extraction maximale du minerai
- Volume minimum des ouvrages préparatoires
- Un prix de revient minimum pour le maximum de rendement des travaux.
- Perte minimale du minerai

III./ - METHODES D'EXPLOITATION PAR LONGUES TAILLES

L'exploitation par longues tailles en raison de son taux de defrètement élevé (95 - 100 %) d'une part et de la possibilité d'une mécanisation intensive d'autre part, est une méthode généralement adoptée dans la majorité des mines du monde et en particulier celles du charbon.

Elle nécessite le minimum de galeries à creuser et à entretenir, ce qui fait qu'elle est la seule applicable dans l'exploitation des gisements en grandes profondeurs et surtout dans le cas des gisements à épontes faibles où la tenue des galeries pose des problèmes.

Cette méthode consiste à découper dans le veine des panneaux de 150 à 250 mètres, de largeur, limités par la galerie de base (de roulage), la galerie de tête (de ventilation), les limites du gisements, et le montage.

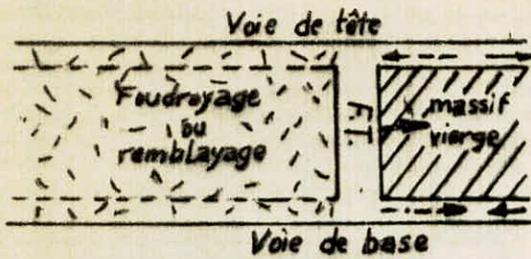
On creuse à l'extrémité de ces panneaux entre la galerie de base et de tête une recoupe (galerie de communication) et lorsque les communications d'aérage sont établies, la taille peut démarrer. L'exploitation consiste alors à enlever le long du front des tranches de minerai plus ou moins larges.

La longueur de la taille qui est de 500 à 1000 mètres et même plus en gisement régulier, correspond à celle du panneau sur lequel elle progresse. Les vides créés par la progression de la taille sont contrôlés par le soutènement et le traitement de l'arrière taille (foudroyage ou remblayage).

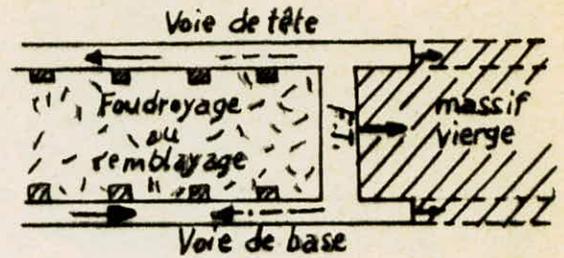
Selon le pendage du gisement à exploiter on distingue :

- 1 - Les tailles en plateure lorsque le pendage est compris entre 10° et 25°.
- 2 - Les tailles en semi-dressant lorsque le pendage est compris entre 25° et 45°.

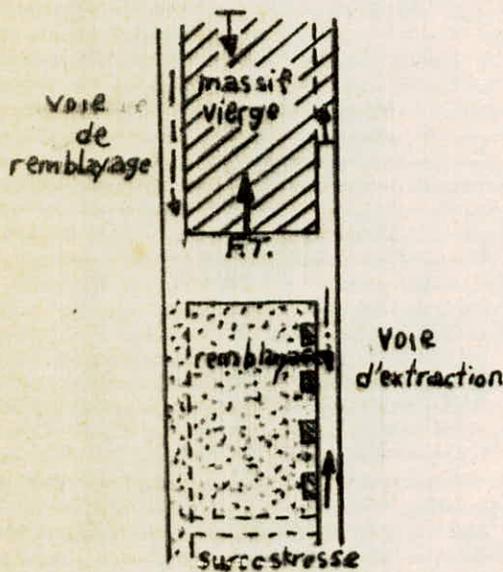
-Vue en plan -



b-Taille rabattante



a-Taille chassante



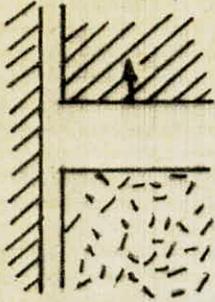
c-Taille montante

- > Sens d'amenée du remblai (cas d'une taille remblayée)
- .-> Sens d'évacuation de la production
- Circulation de l'air dans les chantiers
- Sens d'avancement du front de taille
- ↓ Sens du pendage de la veine
- ▣ Pilier de bois pour la protection de la voie contre l'envahissement par remblai (ou autre mode de protection)

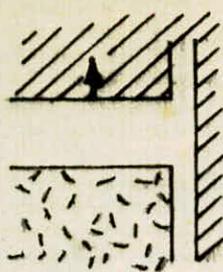
FIG. 2 : CONFIGURATIONS D'EXPLOITATIONS

- Vue en plan -

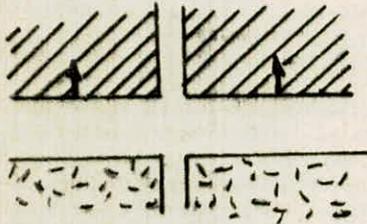
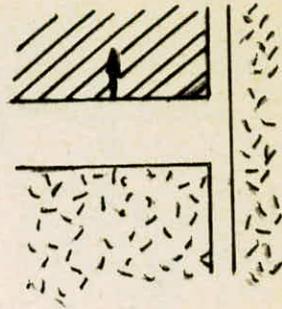
a - 1er passage taille
(voie creusée à l'avance)



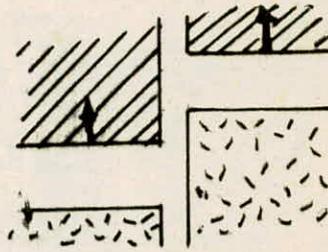
b - 1er passage taille
(voie en creusement + passage taille)



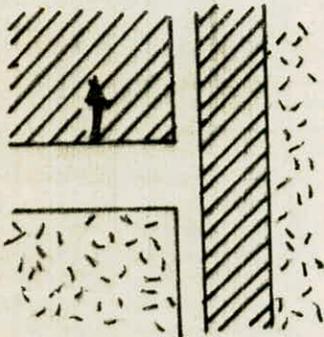
c - 2è passage taille



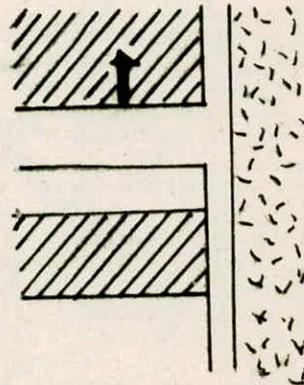
d - Tailles exploitées en double
unités (fronts alignés)



e - Tailles exploitées en double
unités (fronts décalés)



f - pilier bordant
une voie



g - pilier abandonné derrière
une taille

↑ sens de progression de la taille

☐ Foudroyage ou remblayage

▨ Massif vierge de minerai

3 - Les tailles en dressant lorsque le pendage est compris entre 45° et 90°.

taille

La longue peut se présenter de plusieurs façons et on peut distinguer plusieurs variantes.

1. - Orientation par rapport au pendage de la couche :

a - La taille au pendage ; est une taille dans laquelle le front est dirigé suivant la ligne de la plus grande pente, c'est l'orientation la plus fréquente dans les gisements en plateure.

b - La taille montante : est une taille dans laquelle le front est dirigé suivant la direction de la couche sur l'horizontale. La taille progresse en montant.

c - La taille descendante : est une taille dans laquelle le front est dirigé suivant la direction du gisement et qui progresse en descendant en direction de pendage.

d - Taille oblique : est une taille dans laquelle le front a une direction intermédiaire entre la ligne de la plus grande pente et la direction du gisement.

2. - Orientation suivant le sens de progression de la taille

par rapport aux issues :

a - taille chassante : est une taille dont la front progresse en même temps que les voies de ventilation et de transport qui l'accompagnent, la taille s'éloigne de sa base et les circuit d'aérage et de transport s'allongent : les voies sont conservées derrière la taille.

b - taille rabattante : est une taille dont les voies ont été creusées à l'avance jusqu'à l'extrémité du quartier à exploiter, et sont abandonnées derrière la taille à moins qu'elles servent pour l'exploitation du panneau adjacent : les circuits de ventilation et de transport retrécissent.

III. 1- Différentes configurations d'exploitation par longue taille

Le gisement est divisé en unités d'exploitation ou panneaux, suivant la position de la voie par rapport à l'avancement de la taille. Nous avons les configurations d'exploitation décrites sur la figure 2.

A noter que le régime de déformation dépend de la surface du minerai en place (non exploité), il est différent d'une configuration à l'autre ; nous allons aborder ce problème plus en détail dans le chapitre suivant.

CHAPITRE II

COMPORTEMENT DES TERRAINS DANS LA METHODE
D'EXPLOITATION PAR LONGUES TAILLES.

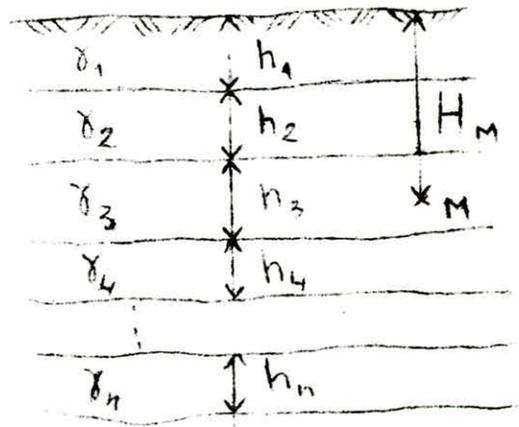
I. - ETAT DES TERRAINS VIERGES (EN L'ABSENCE DE TOUTE CAVITE)

Des mesures spécialisées in situ (mesure ou vérain plat et mesures par surcarrotage) ont permis d'aboutir aux résultats suivants :

Avant toute exploitation, les terrains sont en équilibre sous l'effort des contraintes qui y préexistent.

La contrainte verticale P varie avec la profondeur.

$$P_M = \gamma \cdot H_M$$
$$\gamma = \frac{\sum_{i=1}^n h_i \cdot \gamma_i}{\sum_{i=1}^n h_i}$$



où

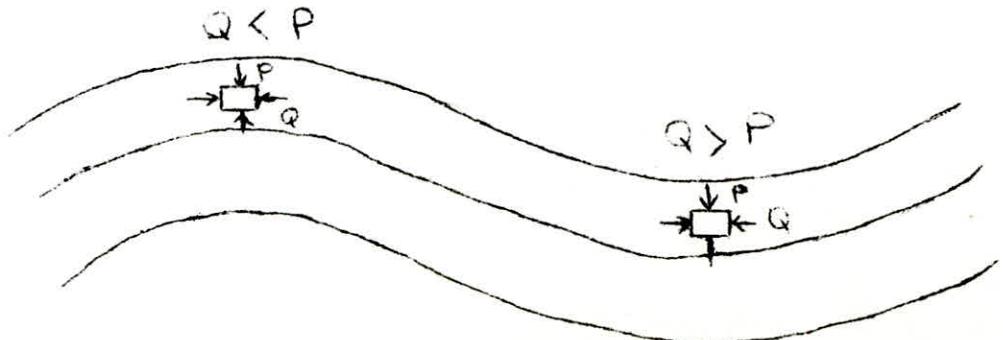
- γ - densité moyenne des terrains
- H_M - Profondeur du point M
- γ_i - Densité des différentes couches
- h_i - Epaisseur des différentes couches

C'est ce qui explique que les difficultés liées aux pressions des terrains augmentent avec l'aprofondissement, mais du fait que ces difficultés sont liées aux ruptures des roches dans a leur courbes intrinsèques, on comprend que d'un champ d'exploitation à l'autre à profondeur égale, les difficultés puissent être différentes.

La contrainte horizontale Q est plus mal connue on la prend souvent proportionnelle à P

$$Q = K \cdot P$$

La constante K est généralement inférieure ou égale à 1 Cependant elle peut être supérieure à 1 dans certains cas, par exemple le cas où les couches sont sous forme de plis :



Ces résultats sont en bonne corrélation avec la théorie ; dans cette dernière la constante K est :

$$K = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad \text{pour un milieu cohérent}$$

$$K = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad \text{pour un milieu pulvérulent}$$

où

ν - Coefficient de poisson

φ - Angle de frottement interne

Cependant l'état d'équilibre du massif dépend aussi de l'histoire (orogénie) des roches, de la nature du matériau.

Les contraintes orogéniques sont notamment importantes dans les gisements irréguliers qui ont été soumis à des mouvements tectoniques importants et sont responsables des écarts entre des contraintes mesurées in situ et des contraintes prévues à partir de la profondeur d'exploitation.

En général, on considère des états d'équilibre qui peuvent être décrits à l'aide des équations qui régissent la mécanique des milieux continus solides et plus particulièrement en faisant appel aux théories de l'élasticité, l'elastoplasticité ou la viscoélastoplasticité, et aux théories d'écoulement dans le cas des milieux pulvérulents.

II. / - ETAT DES TERRAINS EN PRESENCE D'EXPLOITATION :

Creuser une cavité dans un massif donné c'est supprimer une partie de la matière donc une partie du support des terrains avoisinants.

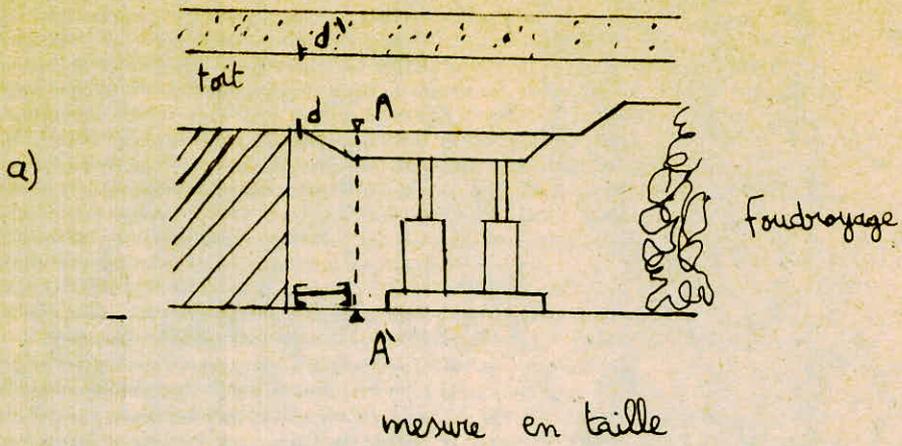
Cette suppression d'appui va se traduire par les deux effets suivants :

- Les mouvements
- Les variations de contraintes

Les premiers se traduisent par des déplacements d'ensembles, tels les affaissements, et les secondes se traduisent par des déformations qui conduisent à des dégradations du toit (fissuration progressive).

Ces deux effets sont soit dynamiques soit statiques suivant que l'exploitation est achevée ou non, et ils se manifestent dans un ensemble de terrains qu'on appelle volume d'influence, pour une taille ce volume s'étend vers le haut et le bas et les côtés à plus de 100 mètres et au dessus va jusqu'au jour (en fonction des paramètres géomécaniques et de la situation minière ou paramètres géométriques).

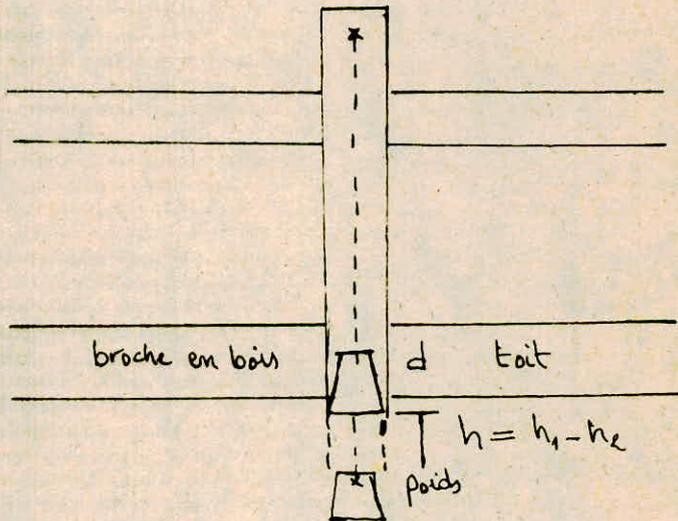
FIG : 3



Convergence : Doublet AA'

Expansion : variation de la longueur h - doublet d-d'

b)



dispositif de mesure de l'expansion

II. 1 - Phénomène dynamique élémentaire (exploitation d'une taille)

En profondeur au voisinage d'une taille l'effet variation de contraintes est prédominant, et de ce fait le comportement d'une taille se caractérise par :

- Les déformations des épontes
- La dégradation du toit (ses décollements et sa fracturation).

1 - Les déformations : L'importance et l'intérêt immédiat des mesures de déformation pour les mineurs est dûe au fait qu'elles caractérisent la section utile de la voie qui doit remplir sa fonction pour le passage d'air, du matériel et de minerai.

Parmi ces mesures, les principales réalisées dans les travaux miniers sont :
Convergence qui mesure le rapprochement des bancs superficiels du toit et du mur évaluée perpendiculairement à la satisfaction - entre deux broches pendant un intervalle de temps (figure 3.a)

L'expansion entre le banc superficiel du toit et un banc plus profond évaluée perpendiculairement à la satisfaction (figure 3.b).

2 - La dégradation du toit :

L'exploitation par longue taille transforme le toit immédiat en avant du front en un milieu discontinu, fait de blocs dont la forme et les dimensions sont déterminées par les fissures ou fractures ouvertes par l'exploitation et parallèles au front et par la fracturation naturelle du toit. Ces blocs se déplacent les uns par rapport aux autres jusqu'au foudroyage ou remplissage et peuvent provoquer dans la partie ouverte de la taille des décrochements, des chutes du toit et dans les cas extrêmes des éboulements.

Enfin on peut dire pour resumer que dans le nouvel état d'équilibre se développent :

- Une zone détendue au dessus et au dessous du vide crée c'est-à-dire que l'exploitation a permis **un relâchement des contraintes.**
- Une surcontrainte en bordure de la zone détendue car pour assurer l'équilibre général du massif, les supports restants doivent encaisser une surcharge.
- Plus loin dans l'arrière taille c'est l'effet déplacement d'ensemble qui est prépondérant.

Ces résultats sont tout à fait confirmés par des calculs sur modèles élastiques, qui sont vérifiés par des mesures in situ.

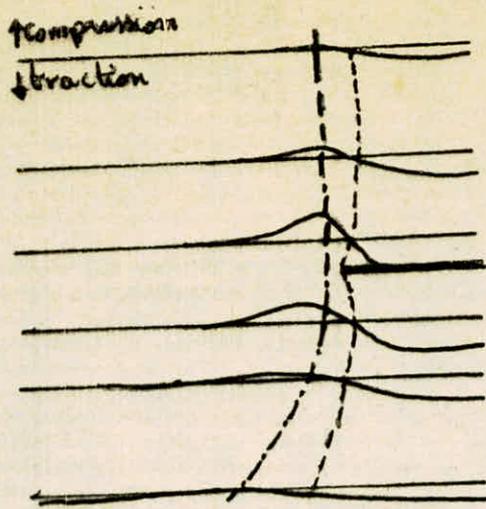
Modèle élastique :

Les résultats de calculs sur modèle élastique sont illustrés par la (figure 4.a) qui représente l'évolution des variations de contraintes

FIG. 4

Evolution des contraintes
verticales le long de plans horizontaux

A)



Evolution des contraintes horizontales le
long de plans horizontaux

B)

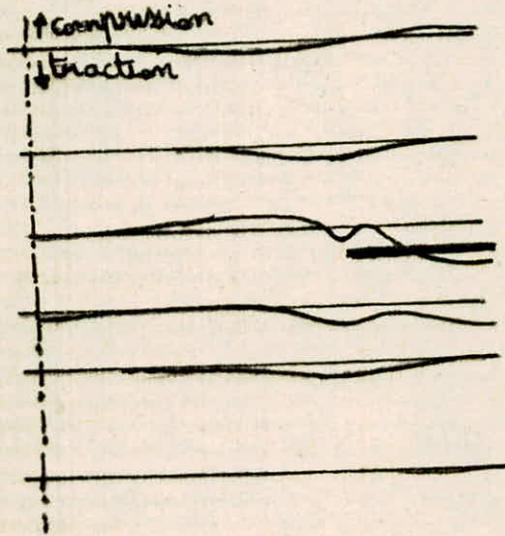
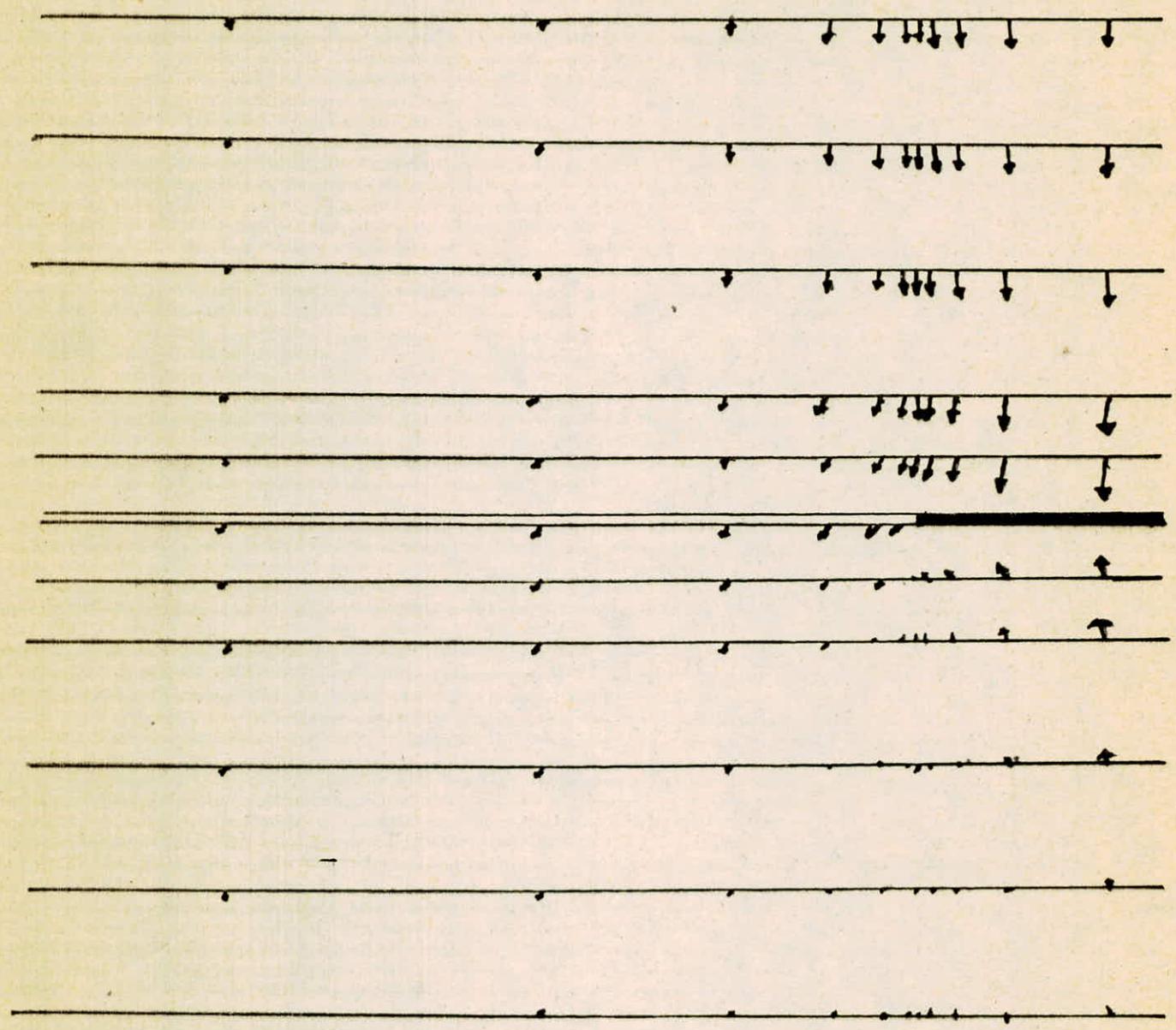


FIG. 4C-

DEPLACEMENTS DES TERRAINS
AUTOUR D'UNE TAILLE



verticales N_v dans les terrains le long des plans horizontaux, au toit et au mur. On voit que loin de l'exploitation, les contraintes ne varient pas, en bordure du vide exploité, au-dessus et au-dessous existe une zone où les contraintes sont plus fortes : c'est la culée qui précède le front, que l'on appellera "culée frontale".

Au contraire, au dessus et au dessous de la zone exploitée les contraintes sont plus faibles qu'avant l'exploitation, c'est une zone de détente.

La (figure 4 b) représente les variations de contraintes horizontales dans les terrains le long des mêmes plans horizontaux que précédemment.

A l'aplomb de la taille, au toit et au mur, les terrains sont d'abord en traction puis en s'éloignant ils passent en compression, il s'agit là d'un comportement normal de poutre épaisse.

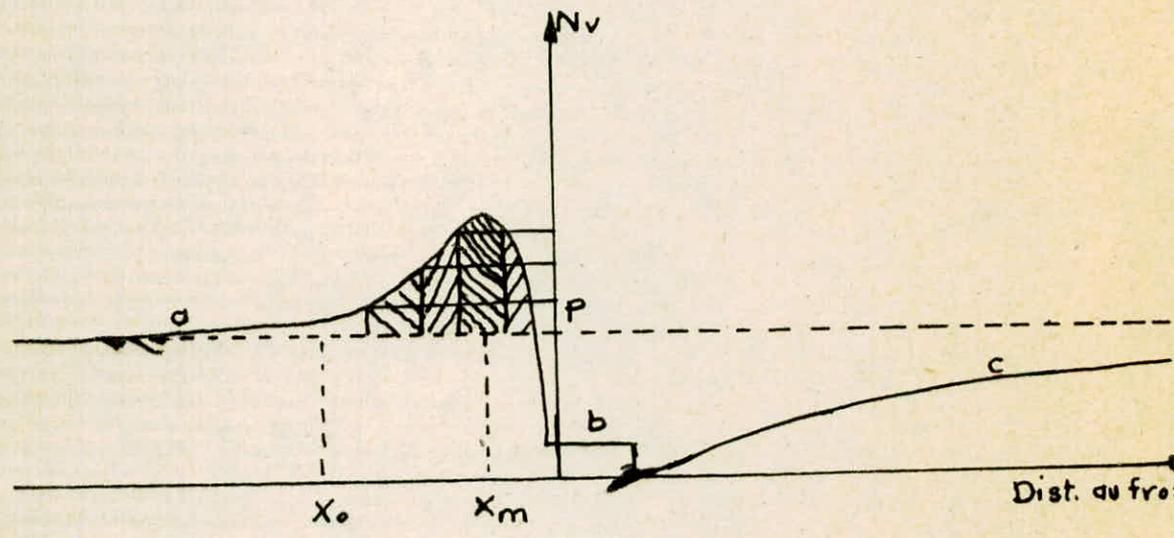
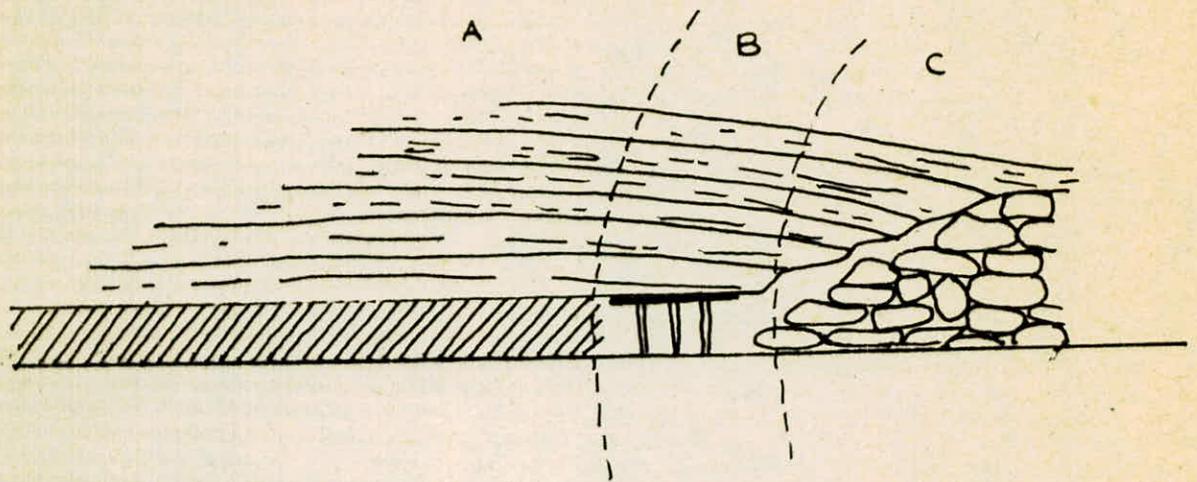
Au voisinage de l'aplomb du bord de la taille l'évolution de ces contraintes est plus complexe. Notons seulement au delà du bord de la taille, une zone où des contraintes de compression horizontale importantes apparaissent et qui peuvent se combiner aux culées frontales montrées par les contraintes normales aux épontes ; la (figure 4.c) représente les déplacements de certains points de la masse rocheuse sous l'influence de l'exploitation, on constate que c'est essentiellement à l'aplomb de la zone exploitée que les déplacements sont importants et que ceux-ci ont une composante verticale importante. L'amplitude de ce déplacement d'ensemble du terrain est d'autant plus grande que l'on s'éloigne du front de taille vers le centre de la zone exploitée.

Résultat expérimentaux dans la couche en exploitation :

Après nombreux observations faites dans les exploitations d'ouverture et de pendage très variables confirment l'interprétation des résultats du calcul sur modèle. Ainsi par exemple les observations faites avec des capsules pressiométriques "BOM ← CERCHAR" posées dans la veine à exploiter très loin en avant de la taille.

Ces capsules montrent qu'en avant du front de taille, dans le minerai, la composante perpendiculaire au pendage N_v de la contrainte évaluée qualitativement comme l'indique la (fig 5.a) la surcontrainte est maximale à une distance $X_m = 2$ à 7 m en avant du front. Elle est perceptible en général à une distance X_0 de 15 à 35 m. Mais il faut noter que le capteur "BOM - CHERCHAR" n'est pas très sensible.

FIG. 5 CONTRAINTE VERTICALE AUX ABORDS DU FRONT DE TAILLE



L'analogie de cette courbe avec le résultat du calcul (figure 4.a) est remarquable. Ainsi même si l'intensité de la contrainte maximale en avant du front n'a jamais pu être mesurée, on peut retenir comme ordre de grandeur celui fourni par le calcul élastique qui, pour une taille qui a chassé de 50 mètres au moins donne : $\frac{P}{V_{\max}} \quad 2P.$

Où P est la contrainte verticale avant toute exploitation. La chute de pression qui est enregistré après le maximum correspond en fait à la fissuration du minerai :

Au fur et à mesure que le front de taille s'approche d'un point du massif de minerai , la contrainte perpendiculaire à la couche augmente, sous l'effet de la culée frontale, et la contrainte parallèle à la couche et perpendiculaire au front diminue, puisque la masse du minerai qui la sépare de la surface libre diminue. Le matériau étant dans des conditions insupportables de pression subira une rupture, à ce moment là il ne peut plus constituer un appui suffisant pour le toit il flu vers la taille et la contrainte verticale diminue. Il est intéressant de noter que :

- La position du maximum de contrainte par rapport au front de taille est fonction de la vitesse moyenne de progression de cette taille ; plus elle est faible, plus le maximum s'éloigne du front et vice versa, donc suivant qu'on cherche à faciliter l'abattage ou à assurer une meilleure tenue du front on diminue ou on augmente. La vitesse moyenne de progression de la taille. Derrière le front, dans la taille, la contrainte moyenne appliquée centre le toit et le mur par le soutènement est de quelques bars, elle est représentée par la (figure 5. b). On notera la brusque variation de contraintes à laquelle sont soumis le toit et le mur de la taille au niveau du front de taille. C'est à partir de là que se produisent les mouvements et les fractures qui occasionnent beaucoup de difficultés en taille.

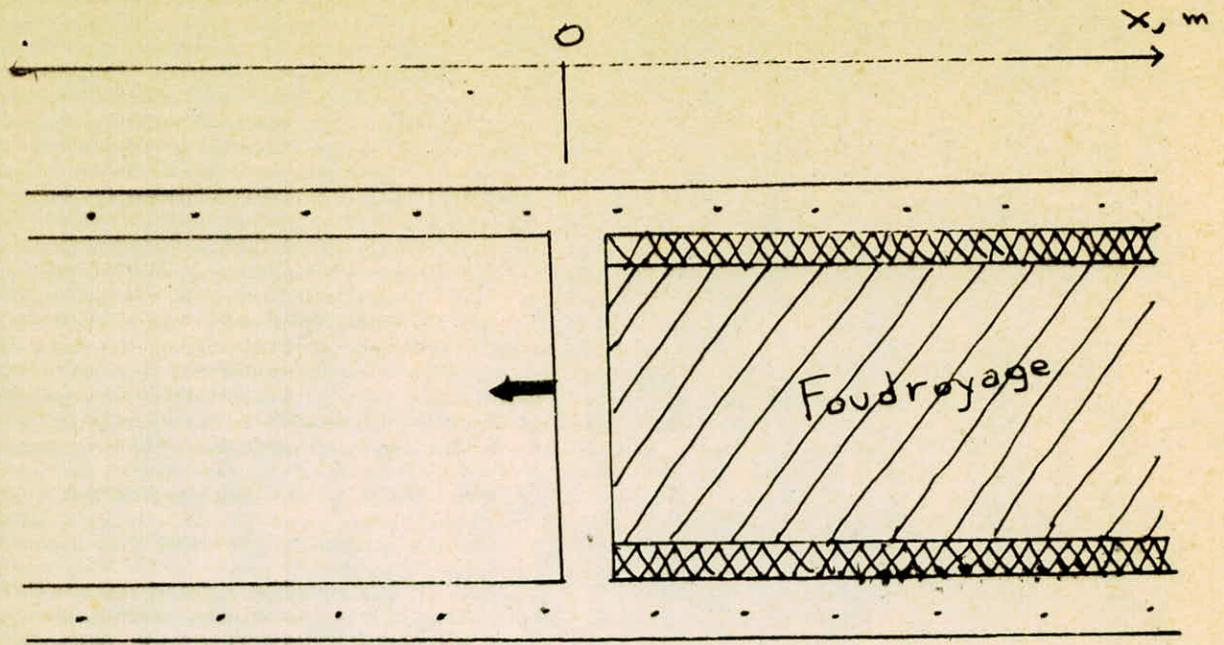
Dans l'arrière taille, une récompression **progressive des terrains** opère et la contrainte sur le mur croît lorsque l'on s'éloigne dans l'arrière taille.

Cette recompression des terrains traduit surtout le déplacement du toit et du mur l'un vers l'autre : En arrière du front on est donc dans une zone où c'est l'effet déplacement d'ensemble qui est prépondérant. Ainsi on retrouve bien des résultats expérimentaux tout à fait concordants avec ceux du modèle

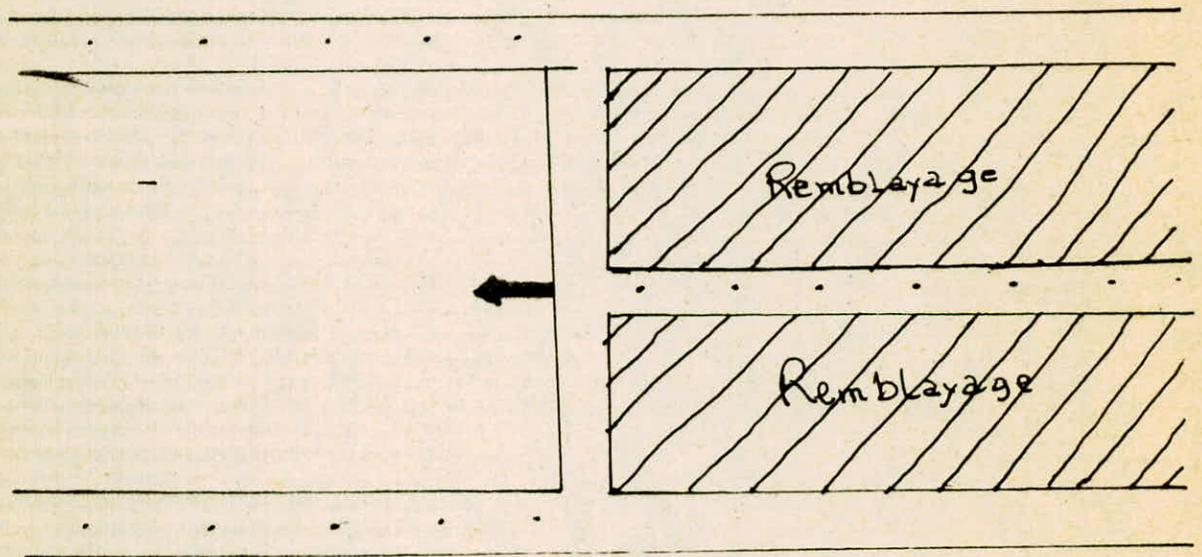
En résumé autour d'une taille on est amené à distinguer trois zones :

- Une zone (A) où l'effet contrainte est prédominant : la roche subit une contrainte additionnelle qui pourra sous certaines conditions provoquer une fracturation du toit.
- Une zone (B) où l'effet déformation est prépondérant : sous l'influence d'un important gradient de contrainte, toit et mur commencent à converger l'un vers l'autre. Les fractures qui se sont produites dans le toit dans la zone précédente peuvent s'ouvrir ~~et~~ ainsi faire apparaître des ~~chutes~~ de toit.
- Une zone (C) où l'effet déplacement est prédominant : Au toit, les terrains s'affaissent, au mur, les terrains sont aspirés vers le haut. Au niveau de la taille, on assiste à une recompression du remblai ou du foudroyage.

FIG. 6.

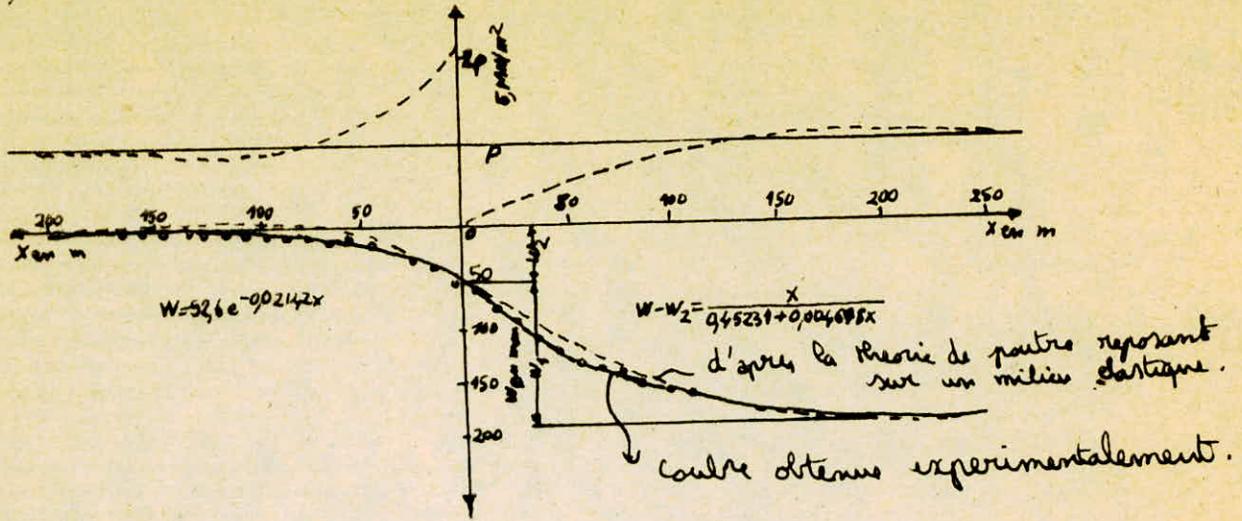


(a)

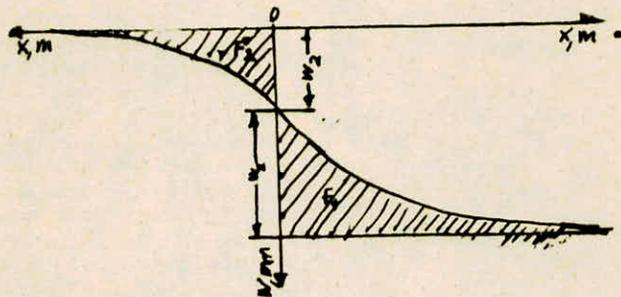


(b)

(C)



(D)



Entre les calculs sur modèle élastique et les résultats expérimentaux existe une très grande concordance, dans les unes et les autres il s'agit d'une évolution de la variation de contraintes, due à l'exploitation sans connaître la valeur précise de ces contraintes.

Cependant il existe une méthode expérimentale qui permet en se basant sur la modèle élastique de connaître d'une façon assez précise la valeur exacte des contraintes le long d'une taille.

Cette méthode a été mise en évidence par un groupe de chercheurs Polonais en 1979, elle consiste à mesurer l'affaissement du toit dans les voies de base et de tête du quartier, à une distance allant au delà de l'influence des travaux d'exploitation en avant et en arrière taille.

Les mesures sont prises tous les dix mètres (figure 6.a). Dans le cas où le vide est remblayé les mesures en arrière taille se font dans une galerie située au milieu du remblayage parallèlement aux voies de tête et de base (figure 6.b).

En portant sur un graphique en abscisses la distance du point d'observation à l'origine qui est le front de taille ($x = 0$) et ordonnées l'affaissement mesurés en mm. A partir de là il est possible de pratiquer l'ajustement d'une courbe traversant le nuage de point obtenu, par la méthode statistique des moindres carrés, qui sera la fonction analytique (figure 6.c)

$W = f(x)$ qui va nous permettre de connaître d'une façon assez exacte l'affaissement à n'importe quelle distance du front.

L'ajustement trouvé par le groupe de chercheurs polonais est le suivant :

$$W = a \cdot e^{bx} \quad \text{pour } x \leq 0 \text{ (En avant du front)}$$
$$W = W_2 \quad \text{pour } x = 0$$

$$W = \frac{x}{d + cx} + W_2 \quad \text{pour } x \geq 0 \text{ en arrière du front}$$

$$W - W_2 \longrightarrow W_1 = \frac{1}{c} \quad \text{quand } x \longrightarrow + \infty$$

a, b, c, d paramètres statistiques de l'ajustement.

En se basant sur l'hypothèse de la dalle reposant sur un milieu élastique, on suppose que le milieu (en avant et en arrière du front de taille), exerce sur la dalle du toit des réactions proportionnelles à l'affaissement W et les coefficients de proportionnalité sont C_0 pour la couche et K_0 pour le (remblayage ou le foudroyage).

Conditions d'équilibre statique :

L'énergie de déformation avant le front de taille est équilibré par l'énergie l'énergie de déformation derrière le front de taille (figure 6 d).

$$\begin{aligned}
 N &= F_2 \cdot C_0 \\
 N &= F_1 \cdot K_0 \\
 F_1 \cdot K_0 &= F_2 \cdot C_0 \quad \Longleftrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} C_0 = \frac{F_1}{F_2} \cdot K_0 \\ K_0 = \frac{P}{W_1} \end{array} \right. \quad \Longleftrightarrow \quad C_0 = \frac{F_1}{F_2} \cdot \frac{P}{W_1}
 \end{aligned}$$

où P - contrainte initiale.

d'après la théorie élastique :

Pour $x \geq 0$:

$$W = W_2 + W_1 \left[1 - e^{-\alpha x} \left(\frac{\beta - \alpha}{\beta + \alpha} \sin \alpha x + \cos \alpha x \right) \right]$$

$$\sigma_P = P \left[1 - e^{-\alpha x} \left(\frac{\beta - \alpha}{\beta + \alpha} \sin \alpha x + \cos \alpha x \right) \right]$$

$$\alpha = \frac{W_1}{F_1} \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{W_2}{W_1}}}$$

$$\beta = \frac{W_1}{F_1} \cdot \frac{\sqrt{\frac{W_1}{W_2}}}{1 + \sqrt{\frac{W_2}{W_1}}}$$

$$W = W_2 e^{\beta x} \left(\frac{\beta - \alpha}{\beta + \alpha} \sin \beta x + \cos \beta x \right)$$

$$\sigma = P \left[1 + \frac{W_2}{W_1} \frac{F_1}{F_2} e^{\beta x} \left(\frac{\beta - \alpha}{\beta + \alpha} \sin \beta x + \cos \beta x \right) \right]$$

Conditions d'équilibre statique :

L'énergie de déformation avant le front de taille est équilibré par l'énergie l'énergie de déformation derrière le front de taille (figure 6 d).

$$\begin{aligned}
 N &= F_2 \cdot C_0 \\
 N &= F_1 \cdot K_0 \\
 F_1 \cdot K_0 &= F_2 \cdot C_0 \quad \Longleftrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} C_0 = \frac{F_1}{F_2} \cdot K_0 \\ K_0 = \frac{P}{W_1} \end{array} \right. \quad \Longleftrightarrow \quad C_0 = \frac{F_1}{F_2} \cdot \frac{P}{W_1}
 \end{aligned}$$

où P - contrainte initiale.

d'après la théorie élastique :

Pour $x \geq 0$:

$$W = W_2 + W_1 \left[1 - e^{-\alpha x} \left(\frac{\beta - \alpha}{\beta + \alpha} \sin \alpha x + \cos \alpha x \right) \right]$$

$$\sigma_P = P \left[1 - e^{-\alpha x} \left(\frac{\beta - \alpha}{\beta + \alpha} \sin \alpha x + \cos \alpha x \right) \right]$$

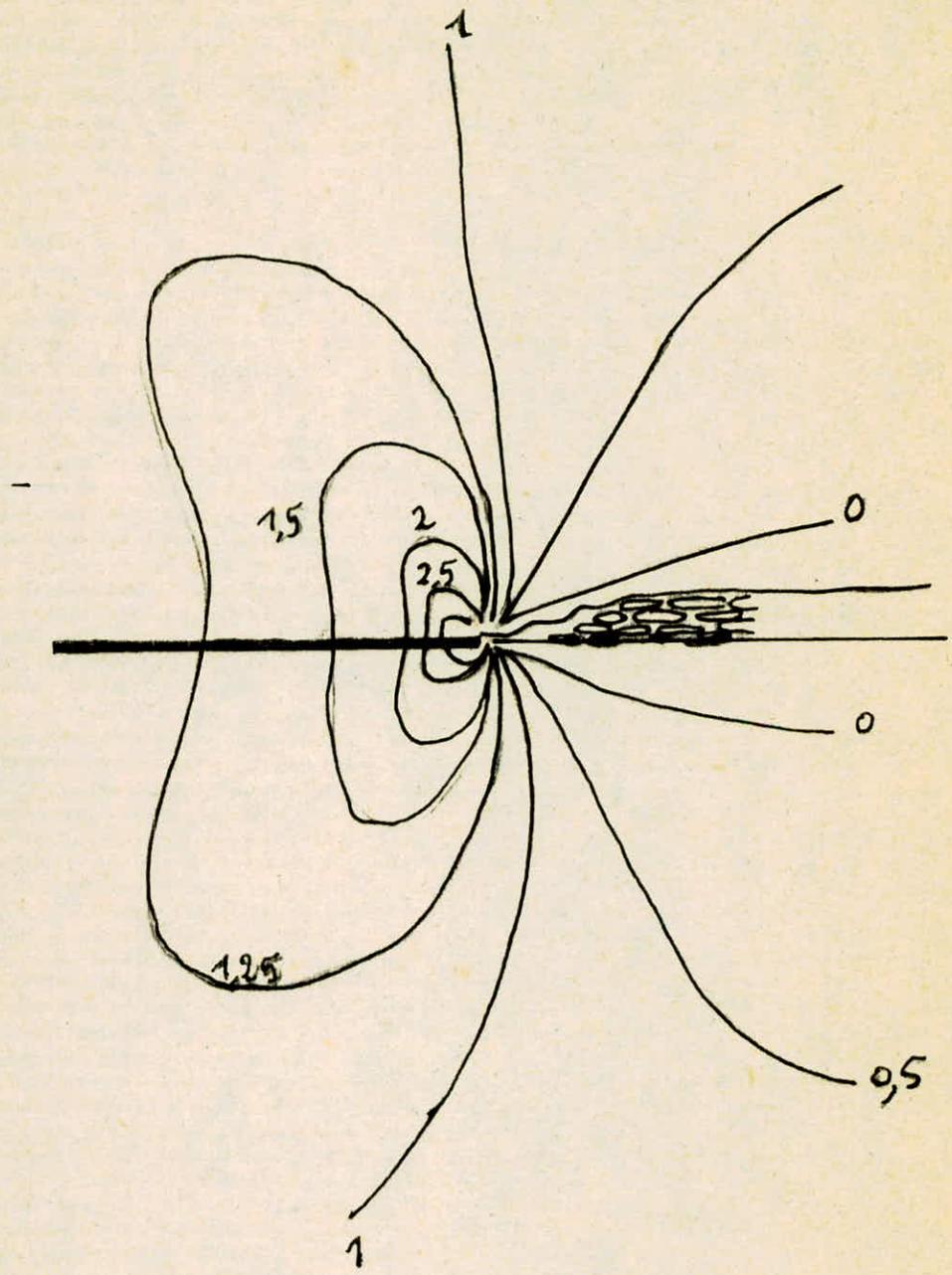
$$\alpha = \frac{W_1}{F_1} \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{W_2}{W_1}}}$$

$$\beta = \frac{W_1}{F_1} \cdot \frac{\sqrt{\frac{W_1}{W_2}}}{1 + \sqrt{\frac{W_2}{W_1}}}$$

$$W = W_2 e^{\beta x} \left(\frac{\beta - \alpha}{\beta + \alpha} \sin \beta x + \cos \beta x \right)$$

$$\sigma = P \left[1 + \frac{W_2}{W_1} \frac{F_1}{F_2} e^{\beta x} \left(\frac{\beta - \alpha}{\beta + \alpha} \sin \beta x + \cos \beta x \right) \right]$$

FIG -7- EVOLUTION DE LA CONTRAINTE VERTICALE AUTOUR D'UNE TAILLE



0 20 50 (mètres)

II. 2 - Les effets d'une taille sur les terrains avoisinants :

Comme nous l'avons déjà signalé tout à fait au début de ce chapitre, les variations de contraintes et les déplacements dus à l'exploitation ne se limitent pas seulement au voisinage immédiat de la taille, mais se répercutent plus loin dans les terrains environnants au toit et au mur

Dans ce qui suit nous allons essayer d'analyser l'influence sous terme de variations de contraintes qu'une exploitation peut avoir sur le comportement des terrains au toit et au mur, mais avant cela il convient de donner l'ordre de grandeur de la zone d'influence.

La (figure 7) donne une allure indicative des courbes de même variation de contraintes normales aux épontes dans les terrains.

Ces courbes établies d'après les résultats du modèle, ont été graduées en fraction de la contrainte normale aux épontes qui existait avant l'exploitation.

Il apparaît immédiatement que l'étendu de la zone de culée frontale dépend du niveau de contrainte que l'on considère.

Si une forte surcontrainte est nécessaire pour atteindre la limite de rupture des terrains, la zone où la culée frontale est sensible et sera peu étendue. Au contraire, si à l'état naturel, les terrains sont déjà soumis à un état de contrainte proche de leur limite de résistance, une faible surpression provoquera des désordres importants, la zone de culée frontale paraîtra alors très étendue et ses effets pourront même se faire sentir en deçà de l'aplomb de la limite de l'exploitation.

Les manifestations de cette culée frontale sont nombreuses ; on citera les deux cas les plus importants :

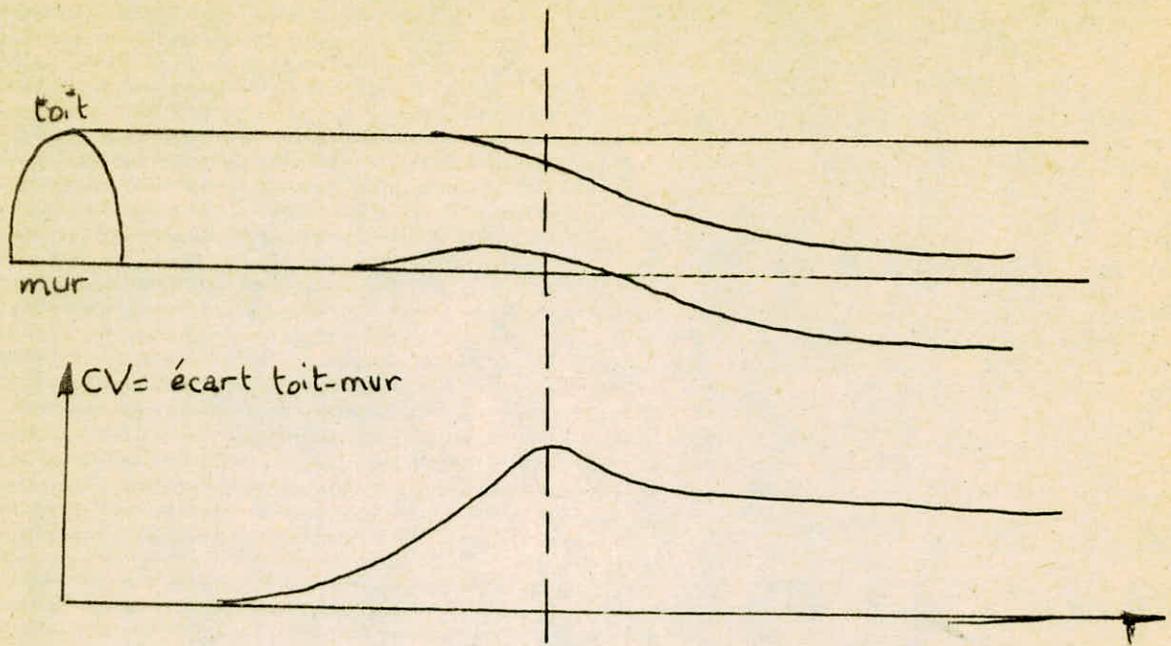
1 - Au niveau de la taille en exploitation, elle est responsable de l'accélération de la convergence en voies vers 30 à 40 mètres en avant du front.

2 - Une ancienne galerie située au toit ou au mur d'une taille et perpendiculaire au front de cette taille subit souvent des déformations importantes pendant la progression de cette exploitation.

Expérimentalement ceci peut être étudié par la mesure des déplacements verticaux absolus au toit et au mur d'une galerie située au dessus ou au dessous d'une taille en exploitation (figure 8); on peut distinguer deux phases sur ces courbes :

FIG. 8 - DEPLACEMENTS ET DEFORMATIONS
DANS UNE GALERIE

a. Au toit d'une taille



b. Au mur d'une taille

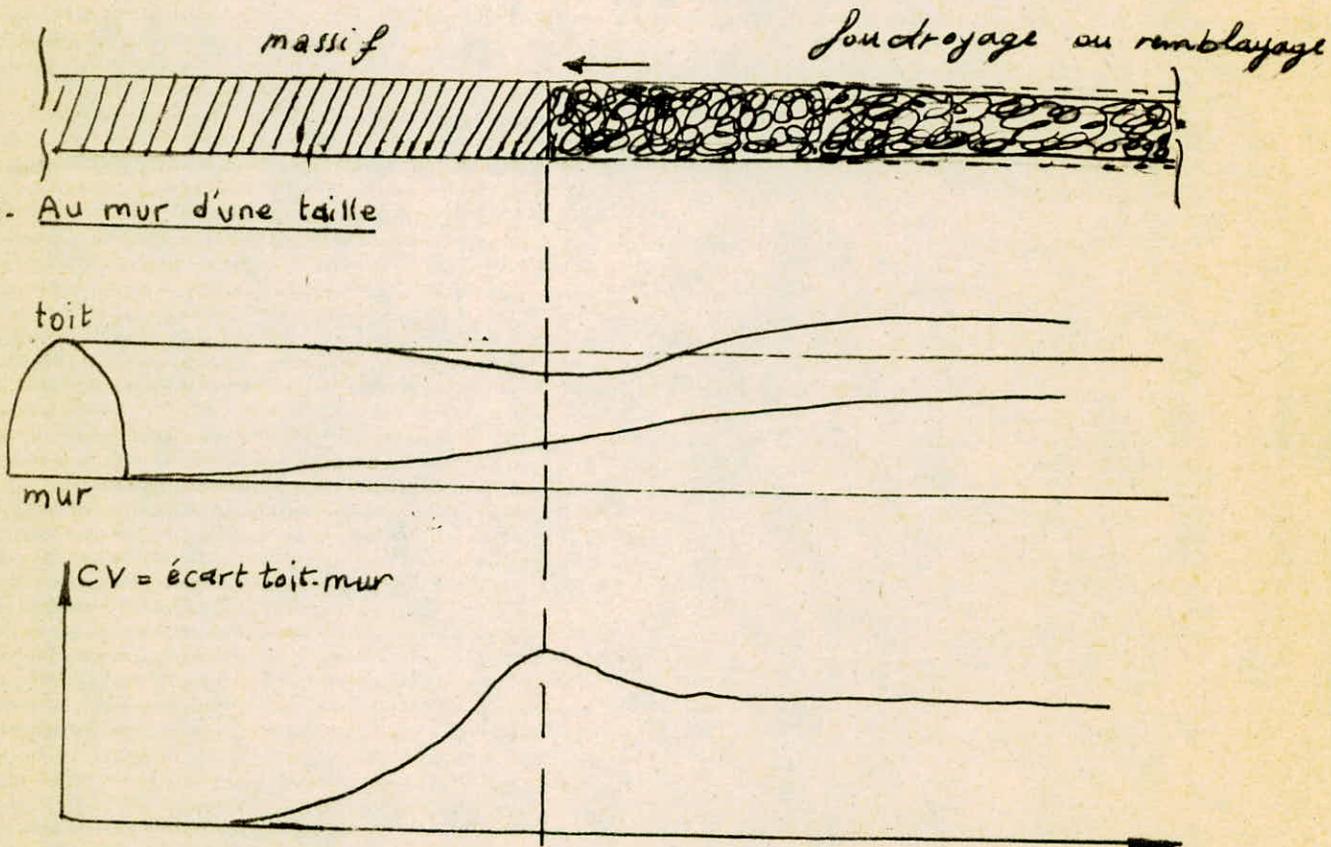
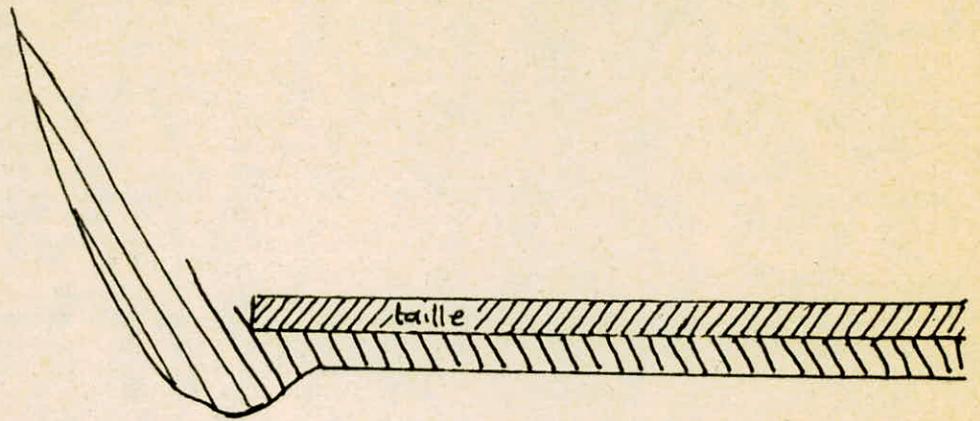
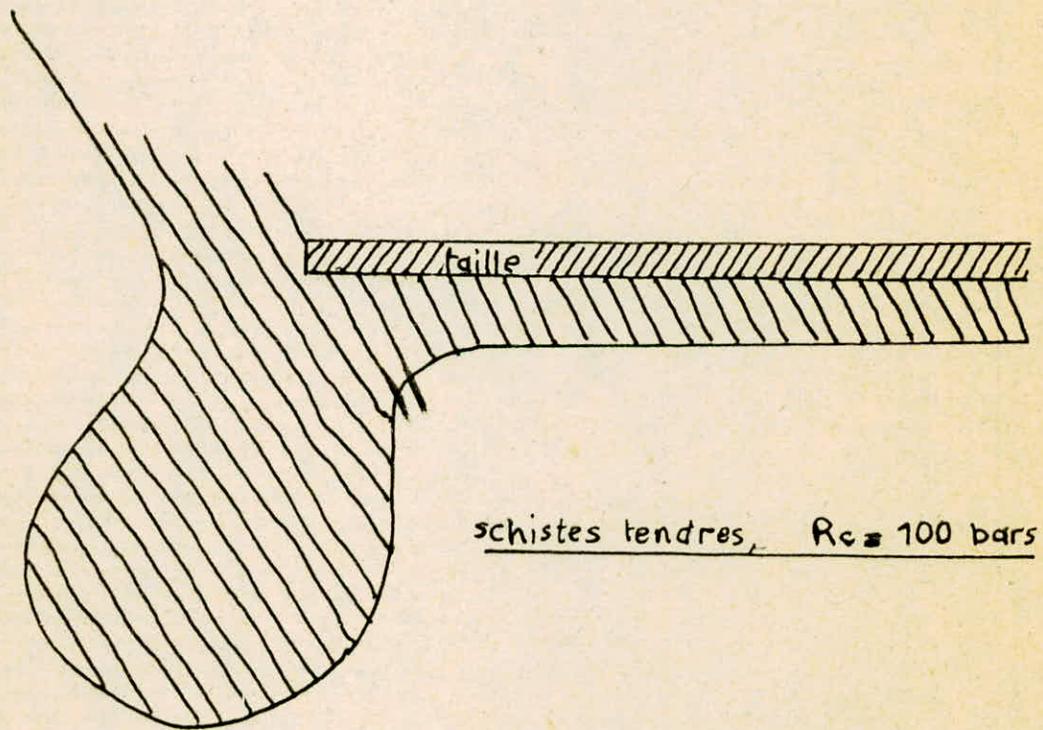


FIG. 9

TERRAINS FISSURES
AU MUR D'UNE TAILLE



grès résistant, $R_c = 900$ bars



schistes tendres, $R_c = 100$ bars

- Avant le passage de la taille dans tous les cas, le mur monte et le toit descend : La galerie se referme. On est situé dans une zone de suppression, la culée frontale, provoque cette convergence dans l'ouvrage au toit aussi bien qu'au mur de la taille en exploitation.

- Après le passage de la taille, lorsque la galerie est au dessus de la taille, l'ensemble de la galerie (toit et mur) descend, alors que ses déformations sont stabilisées, quand la galerie ne se dilate pas légèrement. Lorsque la galerie est au dessous de la taille, l'ensemble monte vers le vide créé et ici, la galerie " se dilate " Dans tous les cas on se trouve dans une zone que l'on a qualifié de détendue, où peu de déformations se produisent, mais qui est le domaine des déplacements d'ensembles.

Même en l'absence de galerie, la progression de la taille a des répercussions sur les terrains environnants.

Le modèle élastique permet de mettre en évidence, et de localiser ses effets, la (figure 9) représente la zone de terrains préalablement fissurée par l'exploitation d'une taille en l'absence de toute galerie sous-jacente, pour deux types de roches très différentes, un schiste tendre de 100 bars de résistance à la compression et un grès de 900 bars de résistance à la compression, pour une veine de 1 m d'ouverture à exploiter à 500 m de profondeur.

Cette figure montre que :

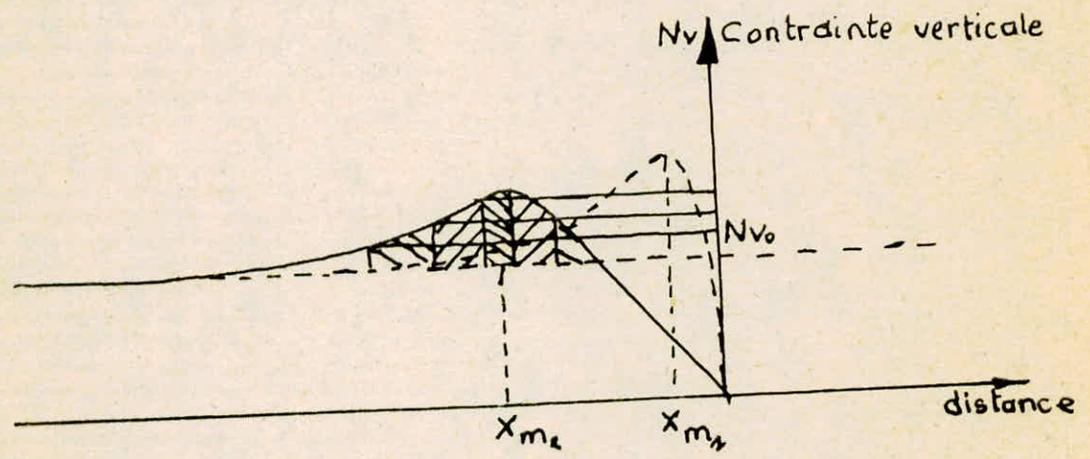
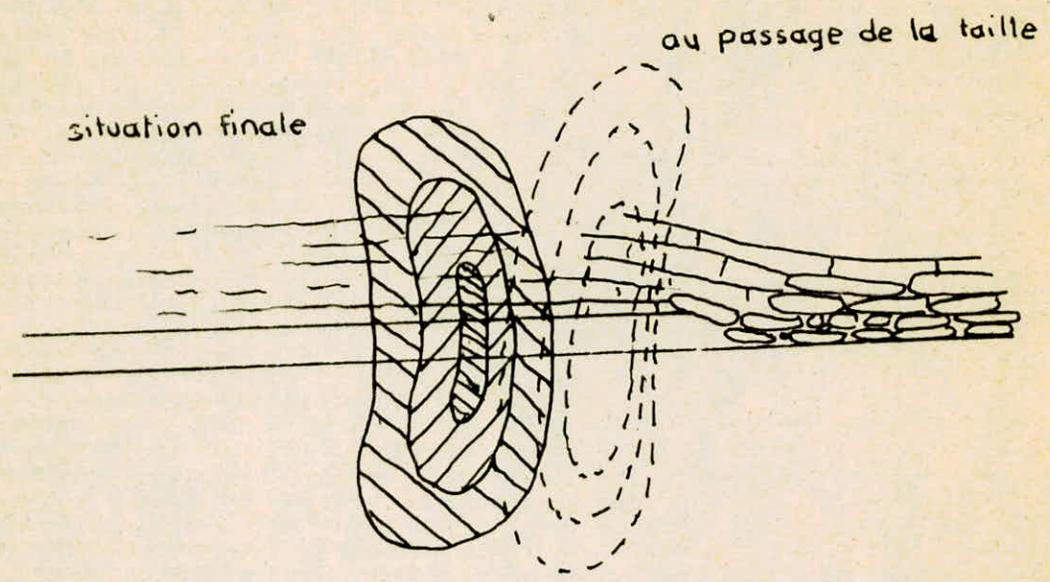
- Selon la résistance des bancs du mur, à une même distance de la couche exploitée, les terrains pourront conserver un comportement élastique ou au contraire être fracturés

Dans le second cas, une galerie creusée à cet endroit sera fortement déformée.

- Lorsque le mur est constitué de schistes peu résistants les terrains se fissurent au moment de l'exploitation jusqu'à plus de 10 m en dessous d'elle, et ceci partout où passe le front de taille.

Une galerie creusée après cette exploitation dans cette zone se trouvera en terrain détendu, mais déjà fissuré, et donc se déformera beaucoup plus qu'une galerie creusée sensiblement plus bas.

11
FIG 10. CONTRAINTE VERTICALE EN BORDURE
DU VIDE EXPLOITÉ



Culée statique :

Lorsque la taille s'arrête, les effets dynamiques de surcontrainte vont évaluer et se stabiliser en un effet de culée statique.

La (figure I0) indique comment évaluer qualitativement en bordure du vide crée la contrainte normale à la couche N_v .

Avec le temps l'emplacement du maximum de contrainte s'éloigne du bord de l'exploitation simultanément la valeur maximale de la contrainte diminue, l'abscisse où cette contrainte maximale se stabilise X_{m2} peut atteindre plusieurs dizaines de mètres en veine ouverte ($W > 3m$) mais est généralement voisine de la dizaine de mètres. La même figure montre comment évolue en fonction du temps, la forme des courbes de contraintes dans les terrains environnants.

Des effets tout - à - fait semblables s'observent sur les côtés de la taille, de part et d'autre des voies d'accompagnement. On est alors amené à distinguer, en bordure du panneau deux phases :

- Une phase dynamique lors du passage de la taille, qui correspond à des changements de contraintes et des déplacements rapides imposant aux terrains un effort de cisaillement intense
- Une phase statique, ultérieure caractérisée par l'établissement de ce que l'on appellera une culée latérale statique. Cet effet sera connu dans les terrains environnants sous le nom "d'effet de limite d'exploitation"

II. 3 - Affaissements miniers

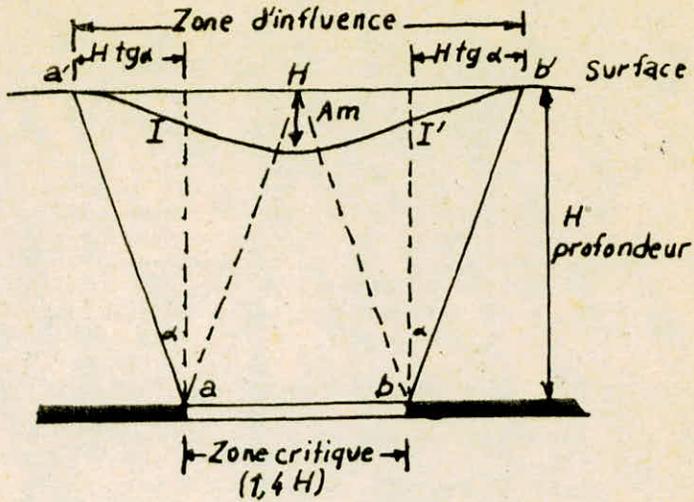
Généralités

Nous savons que lorsqu'on crée un vide dans le sous-sol (exploitation d'une ou plusieurs couches), les terrains qui surplombent ce vide essaient de le combler, il en résulte un mouvement complexe de ces terrains qui peut se transmettre jusqu'à la surface.

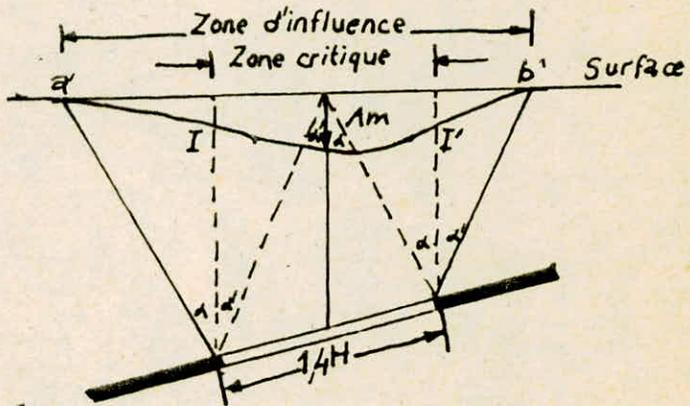
Un point de la surface, situé dans la zone de terrains en mouvement se déplace dans le temps en étant constamment attiré vers le centre de l'exploitation. Il est possible de décomposer ce déplacement suivant la direction verticale : c'est l'affaissement et dans le plan horizontal : c'est le déplacement.

FIG 11 : CUVETTE D'AFFAISSEMENT EN AIRE CRITIQUE

-a- En plateure



-b- En semi dressant ou dressant



Les observations et mesures faites à la surface montrent que l'aire d'influence où se trouvent les terrains mis en mouvement par l'exploitation, occupe une surface plus grande que la surface dépilée (Figure II). Les limites de la zone d'influence sont définies par un angle α appelé l'angle limite : c'est dans un plan vertical, l'angle formé par la verticale élevée à la limite des travaux (a,b) et la droite qui joint ce point à celui de la surface où les mouvements deviennent (a',b') (figure 11.a) (pratiquement, l'angle est défini par le fait que l'affaissement mesuré en (a) est égal à 3% de l'affaissement maximum ou de l'ordre de 5 mm).

La valeur de l'angle limite dépend des divers facteurs dont les influences peuvent d'ailleurs se superposer :

- La pente de la veine (Figure 11. b)
- La nature géologique du minerai et des morts terrains sus-jacents.
- La profondeur de l'exploitation
- La largeur et la longueur du panneau exploité par rapport à la profondeur
- La présence de failles qui peuvent modifier sensiblement la valeur de l'angle limite.
- l'existence de stots laissés dans les veines supérieures

L'aire critique

Les observations montrent que si l'on exploite un panneau très étroits, à une certaine profondeur, on ne constate pas d'affaissement à la surface, par contre si à la même profondeur, on exploite un panneau de plus en plus grand dans les deux dimensions largeur, l'affaissement apparaîtra à la surface et augmentera avec les dimensions du panneau, pour atteindre un maximum qui est appelé affaissement maximum (A_m).

L'aire critique pour une profondeur d'exploitation donnée, est la surface qu'il est nécessaire de dépiler à cette profondeur pour qu'un point et un seul, situé à la surface subisse l'affaissement maximum (A_m).

L'aire critique est telle que la largeur et la longueur de la surface exploitée soient toutes les deux égales à $1,4 H$, où H est la profondeur.

L'aire super critique, plus grande que l'aire critique, est telle que plusieurs points de la surface subissent l'affaissement maximum.

Elle intervient lorsque les deux dimensions; largeur et longueur de la surface exploitée sont supérieures à 1,4 H.

L'aire sous critique, plus petite que l'aire critique, est telle qu'aucun point de la surface n'atteint l'affaissement maximum : les deux dimensions, largeur et longueur sont inférieures à 1,4 H.

Détermination de A_m (en aire critique)

La valeur de cet affaissement maximum est fonction de l'ouverture de la veine (W), du mode de contrôle du toit Q (foudroyage ou remblayage), et d'un facteur (f) qui dépend de la profondeur de l'exploitation.

$$A_m = F \cdot Q \cdot W$$

L'ouverture (W) : est l'ouverture totale effectivement exploitée

les valeurs du coefficient de remblayage (Q) sont présentées dans le tableau suivant :

Remblai hydraulique	0,10 - 0,35
Remblai pneumatique et remblai complet en couche pentée 35°.....	0,45 - 0,50
Remblai complet en plateure 25°...	0,50 - 0,60
Foudroyage	0,60 - 0,80

Ces valeurs moyennes peuvent varier en fonction :

- Du soin apporté à la mise en place du remblai
- De la vitesse de remblayage par rapport à la vitesse d'exploitation
- Du mode de soutènement du toit
- Des stériles laissés sur place dans les tailles foudroyées.

Le facteur de profondeur (f) augmente avec la profondeur jusqu'à une profondeur de 500 mètres à partir de laquelle il est constant et égal à 1.

La cuvette d'affaissement en aire critique (figure 11.a)

Si, en chaque point d'une ligne d'observation a', b', passant par le centre de l'aire critique, on reporte l'affaissement mesuré en ce point, on obtient le profil d'une cuvette d'affaissement.

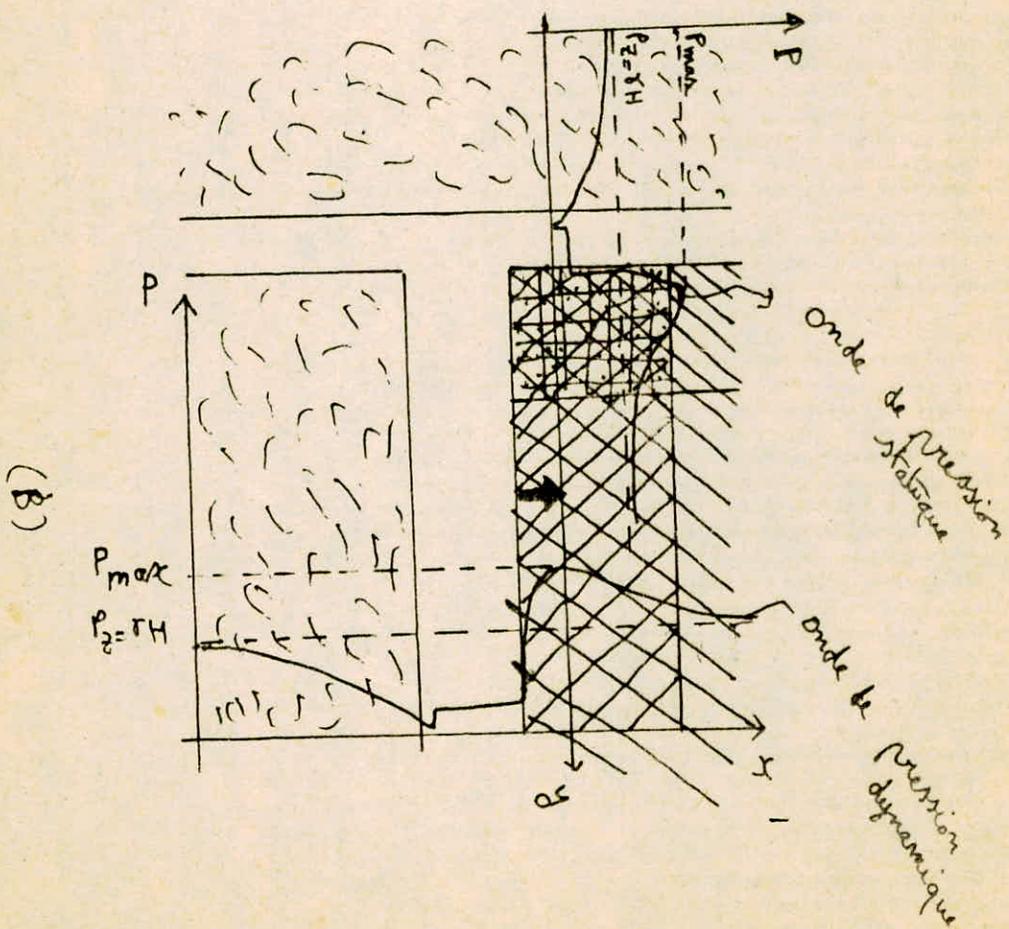
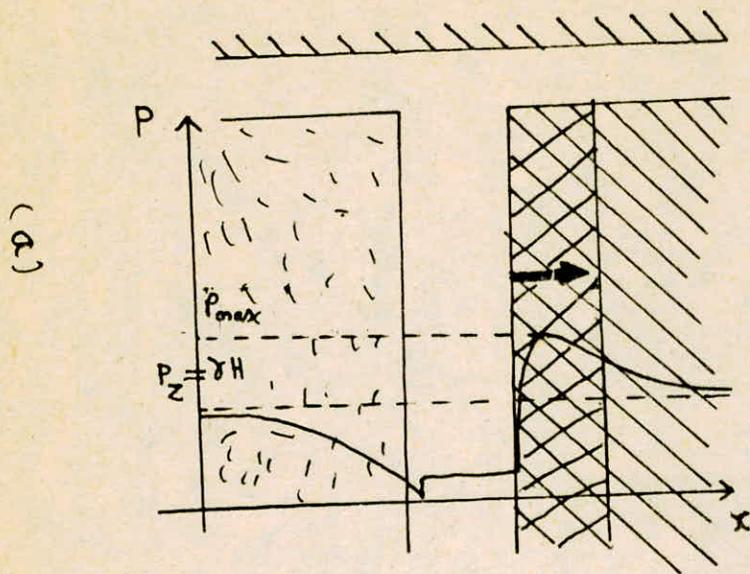
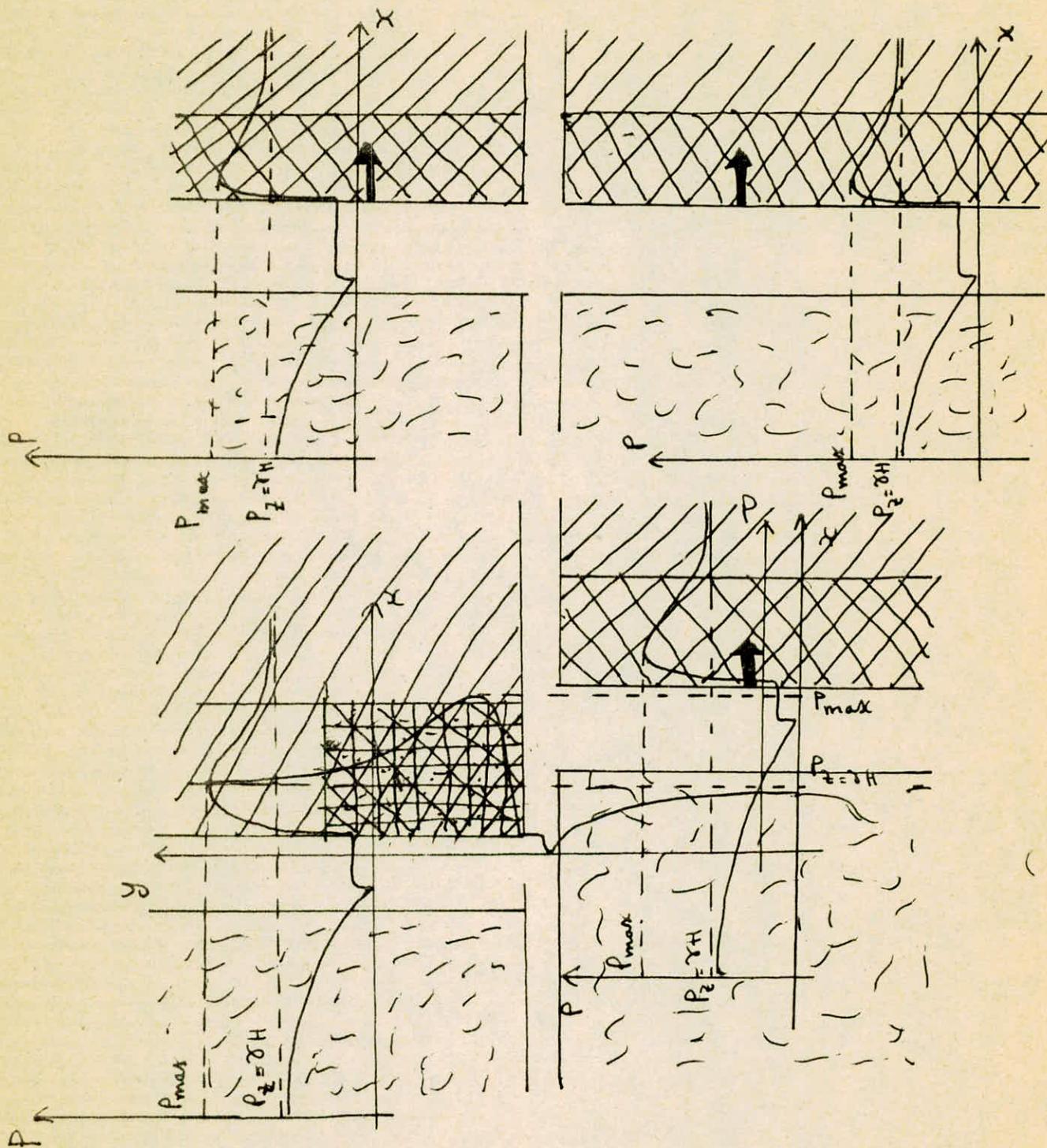


FIG 12

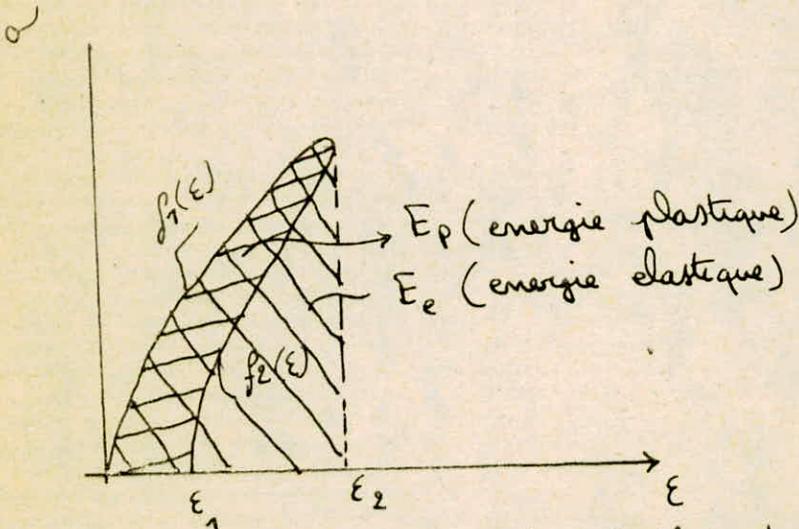
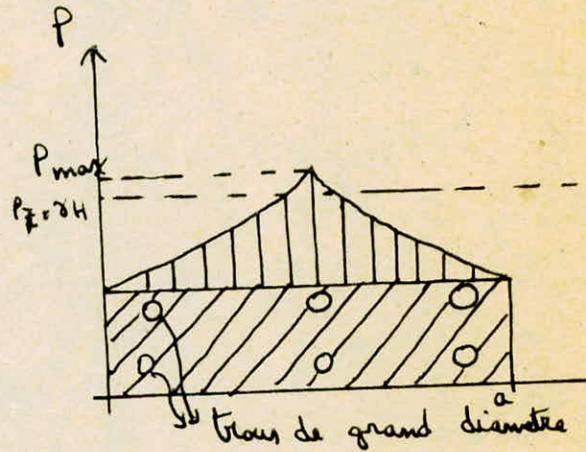
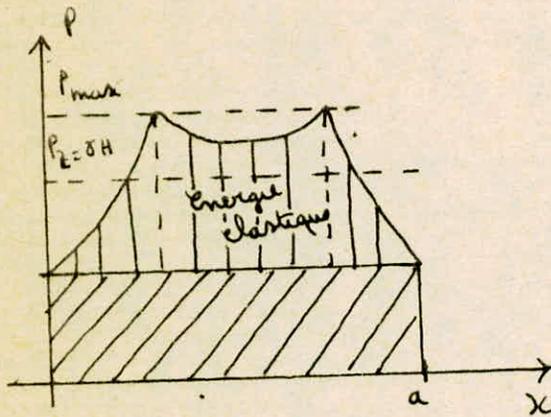
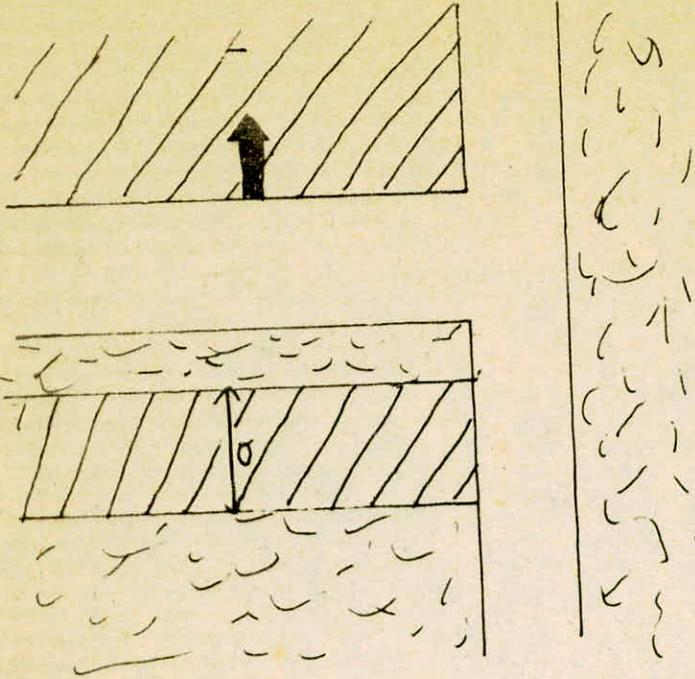
FIG 12



(b)

(c)

FIG. 13



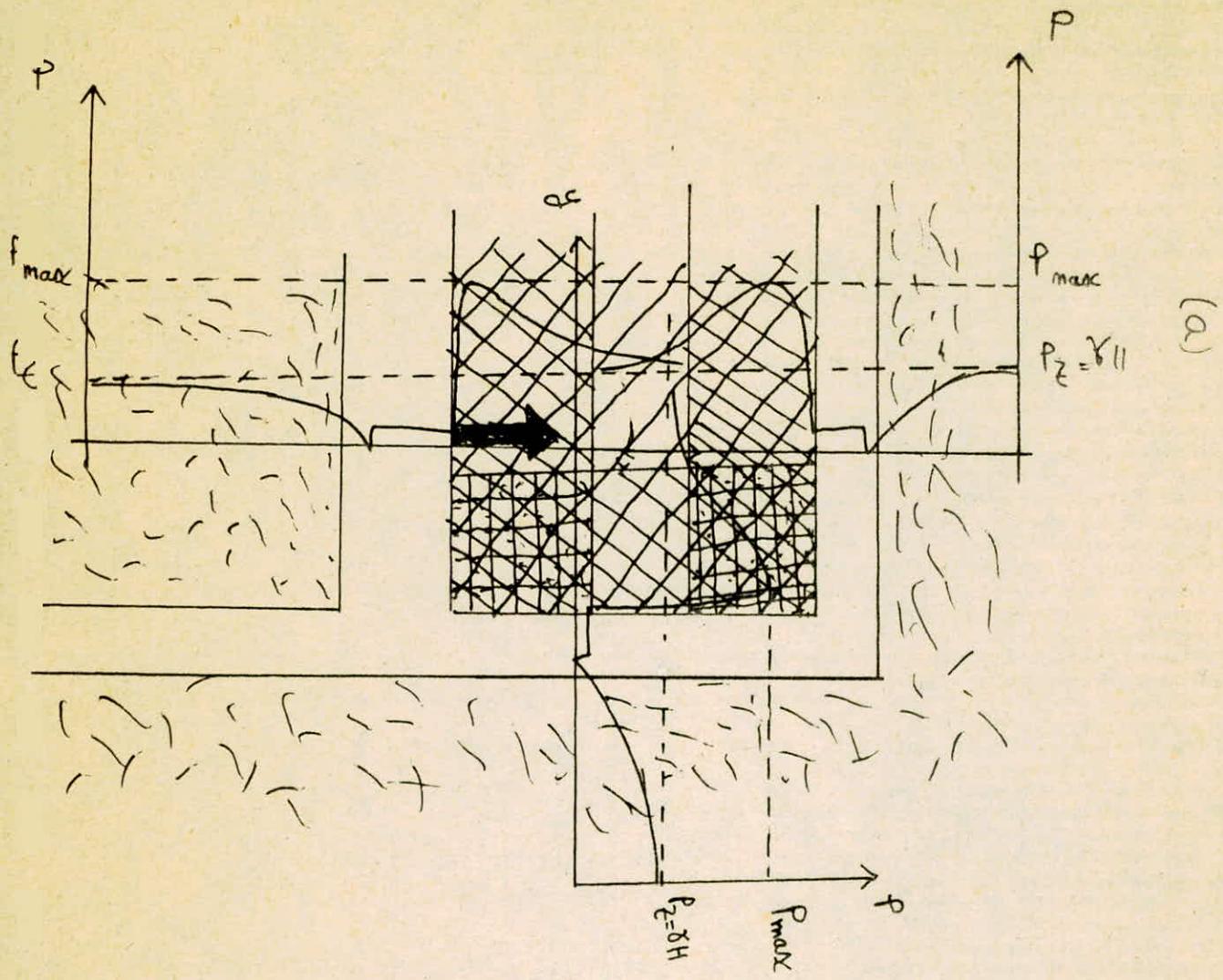
$$W_{ET} = \frac{E_e}{P_p}$$

$$W_{ET} = \frac{E_e}{E_T - e_e}$$

$$E_T = \int_0^{E_2} f_1(E) dE$$

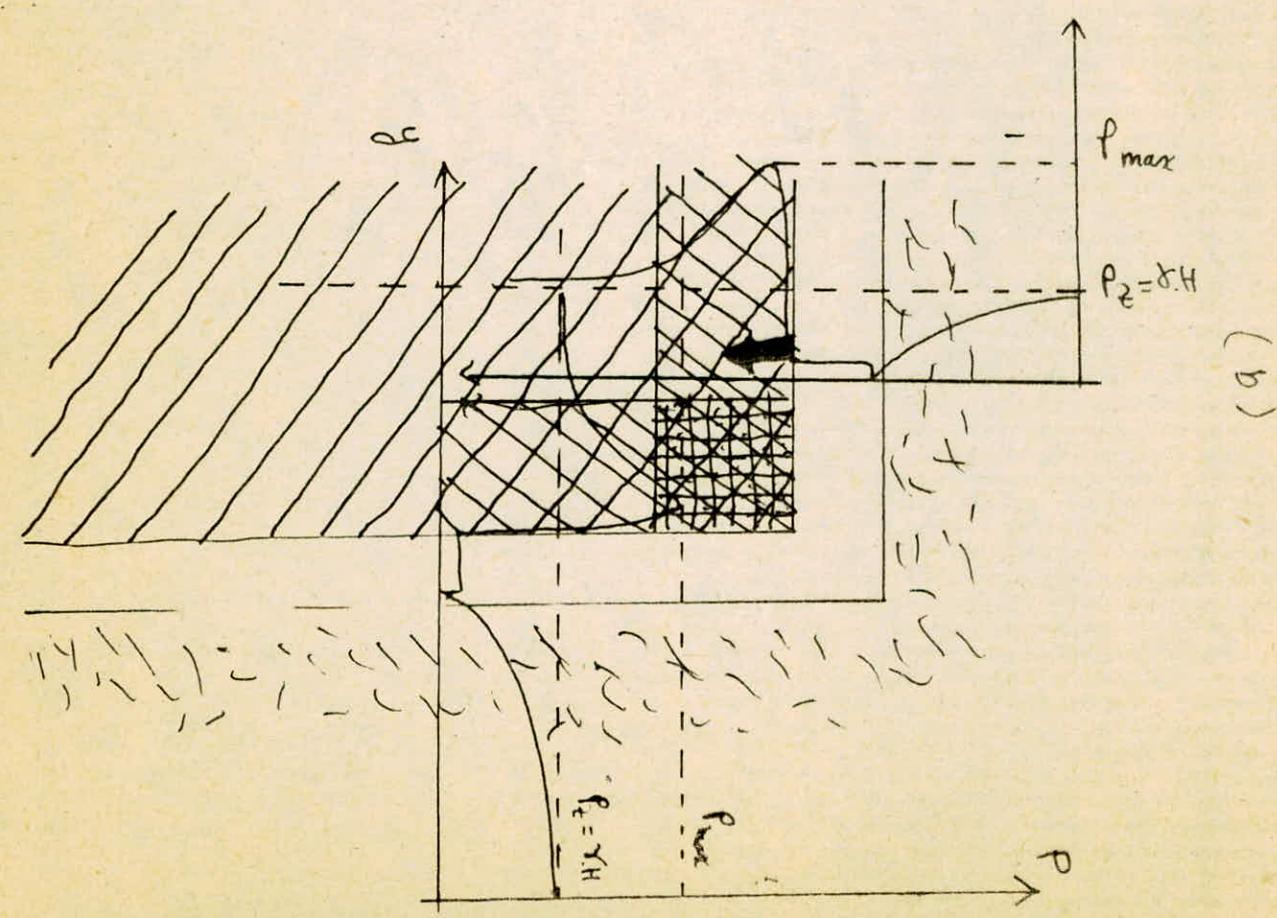
$$E_e = \int_0^{E_1} f_2(E) dE$$

- I) $W_{ET} < 2$ roches de susceptibilité faible a donner des cups de terrains
- II) W_{ET} entre 2 et 5 roches moyennement susceptible de donner des cups de terrain
- III) $W_{ET} > 5$ roches tres susceptible de donner des cups de terrains



(a)

FIGURE



(b)

Ce profil est caractérisé par :

- Le point (m) d'affaissement maximum.
- Les points a', b' d'affaissement négligeable, situés à ($H \tan \alpha$) de l'aplomb du bord des travaux (H est la profondeur d'exploitation et l'angle limite).
- Les points d'inflexion I, I' situés sensiblement à l'aplomb du bord des travaux.

l'affaissement en ces points est égale à $\frac{Am}{2}$, et la pente du profil est maximum et a une valeur voisine de $\frac{Am}{H} \tan \alpha$ (Am est l'affaissement

maximum = Q.W)

II. 4 - Combinaison de plusieurs exploitations :

Le problème traité dans ce chapitre jusqu'à maintenant concerne l'effet d'une taille sur le comportement des terrains. Cependant, en réalité dans un champ d'exploitation une taille est rarement isolée et très souvent c'est c'est la combinaison de plusieurs exploitations qui doit être considérée.

A cet effet nous allons prendre les différentes configurations décrites dans le premier chapitre.

Nous rappellerons que le régime de déformation (état de contrainte) dépend de la surface du minerai en place, il est différent d'une configuration à l'autre.

Pour la configuration (a) la voie creusée à l'avance doit être soutenue, entretenue et protégée par des epis en bois ou parfois pour augmenter la résistance par des épis remplis ~~par la roche~~ ~~stérile~~, contre l'influence de l'avancement du front de taille.

La configuration (C) est plus défavorable car on a superposition de deux maximum d'onde de pression créant ainsi une zone de haute contrainte qui accompagne l'avancement de l'exploitation (fig 12. B). La même choses pour les tailles ~~exploitées~~ en doubles unités (front décalés) (fig. 12. C), par contre les tailles exploitées en doubles unités (front alignés) ne présentent pas un grand danger du fait qu'il n'y a pas superposition des maximum d'onde de pression (fig 12. D).

Pour les configurations (f) et (g) le danger est plus grand car on est en face de deux problèmes :

Superposition de deux maximum d'ondes de pression d'une part et possibilité d'avoir un coup de terrain notamment dans le cas où, le toit, le mur, le minerai ou les trois en même temps sont susceptibles d'emmagasiner de l'énergie élastique, d'autre part (à cause du pilier abandonné pour protéger la galerie).

Cependant pour éviter le coup de terrains ou plus exactement pour contrôler le coup de terrain on détend le massif (on le rend plastique) soit en creusant dans ce massif des trous de grands diamètres; ou bien on fait des travaux de tir de camoufllette (pas de projection de roches).

Le cas le plus défavorable est celui où on est à côté des vieux travaux et que l'avancement du front de taille se fait vers ces vieux travaux (fig 14 .a) afin d'éviter cette situation les travaux doivent commencer à partir des vieux travaux (fig 14 .b).

C H A P I T R E III.

// INFLUENCE DES PARAMETRES D'EXPLOITATION ET FACTEURS NATURELS
SUR LE COMPORTEMENT DES TERRAINS.

Dans le chapitre précédent, nous avons abordé l'étude du comportement des terrains, en absence d'exploitation, et l'effet ou l'influence d'une manière générale que peut avoir une exploitation sur ce comportement, cependant le degrés d'influence de cette exploitation n'est pas constant, il est fonction d'un certain nombre de paramètres naturels et d'exploitation.

Dans ce chapitre nous présenterons l'influence de chacun de ces paramètres sur le comportement des terrains en se basant sur des études françaises faites antérieurement.

I, Les paramètres caractérisant les tailles :

Les paramètres susceptibles d'influencer le comportement des terrains sont nombreux, et sont classés en deux catégories.

A/ - Les facteurs naturels :

a - Géométriques :

- Profondeur : c'est la profondeur de la taille exploitée par rapport au niveau du sol
- Puissance du gisement
- Pendage du gisement

b - Tectonique :

Caractérisée par la présence des failles, joints, cassures naturelles.

c - Lithologie :

- Nature de la veine
- Nature des épontes

d - Géologie :

- Nombre de strates du toit
- Epaisseur des bancs du toit
- Pourcentage des bancs faibles du toit

e - Propriétés mécaniques :

- Résistance à la compression de chaque banc.

B/ - Les paramètres d'exploitation

a - Ouverture de la veine :

Plus ou moins égale à la puissance de la veine.

- b - Situation de la veine par rapport aux autres exploitations.
 - au niveau de la veine exploitée
 - au niveau des exploitations sus-jacentes ou sous-jacentes.
- c - découpage de la taille :
 - Longueur de la taille
 - Largeur ouverte de la taille
- d - abattage :
 - nature de l'abattage (mécanique, explosifs)
 - pas d'avancement
- e - soutènement :
 - Nature du soutènement (friction, hydraulique individuel, marchant).
 - Charge de pose et de coulissement
 - Coulissement
- f - organisation du soutènement :
 - distance non soutenue à front
 - distance non soutenue à l'arrière de la taille
 - nombre de lignes
 - nombre d'étauçons par mètre du front
 - retour boisage
- g - Organisation de la taille :
 - Nombre de postes par jour
 - Vitesse d'avancement qui dépend de la durée du cycle de travail.

II. - / INFLUENCE DES FACTEURS NATURELS

- a - Profondeur de l'exploitation :

Les convergences sont d'autant plus faibles que la profondeur de l'exploitation (H) est plus grande.

$$\frac{C}{\Delta x} = \alpha H^{-0,5}$$

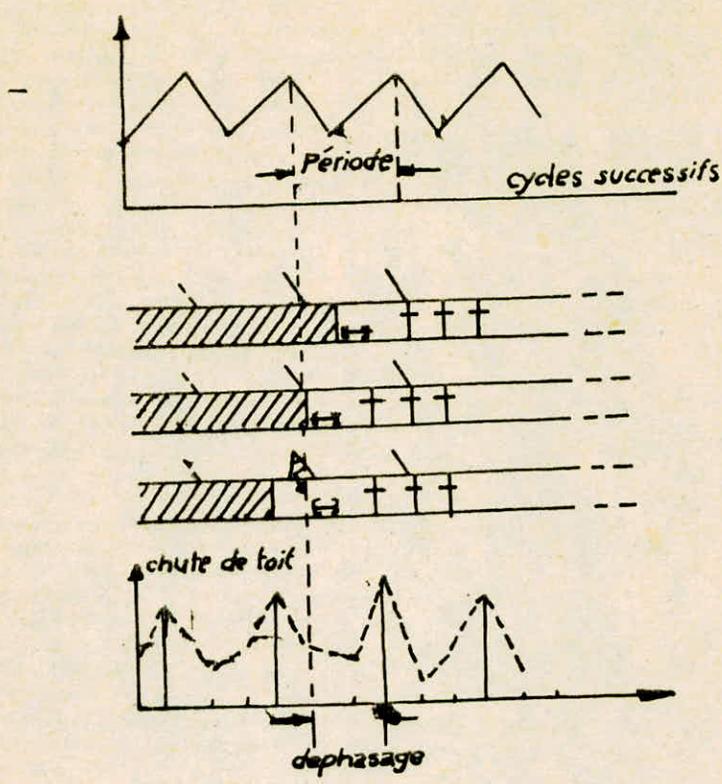
où C - Convergence moyenne en m

Δx - pas d'avancement en m

α - Coefficient de proportionnalité

FIG 15 : PERIODICITE ET CONCOMITANCE DES CONVERGENCES
ET DES CHUTES DE TOIT

[d'après Josien]



L'influence de la profondeur sur l'état de dégradation du toit n'est pas connue.

b - Les convergences ΔC observées au cours d'un cycle où le front avance d'une distance Δx sont liées à l'ouverture moyenne (w) de la veine exploitée

$$\Delta C = P w^{0,75}$$

ou α - Coefficient de proportionnalité

Par contre, on n'a pas pu ~~déceler~~ une influence nette de l'ouverture moyenne sur l'état du toit.

c - Stratigraphie:

Il est certain que la nature géologique, minéralogique, et mécanique du toit du mur et de la veine ont des influences spécifiques sur le comportement du toit, la stratigraphie notamment, c'est à dire la séquence des strates ou bancs à lithologie bien distinctes, leur épaisseur, leurs propriétés physicomécaniques et la nature des contacts entre eux déterminent les conséquences qu'entraîneront pour les bancs du toit pour l'abattage du minéral, mais cela n'a pas été réellement quantifié, jusqu'à présent.

Ce qu'on sait c'est que l'exploitation d'une taille provoque des ruptures dans les bancs du toit en avant du front, au dessus du massif en place. Ces ruptures se produisent de façon périodique ou pseudo-périodique (figure 15).

La forme des fissures ainsi que la distance entre deux ruptures successives semblent caractéristiques d'un toit donné.

d - Tectonique du gisement :

Dans la plupart des cas, les panneaux d'exploitation, sont encadrés par de grandes failles, ce qui n'exclut pas la présence d'accidents géologiques moins importante (failles, coupes, relais) difficiles à éviter à l'intérieur de ces panneaux.

Les accidents qui affectent un gisement sont en général parallèles à une direction préférentielle qui est celle des grandes failles. Lorsque le front de taille est parallèle à cette direction, le toit se dégrade davantage il y a en effet coïncidence entre la fissuration tectonique et les ruptures d'exploitation.

C'est pourquoi, les mineurs savent bien qu'on doit essayer, là où c'est possible d'orienter le front de taille perpendiculairement à la direction des accidents tectoniques.

Dans tous les cas, la présence de coupes, de failles et de toute autre irrégularité du profil de la veine a pour effet d'augmenter la fracturation, l'amplitude et la dispersion des convergences et la fréquence et l'importance des chutes de toit. De plus c'est une circonstance extrêmement défavorable du point de vue des éboulements.

e - Pendage :

L'influence du pendage sur l'état du toit n'est pas scientifiquement élucidée. On a pu seulement constater que les toits des tailles à pendage élevé semblent mieux permis, sans qu'il soit possible de séparer parmi les causes quelle est la part du pendage et celle des facteurs concomitants : remblayage hydraulique, soutènement marchant etc...

II/ - INFLUENCE DES PARAMETRES D'EXPLOITATION :

En ce qui concerne les paramètres d'exploitation, on a distingué ceux qui concernent la situation de l'exploitation par rapport aux autres exploitations : La longueur de la taille, le pas d'avancement, le soutènement, la vitesse d'avancement et le traitement de l'arrière taille.

a - Situation de l'exploitation :

On appelle facteurs de situation, ceux qui définissent la position de la taille dans le champ exploité soit au niveau de la veine, soit vis-à-vis des veines sus-jacentes ou sous-jacentes

En générale, les exploitations antérieures vont conditionner le découpage des nouveaux panneaux.

En effet leurs conséquences peuvent être extrêmement néfastes sur le comportement du toit.

Dans la même veine, si une taille rabat vers de vieux travaux, l'exploitation découpe une zone de massif non exploité entre deux zones exploitées.

Lorsque la petite dimension du pilier ainsi créée devient inférieure à un seuil critique de l'ordre d'une cinquantaine de mètres, on assiste aussi bien dans les voies que dans la taille à des effets extrêmement néfastes.

La valeur moyenne des convergences sont ainsi que leur dispersion multipliées à peu près par deux.

Parallèlement, le toit se fracture plus intensément et les chutes deviennent plus nombreuses et plus importantes.

Par conséquent chaque fois que c'est possible l'exploitation doit partir de vieux travaux plutôt que de rabattre vers eux.

De nombreux éboulements se produisent dans les zones proches de l'aplomb d'une limite d'exploitation dans une veine sus ou sous jacente. Cette influence néfaste des discontinuités provoquées par l'exploitation des veines sus ou sous jacentes a été mise en évidence sur l'amplitude et la dispersion des convergences et sur la fréquence et l'importance des chutes de toit.

L'abandon de stots dans les veines sus-jacentes perpendiculairement est défavorable. Ces constatations incitent à placer les panneaux lorsque c'est possible, en dehors des zones influencées par les discontinuités et d'effectuer une exploitation aussi complète que possible en évitant de laisser des stots.

b - Longueur de la taille :

La longueur des tailles, ne semble pas influencer sur la valeur des convergences ou sur l'importance des chutes du toit. En ce qui concerne les éboulements, on trouve que la longueur moyenne des tailles, où se sont produits des éboulements, est plus grande que celle des autres tailles. Cependant, un examen plus détaillé, montre que dans presque tous les cas, les éboulements qui se sont produits dans des tailles longues se trouvaient, en même temps au voisinage d'un rejet important.

On peut donc penser que l'action indirecte provient du fait qu'une taille a plus de chance de rencontrer des zones susceptibles de favoriser les éboulements.

c - Pas d'avancement :

La modification du pas d'avancement ne change pas la nature des phénomènes en jeu. Le système de fracturation du toit est caractérisé par le même type de cassures d'exploitation, la convergence moyenne reste la même, et enfin les chutes de toit s'amorcent d'une façon semblable quelque soit le pas.

Mais une diminution du pas d'avancement augmente la densité de fracturation du toit et les chutes de toit, en raison des cassures périodiques plus nombreuses, sont plus fréquentes et plus importantes .

FIG 16 : CONVERGENCES OBSERVEES EN FONCTION
DES CONVERGENCES THEORIQUES $0,2 W^{0,75} H^{-0,25}$
 [d'après Josien]

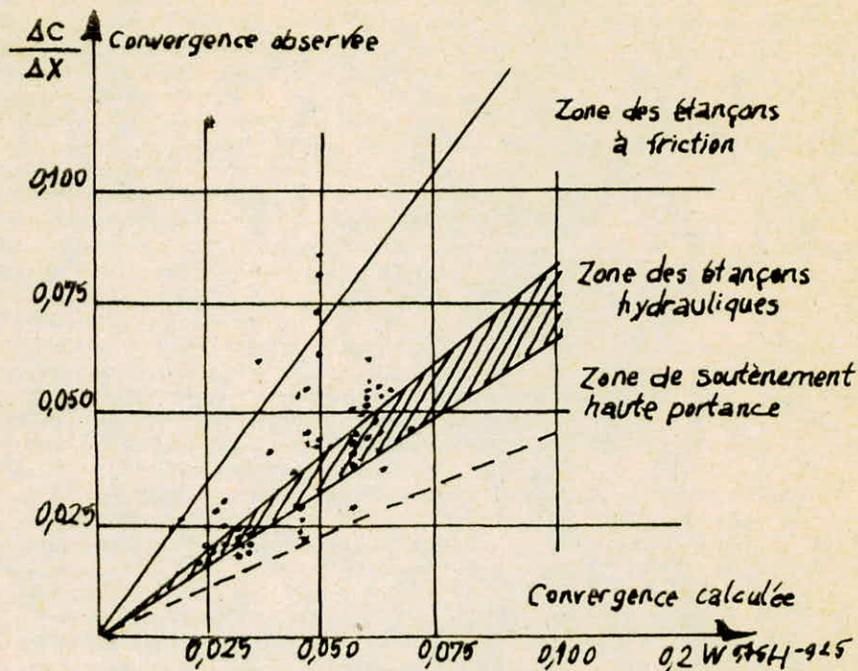
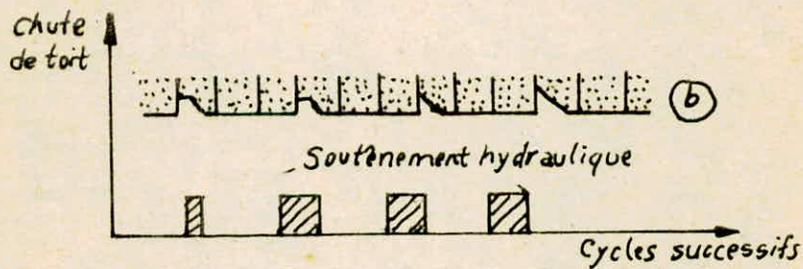
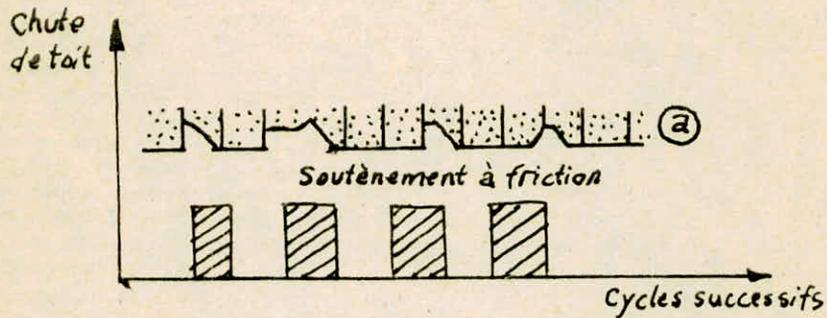
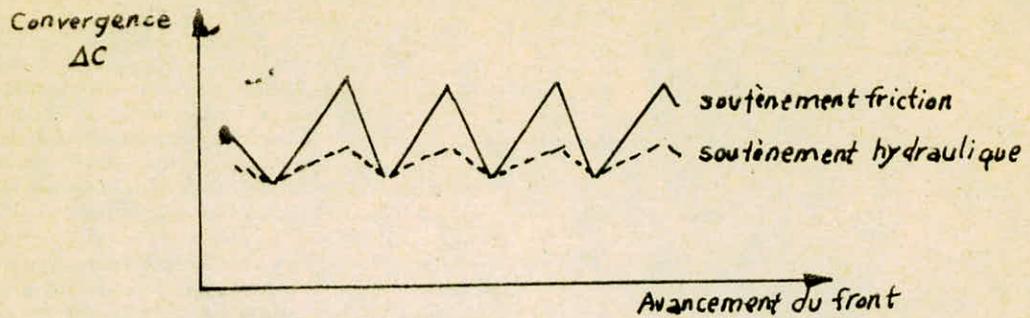


FIG 17 : DIFFERENCES DE COMPORTEMENT DU TOIT SELON LA NATURE DU SOUTÈNEMENT

d'après Josien



(a) (b) coupes systématiques du toit dans une même taille dans une zone avec soutènement à friction et dans une zone avec soutènement hydraulique

d - Soutènement :

Parmi les caractéristiques qui définissent le soutènement, sa nature, sa portance (qui dépend d'une part de son réglage et de son architecture, et d'autre part du contact "soutènement épontes). Son pas d'avancement et son organisation sont évidemment les plus importantes dans la mesure où c'est par leurs intermédiaires que l'on peut espérer modifier le comportement d'un toit.

Il est donc logique que les études entreprises aient pour objectif de préciser l'influence de ces principales caractéristiques du soutènement sur le comportement du toit.

Les résultats obtenus concernant la nature du soutènement, sa portance et son organisation, sont réunies ci-dessous :

- nature de soutènement :

Ce facteur recouvre différentes caractéristiques, telles que le principe du fonctionnement (hydraulique ou à friction), les caractéristiques géométriques et mécaniques (longueur, diamètre, la forme et les surfaces des extrémités et le support secondaire associé : chapeaux, rallonges, garnissage...etc.

Cependant nous nous limiterons ici à la distinction entre soutènement individuel à friction, soutènement individuel hydraulique et soutènement marchant.

Les convergences moyennes dans les tailles équipées d'étançons hydrauliques individuels sont systématiquement plus faibles que dans le cas d'étançon à friction : la différence relative est de l'ordre de 30% (fig 11).

En ce qui concerne le soutènement marchant, dans un certain nombre de tailles, les convergences se placent dans la zone du soutènement à friction défini sur la (figure 16) : il s'agit de taille où la convergence qui se donne pendant le ripage représentent une part importante de la convergence des épontes.

La (figure 17) montre, de façon très schématique les différences de comportement du toit entre étançon à friction ou hydraulique. On constate que la distance des cassures périodiques est sensiblement la même, par contre leur effets sont très atténués par le soutènement hydraulique, et parallèlement, l'importance des chutes de toit est très nettement diminuée, les hauteurs des chutes sont plus faibles aussi il semble que la cause essentielle réside dans la plus grande homogénéité, en général des charges

supportées par les étançons hydrauliques et dans la très grande sensibilité des toits aux inégalités de forces portantes des étançons. On constate en effet que certains étançons hydrauliques defectueux à fonctionnement irrégulier donne lieu à des convergences plus fortes et plus dispersées et à une plus grande dégradation du toit. Ainsi la mesure de convergence constitue un moyen commode de contrôle d'un soutènement dans une taille en permettant, successivement, de repérer la cause réelle des difficultés de rechercher d'y remédier et d'apprécier leurs effets.

- Portance du soutènement :

La portance d'un soutènement est une fonction de la charge de réglage des éléments du soutènement, de l'architecture de ces éléments et du contact "soutènement éponte".

* Réglage de la charge :

Le problème du réglage de la charge ne concerne que le soutènement pour lequel on dispose de deux paramètres : charge de pose et charge de coulissement. Il faut distinguer le cas des étançons individuels de celui du soutènement marchant.

En ce qui concerne les étançons individuels, les charges réelles du soutènement sont toujours inférieures aux charges nominales.

La charge de coulissement n'est atteinte généralement que très lentement après un cycle et souvent deux cycles d'abattage.

La connaissance des charges que peuvent supporter les épontes, constitue un préalable à tout choix du réglage du soutènement.

Les convergences moyennes sont d'autant plus faibles que la charge de pose et la charge de coulissement sont plus élevées.

Dans les domaines de variations des types courants de soutènements (jusqu'à 40 tonnes par étançon), le système de fracturation ne semble pas modifié par des variations des caractéristiques des étançons.

Par contre les chutes de toit qui naissent de ces ruptures y sont sensibles.

La charge de pose influe sur l'importance des chutes et il est préférable d'adopter une charge de pose la plus proche possible de la charge de coulissement. L'augmentation de la charge de coulissement entraîne une diminution de la fréquence des chutes.

En ce qui concerne le soutènement marchant, les charges réelles du soutènement sont généralement inférieures aux charges nominales mais proportionnellement plus élevées que celles observées dans le cas du soutènement individuel. Elles peuvent être sensiblement inférieures avec une dégradation des contacts entre le soutènement et le toit due à la présence de bois ou d'une couche importante de petits blocs du toit au dessus du chapeau.

Le poinçonnement des épontes est nettement plus faible lorsqu'on utilise une surface importante des chapeaux et des semelles du soutènement. En ce qui concerne la charge de pose du soutènement marchant, il semble que l'on ait à adopter une charge de pose aussi proche que possible de la charge du coulissement.

L'utilisation de charges de coulissement élevées, semble également réduire fortement la convergence et les chutes de toit, si le toit n'est pas fragile

- Architecture du soutènement :

L'architecture du soutènement est définie par le nombre, l'écartement et la disposition des éléments du soutènement, dont résulte évidemment la densité.

L'augmentation de la densité du soutènement a pour effet de répartir la même charge sur un plus grand nombre d'étauçons. La charge par étauçons étant plus faible, le poinçonnement des épontes est diminué et la convergence des épontes devient plus faible. En ce qui concerne l'état du toit, l'augmentation de la densité, ne semble pas avoir d'effet sur la système de fracturation, mais par contre, diminuer l'importance du toit.

- Nature du contact "soutènement - épontes":

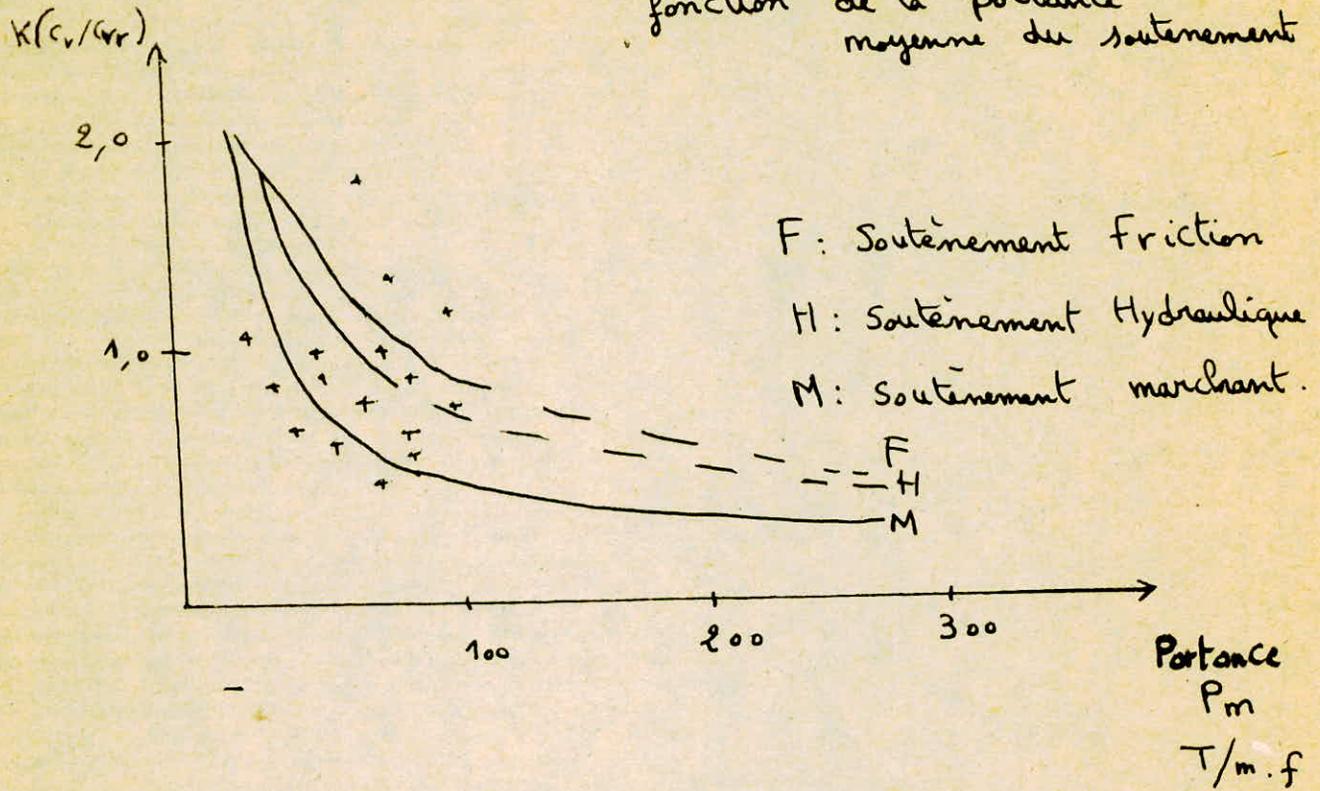
Les contacts entre soutènement et épontes jouent un rôle déterminant non seulement sur le fonctionnement du soutènement mais aussi sur le comportement du toit.

Comme nous venons de le dire, la faible résistance des épontes limite les charges, que l'on peut espérer voir prendre par le soutènement. Dans de nombreux cas, le coulissement n'atteint pas 50% de la convergence.

L'introduction de bois entre le soutènement et le toit n'est pas recommandé, dans le cas de chutes de toit et dans celui du soutènement pilot.

Figure : 18

Rapport de la convergence observée
à la convergence géométrique en
fonction de la portance
moyenne du soutènement



Dans ce dernier cas il est possible en remplaçant le bois par un chapeau métallique d'augmenter de façon sensible le rendement du soutènement. Pour certains toits, ceci se traduit par une diminution de la convergence et de la fréquence des chutes du toit. Il est donc clair que la maîtrise des contacts du soutènement et des épontes est une condition nécessaire pour que celui-ci puisse avoir un rendement correct.

Enfin en ce qui concerne l'influence de la portance du soutènement sur les convergences des épontes, les études de Josien ont montré qu'elle a une influence nette, très importante pour les portances inférieures à 100 tonnes par mètre de front et qui s'amortit ensuite. Cette influence peut être représentée par une courbe hyperbolique de même raideur pour les trois types de soutènement mais des asymptotes différentes (figure 18).

- . Soutènement à friction $K = 34/P_m + 0,36$
- . Soutènement hydraulique individuel $K = 34/P_m + 0,23$
- . Soutènement marchant $K = 34/P_m + 0,33$

où

P_m est la portance du soutènement

K est le rapport de la convergence observée (C_v) à la convergence géométrique $C_G = 0,2 W^{3/4} H^{-1/4}$

En ce qui concerne la dégradation du toit, PITSILIS a montré qu'une augmentation de la portance diminuait la courbure de la voûte formée par les blocs de toit, ainsi que la fréquence des fractures et l'importance des chutes du toit.

e - Traitement de l'arrière taille :

Les convergences dans une taille sont liées au mode de traitement de l'arrière taille et proportionnelle à un coefficient (q) dont les valeurs sont voisines de celles du coefficient (Q) relatif aux affaissements de surface /

MODE DE TRAITEMENT DE L'ARRIERE TAILLE	(q) COEFFICIENT DES CONVERGENCES AU FOND	(Q) COEFFICIENT DES AFFAISSEMENTS DE SURFACE
Foudroyant	1	0,60 - 0,80
Epis de remblai	0,60	-
Remblai coulé	0,50	-
Remblai pneumatique	0,60 - 0,70	0,60
Remblai Hydraulique	0,08 - 0,20	0,10 - 0,35

f - La durée du cycle :

La convergence est liée à la durée du cycle une augmentation de la vitesse d'avancement diminue cette durée, donc la convergence. Cela s'accompagne d'un effet bénéfique sur la dégradation du toit : diminution de la fréquence et de l'importance des chutes.

g - Le temps de découvert :

La vitesse d'avancement agit aussi indirectement par l'intermédiaire du temps de découverts, qui est le temps qui s'écoule entre l'abattage du front et la pose du soutènement. L'augmentation du temps de découvert, lors d'un arrêt de l'exploitation ou lorsqu'une difficulté réduit l'avancement, provoque une augmentation des convergences.

Elle a aussi une influence nette sur la dégradation du toit, mais cette influence est complexe, puisque c'est avec un retard de deux ou trois avancements qu'intervient l'effet néfaste d'un découvert prolongé.

[[H A P I T R E I V .

// O U T E N E M E N T

- / - S O U T È N E M E N T - / -

L'aspect géométrique de la cellule élémentaire se soutènement - formée d'un chapeau plaqué contre la couronne et porté par deux buttes ou étançons découle du fait que la plupart des gisements sédimentaires exploités par longues tailles se présentent sous forme de veines comprises entre deux surfaces à peu près parallèles et localement assimilables à des plans et qu'on a pris l'habitude de les dépiler par tranches situées entre ces épontes le plus souvent parallèles à elles.

Le rôle du soutènement est de permettre l'abattage dans les meilleurs conditions de sécurité. Son rôle cesse dès que celui-ci est terminé et le chantier remblayé ou foudroyé : c'est donc essentiellement un soutènement provisoire dont la durée de soutènement du toit n'excède pas en général quelques jours et parfois quelques heures seulement. Mais pendant cette période il va subir des efforts considérables : les mouvements de terrains ne sont jamais aussi rapides que dans cet intervalle de temps.

Et si l'on doit s'en accommoder - ce qui pose une première question : celle de l'influence possible du soutènement sur l'amplitude de ce mouvement. Il faudra bien que ce soutènement soit aussi conçu qu'il puisse accepter d'où une seconde question celle de leurs grandeurs.

Le soutènement en taille se propose donc de diriger la convergence, de façon que celle-ci se produise selon un profil assurant à tout instant la sécurité.

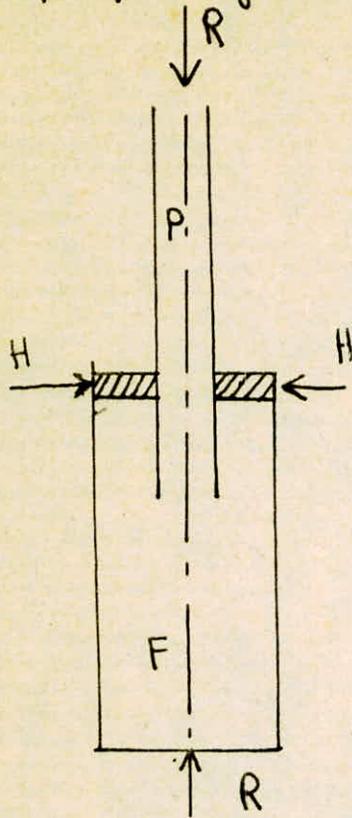
Les moyens dont nous disposons pour cela se divisent en deux genres : le soutènement individuel et le soutènement marchant.

Le soutènement individuel en bois ou métallique est bâti sur place au moyen d'éléments ; à savoir les éléments d'appui (étançons), les éléments d'applique (chapeaux) et les combinaisons qu'on peut faire pour garnir tout le front et en suivre l'avancement.

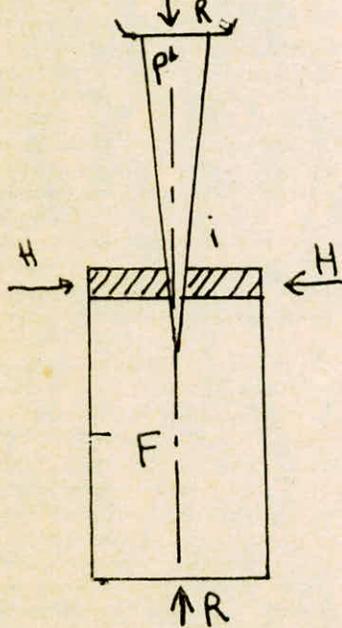
Quant au soutènement marchant il joue tous les rôles à la fois, il suffira donc de contrôler une de ces cellules pour savoir comment il fonctionne.

FIG. 19. Principe des étansons à friction

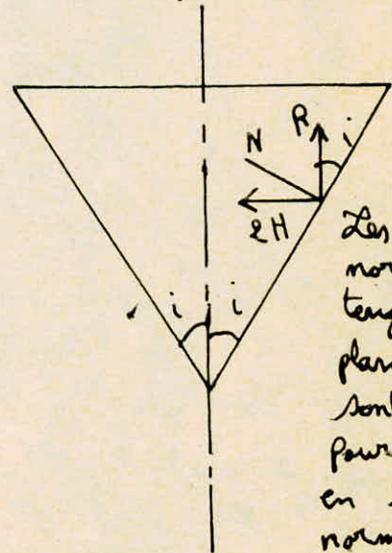
(a) poinçon cylindrique



(b) poinçon conique



Décomposition des forces



Les composantes normales et tangentielles au plan de glissement sont respectivement pour les deux faces en serrage normale; $R \sin i$ et $2H \cos i$ tangentielles; $R \cos i$ et $-2H \sin i$.

Les différents types d'étauçons qu'on peut avoir sont :

1. - Etauçons en bois
2. - Etauçons métalliques
 - a - Etauçons à friction dont le principe est la résistance au coulissement peut être obtenue :
 - Soit par simple friction
 - soit en ajoutant à la friction un effet de coin au coulissement.
 - b - Etauçons hydraulique

Dans les étauçons à simple friction, (figure 18.a); le poinçon P qui pénètre dans le fût est cylindrique. Une charge R supportée par l'étauçon développera une réaction horizontale H dans les organes de frottement du fût. Si μ est le coefficient de frottement des surfaces en mouvement relatif, le coulissement cessera si l'on peut parvenir à réaliser la condition suivante : $R = H \text{ Tang } \mu$.

Dans les étauçons où il a été ajouté à la friction un effet de coin au coulissement (figure 18.B), on donne une certaine conicité e_i au poinçon.

En ce qui concerne les dimensions, des étauçons à friction on désigne un étauçon par deux nombres qui donnent en mètres la hauteur minimale (poinçon complètement étiré).

Nous avons ainsi le tableau suivant :

0,450	-	0,630
0,490	-	0,710
0,535	-	0,800
0,585	-	0,900
0,635	-	1,000
0,760	-	1,250
0,935	-	1,600
1,140	-	2,000
1,390	-	2,500
1,715	-	3,150
2,140	-	4,000

Pour les étauçons hydraulique le principe est qu'un étauçon hydraulique est une vérin à grande course, il se compose donc essentiellement d'un cylindre et d'un piston, assortis d'organe de mise en pression et de décharge suivant le mode de mise en pression et de décharge on distingue deux types d'étauçons hydrauliques.

1. - Le fluide conserve un volume constant, circulant en circuit fermé dans les diverses parties de l'étauçons.

Les étauçons de ce type sont généralement à pompe incorporée. Le pompage a lieu par commande manuelle ou par un cerveau-mécanisme extérieur.

Le fluide utilisé est une huile ayant de bonnes qualités corrosives et une viscosité de l'ordre de 5° Engler à 20° C.

2. - Le fluide doit être apporté de l'extérieur à chaque extension ou serrage, et il est réjeté au desoutènement.

Les étauçons de ce type n'ont pas de pompe. Pour le poser, on les relie à un flexible alimenté en fluide sous pression au moyen d'un pistolet amovible.

Le fluide utilisé est de l'eau additionnée ou non d'huile soluble.

Dimensions du soutènement d'applique métallique :

Longueur : La longueur du chapeau est choisie en fonction du découvert qui peut être correctement soutenu en porte-à-faux. C'est pourquoi on trouve dans les normes de longueurs relativement faibles.

Les longueurs normales sont :

0,70 m ; 0,80m ; 0,90m ; 1,00 m ; 1,10m ; 1,20m ; 1,25 m

Largeur : La largeur du chapeau doit être telle que sa stabilité soit assurée sur son axe, on y parvient en adaptant des largeurs allant de 60 mm en couche mince à 85 mm en couche épaisse.

Hauteur : La hauteur est essentiellement déterminée par les conditions de résistance à la flexion, à la torsion et à l'écrasement.

Le soutènement d'applique est destiné à soutenir le toit entre les points d'appui que constituent les étauçons, il a comme but secondaire celui de répartir sur une large surface les réactions de l'étauçon et d'empêcher ainsi le poinçonnage en dressant et en mauvais terrain.

Par ailleurs on peut avoir également besoin de garnir le front d'une taille d'un soutènement d'applique pour éviter la chute de blocs. Si le toit est très mauvais, soit naturellement, soit parcequ'il présente des coupes dues à l'exploitation, soit pour toute autre cause, le soutènement d'applique doit être fait en bois, car seul ce matériau permet de disposer un véritable quadrillage au toit.

Le domaine de soutènement d'applique métallique se situe dans les conditions moyennes, intermédiaires entre les bonnes et les mauvaises épontes.

Dans ce dernier cas, le soutènement d'applique est appelé :

- Chapeau : si l'élément est soutenu par un seul étauçon
- **Bille** : Si l'élément est soutenu par deux étauçons
- Rallonge : si l'élément est soutenu par trois étauçons.

Coefficient d'utilisation d'étauçon (η) :



1. Caractéristique théorique d'un étauçon
 2. Caractéristique réelle d'un étauçon obtenue dans la mine
- aire S_1 : travail théorique
aire S_2 : travail réel

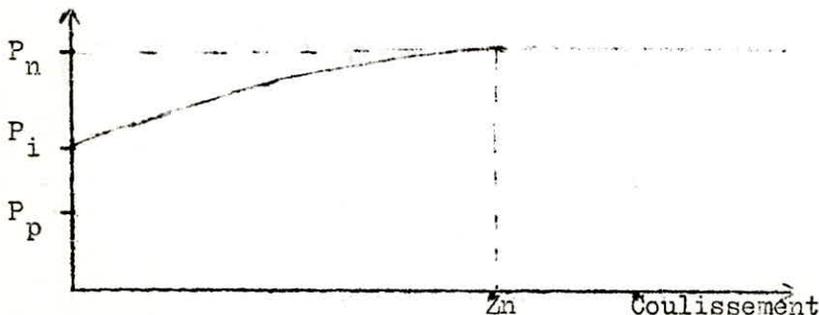
Coulissement de l'étauçon Z en (mm)

$$\eta = \frac{S_2}{S_1} \text{ Coefficient d'utilisation de la portance nominale d'un étauçon.}$$

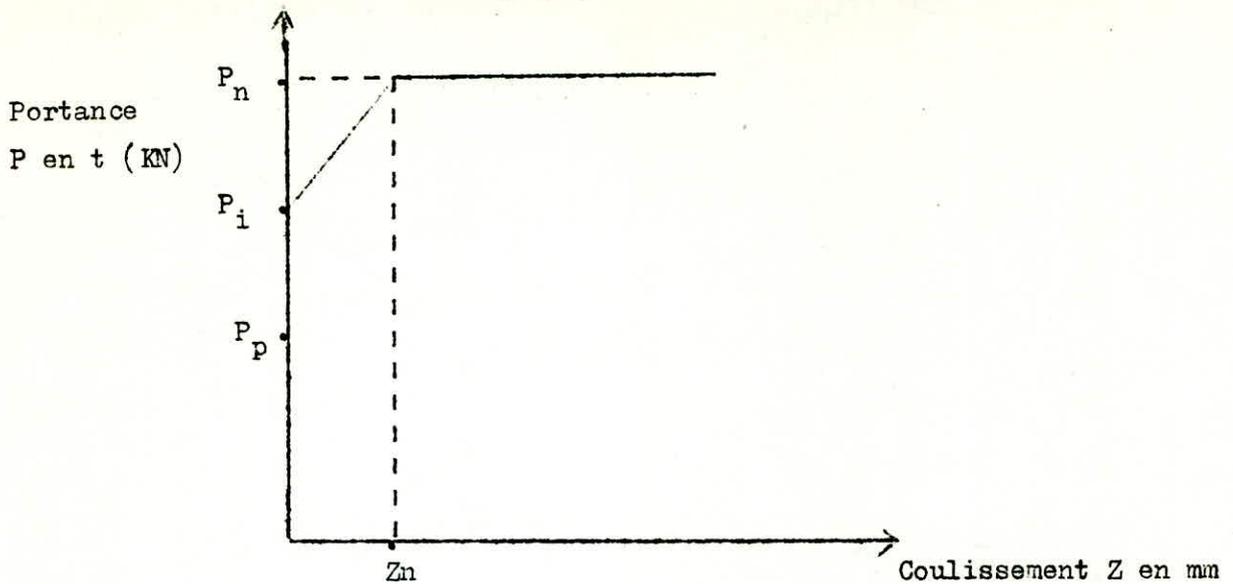
- $\eta = 0,70$ — $0,75$ pour les étauçons à friction
- $\eta = 0,90$ — $0,95$ pour les étauçons hydrauliques

Caractéristique de travail des étauçons :

Portance P, t (KN)



a) étauçon à portance retardée (souple) Z_n en mm



b) étauçon à portance rapide (rigide)

où

P_p - Charge de pose (4 tonnes ou 40 KN)

P_i - Portance initiale en t (KN) : c'est la charge au moment du commencement

P_n - Portance nominale en t (KN) : c'est la portance constante provoquant le coulissement.

Z_n - Coulissement de portance nominal : c'est la valeur du coulissement au moment d'atteindre la portance nominale.

$P_n = 30 \text{ — } 40 \text{ t , } \quad 300 \text{ — } 400 \text{ KN (étauçon à friction)}$

$P_n = 30 \text{ — } 40 \text{ t , } \quad 300 \text{ — } 400 \text{ KN (étauçon hydraulique)}$

CALCUL DE LA PORTANCE DU SOUTÈNEMENT

I N T R O D U C T I O N

On peut définir la portance nécessaire (souhaitée) du soutènement comme celle qui permet de limiter les chutes de toit et des décrochements à un niveau acceptable pour la bonne marche de l'exploitation.

Deux démarches peuvent être utilisées pour déterminer cette portance :

- On analyse les conditions d'équilibre du toit des tailles, en fonction de leurs nature et de la géométrie des chantiers, et on assigne au soutènement le rôle direct de "porteur" du toit. Sa portance sera déterminé par la décomposition des efforts lorsque le toit est en équilibre. Cette approche conduit à élaborer des modèles de comportement dans lesquels les termes de forces et de masse sont privilégiés.

- à partir des mécanismes de **dégradation** : on constate, dans certains types de chantiers que, les dégradations du toit sont liées aux mouvements des fractures juste en avant du front, mouvement qui sont directement liés aux convergences. La convergence dépend de la portance du soutènement selon une relation statistique connue. Il suffit alors d'évaluer par l'observation, pour chaque type de toit, à partir de quel seuil de convergence, apparaissent les dégradations du toit, pour déterminer la portance qui permettra de limiter la convergence à ce seuil, et donc de donner au chantier de bonnes conditions de toit.

Ces deux démarches ne sont pas contradictoires mais se complètent. Dans le cas des tailles de plateures, en particulier les tailles foudroyées, elles ont permis d'aboutir à des règles de choix de portance comme cela est présenté ci-après.

Pour la première approche nous avons retenu quatre critères classiques basés sur des modèles théoriques

- Critère poids
- Critère moment
- Critère des contraintes de cisaillement
- Critère de portance moyenne

Dans la deuxième approche (les seuils de convergences) nous avons envisagé un critère basé sur des modèles statistiques :

- Critère de la convergence géométrique (CG).

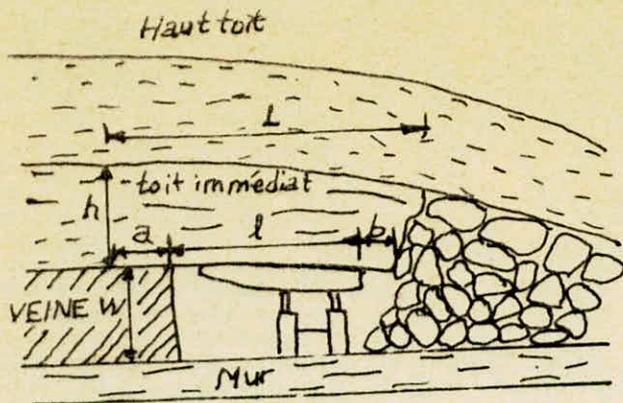


FIG 20 : CRITERE POIDS

$$P_s = h \cdot \delta \cdot L$$

- $h = W / (K - 1)$
 δ : poids spécifique
 W : ouverture équivalente
 K : coefficient de foisonnement
 h : hauteur du toit immédiat
 L : largeur du toit immédiat
 $a \approx W$
 l : largeur de la taille
 $b \approx 10 [0,3 - (K - 1)]$
 P_s : portance souhaitée

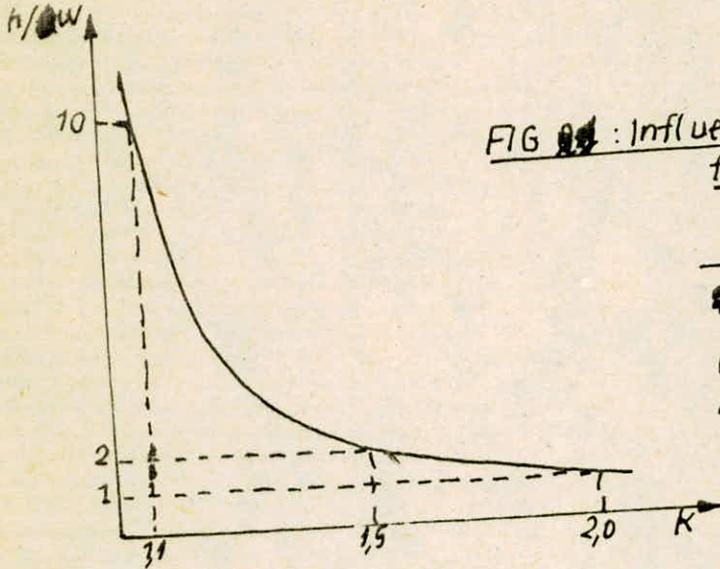


FIG 21 : Influence du coefficient de foisonnement (K)

$$\frac{h}{W} = \frac{1}{K - 1} \quad k = 1 + \left(\frac{NB}{Rc} \right)^{1/3}$$

NB: nombre de bancs dans le toit immédiat
 Rc: résistance à la compression moyenne du toit immédiat

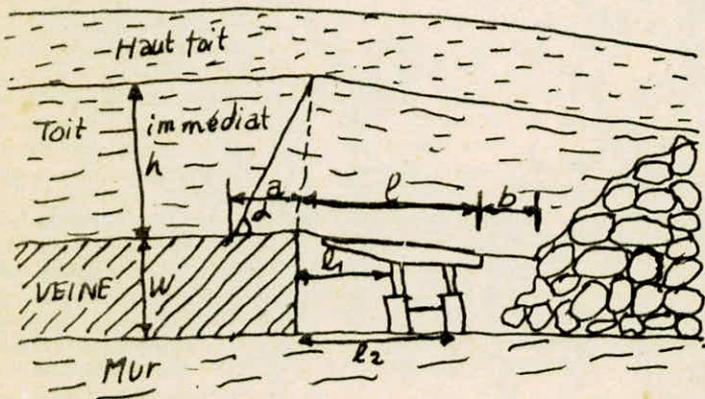


FIG 22 : CRITERE MOMENT

$$P_s = \frac{2 \delta L^2 W}{(3L + 4W)(K - 1)}$$

- P_s : portance souhaitée
 δ : poids spécifique
 W : ouverture équivalente
 L : largeur du toit immédiat
 K : coefficient de foisonnement

Les critères mécaniques :

. Critère poids :

Dés que la profondeur de l'exploitation dépasse une valeur très faible par rapport aux profondeurs partiquées, il n'est pas convenable de prévoir un soutènement capable de supporter l'ensemble du recouvrement, on considère alors qu'à partir d'une certaine hauteur (h) au dessus de la taille, les terrains gardent leur continuité et s'appuient sur les terrains foisonnés correspondant au toit immédiat.

La portance nécessaire est calculée à partir du toit immédiat toutes les méthodes se réfèrent à la première approche (Méthodes classiques) demandant d'abord de déterminer la hauteur du bas toit (figure, 20)

La hauteur (h) du bas toit est calculée à partir de l'ouverture et du coefficient (K) de foisonnement des roches du bas toit, en considérant qu'une hauteur h du bas toit foudroyé comble le vide créé par la taille (figure 21) soit : $Kh = h + w$

$$h = w/K - 1$$

La nature du bas toit, le nombre des strates et leurs propriétés mécaniques sont des paramètres qui définissent la valeur du coefficient de foisonnement pour les toits raides, épais composés de grès résistant, K doit être proche de 1,1 alors que, pour les toits fragiles se décomposant en petits blocs, K doit être plus près de 1,5

Nous avons adopté une relation empirique pour prévoir la valeur du coefficient de foisonnement à partir du nombre de bancs et de la résistance moyenne du toit :

$$K - 1 = \left(\frac{NB}{Rc} \right)^{1/3}$$

Pour un toit raide et résistant (NB = 1, Rc = 1000 Bars), elle fournit la valeur K = 1,1, tandis que pour un toit feuilleté faiblement résistant (NB = 16, Rc = 250 bars) elle fournit la valeur K = 1,4.

La hauteur (h) du bas toit dépend très fortement de la valeur de K la figure (21) montre que h = 2 w pour K = 1,5, on passe à H = 10 w pour K = 1,1 (tend évidemment vers l'infini lorsque K tend vers 1).

La méthode "Poids" consiste à modéliser simplement le blocs du bas toit que le soutènement doit soutenir. Lorsqu'une rupture se produit à front la portance du soutènement doit être telle qu'il puisse supporter l'ensemble du bas toit détaché.

La figure (20) définit les paramètres du calcul :

La forme du bloc dépend de la rupture à front et vers l'arrière taille (R_3 sur la figure)

- Soit α : l'angle de rupture à l'avant du bloc
et β : l'angle de rupture vers le foudroyage
 h : hauteur du bas toit
 w : l'ouverture de la veine exploitée
 a : la longueur déconsolidée en avant du front qui dépend de l'ouverture et de la résistance à la compression du minéral : nous choisissons en première approximation $a = w$
 b : Le porte à faux arrière, dépend de la nature du toit : un toit fragile se foudroie directement derrière le chapeau du soutènement, $b = 0$. Un toit raide peut tenir en porte à faux et b peut atteindre 2 à 3 mètres.

Nous avons adopté une formule empirique pour estimer cette distance, $b = 10 (0,3 - (K - 1))$. Elle donne des valeurs très proches des distances citées pour les tailles foudroyées. Les valeurs de $K - 1$ calculées par le formule précédente pour les tailles étudiées sont comprises entre 0,10 et 0,25. Il en résulte que L , largeur du toit supportée est égale à

$$w + 1 + 10 (0,3 - (K - 1))$$

où 1 est la largeur de l'espace de travail

La portance nécessaire par mètre de front est donc égale à

$$P_s = h \cdot \gamma \left[1 + w + 10 (0,3 - (K - 1)) + \frac{h}{2} \left(\frac{1}{\text{tag } \beta} - \frac{1}{\text{tag } \alpha} \right) \right]$$

La prise en compte des angles α et β n'est pas très importante devant les variations engendrées par les variations de K sur la valeur de la portance en général, on simplifie en considérant $\alpha = \beta$ est donc

$$P_s = \gamma \cdot h \left[w + 1 + 10 (0,3 - (K - 1)) \right]$$

d'où γ est le poids spécifique du bloc et $h = \frac{w}{K - 1}$

Critère moment :

Le modèle précédent suppose que la portance du soutènement s'oppose directement au poids du bas toit. La méthode "moment" considère que le moment des forces dues aux étaçons et du poids du front s'annulent pour empêcher la rupture du toit à front, (figure 22)

Soit P la portance du soutènement. Le moment sera, en supposant égale la portance des deux lignes du soutènement ; $\frac{P}{2} ((L_1 + a) + (L_2 + a))$

En général dans le cas d'une pile (figure 22) $L_2 = l$ et $L_1 = \frac{l}{2}$.

Dans ce cas l'égalisation des moments donne

$$\frac{P}{2} \left(\frac{3l + 4a}{2} \right) = \frac{L}{2} \cdot h \cdot \gamma \cdot L$$

$$a = w$$

$$L = w + l + 10 (0,3 + (K - 1))$$

$$h = \frac{w}{K - 1}$$

La portance souhaitée de soutènement est égale à :

$$P_S = \frac{2 \gamma w (w + l + 10 (0,3 + (K - 1)))}{(3L + 4w) (K - 1)}$$

où

γ : est le poids spécifique du bloc

cette méthode s'appliquerait plutôt dans le cas de roches résistantes donnant un toit constitué de gros blocs basculant au - dessus de la taille

Critères des contraintes de cisaillement :

Le **bloc** du toit est soumis d'une part à son poids et d'autre part à la réaction du soutènement. La rupture du toit se produit si la contrainte de cisaillement maximum dans la poutre du toit dépasse la résistance au cisaillement du toit

Pour éviter la rupture il faut donc que :

$$\tau = \frac{3}{2} \frac{P - P_m}{h} \leq \tau_w$$

P est le poids du toit

Pm la portance du soutènement par mètre linéaire de front

h la hauteur du toit immédiat

τ_w la résistance au cisaillement du toit.

En utilisant les expressions de P et h des paragraphes précédents on obtient :

$$P_s = \frac{\gamma_w L}{K - 1} - \frac{2}{3} \frac{W}{(K - 1)} \tau_w$$

ou Ps est la portance souhaitée du soutènement.

Pour pouvoir calculer la portance à partir de cette formule, nous avons fait l'hypothèse que la résistance au cisaillement est une fonction de la forme

$$\tau_w = \alpha Rc$$

où

α est une constante que nous avons cherché à déterminer de la façon suivante, la portance souhaitée s'exprime en fonction de :

$$P_s = \frac{\gamma_w L}{(K - 1) P_m} - \alpha \left(\frac{2}{3} \frac{Rc \cdot W}{(K - 1)} \right)$$

et si on la rapporte à la portance moyenne effective, on obtient

$$\frac{P_s}{P_m} = \frac{\gamma_w L}{(K - 1) P_m} - \alpha \left(\frac{2}{3} \frac{Rc W}{(K - 1) P_m} \right)$$

Cette relation est de la forme $b = y - \alpha x$

Où y et x sont calculables en fonction des caractéristiques d'une section.

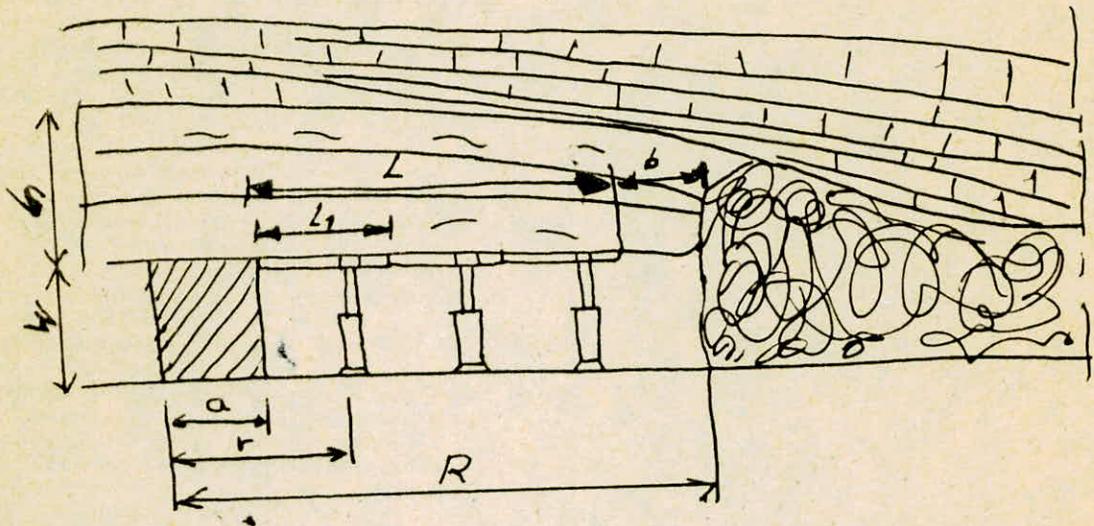
Pour obtenir la valeur α on trace le nuage de points ayant pour la valeur

$$y = \frac{\gamma_w L}{(K - 1) P_m}$$

et pour abscisse la valeur de $x = \frac{2}{3} \frac{Rc W}{(K - 1) P_m}$

et ensuite on cherche la droite $b = y - \alpha x$ qui sépare le nuage de telle façon qu'au dessous d'elle se situent presque uniquement des points correspondants à des toits pas au peu dégradés.

FIG. 23.



L'équation de la droite obtenue s'écrit :

$$\frac{P_s}{P_m} = 1,43 \frac{\gamma \cdot w \cdot L}{(K-1) P_m} - \frac{Rc}{400} \cdot \frac{2w}{3(K-1) P_m}$$

La portance souhaitée du soutènement calculée à partir de ce critère est égale à :

$$P_s = 1,43 \frac{\gamma \cdot w \cdot l}{(K-1)} - \frac{Rc}{400} \cdot \frac{2w}{3(K-1)}$$

On peut remarquer la faible valeur obtenue ainsi pour $\tau_H = \frac{Rc}{400}$ elle de l'ordre de quelques bars.

Critère de la portance moyenne : (figure 23)

Portée du toit soutenu

$$L = 3 L_1$$

$$h = 1,30 w^{0,33}$$

où

$$a = w$$

L_1 - portée du chapeau

$$b = 10 [0,3 - (K-1)]$$

K = Coefficient de foisonnement

$$P = h \int_0^R \frac{r \, dr}{0,222 - 0,01095}$$

$$P = 1,30 w^{0,33} \int_0^R \frac{r \, dr}{0,222 - 0,01095}$$

$$P = \frac{1,30 w^{0,33}}{L} \int_0^R \frac{r \, dr}{0,222 - 0,01095} \quad \text{en t/m}^2 \text{ portance moyenne}$$

$$a = \frac{0,222}{0,01095}$$

$$\int \frac{r \, dr}{0,222 - 0,01095} = - \frac{1}{0,01095} \int \frac{r \, dr}{r - \frac{0,222}{0,01095}} = - \frac{1}{0,01095} \int \frac{r \, dr}{r - a}$$

$$+ \int \frac{r \, dr}{r - a} = \int \frac{r - a + a}{r - a} \, dr = \int \left(1 + \frac{a}{r - a} \right) \, dr$$

$$= + (r + a \ln / r - a)$$

$$\int_0^R \frac{r dr}{0,222 - 0,01095} = - \frac{1}{0,01095} (r + a \operatorname{Ln} / r - a/) \int_0^R$$

$$= - \frac{1}{0,01095} (R + a \operatorname{Ln} (R - a/) - a \operatorname{Ln} /a/)$$

$$= - \frac{1}{0,01095} R + a \operatorname{Ln} \left| \frac{R - a}{a} \right|$$

$$P = \frac{1,30 \cdot V^{0,33}}{0,01095 L} \left[R + a \operatorname{Ln} \left| \frac{R - a}{a} \right| \right] \text{ en } (t/n^2)$$

critère de suils de convergences (Modèles statistique)

La méthode fait intervenir la notion de seuil de convergence au-dessus duquel se produit la dégradation du toit. Les études de comportement du toit ont en effet montré que les fractures sur lesquelles s'amorcent les chutes de toit sont celles qui se produisent juste en avant du front (fracture primaire) lors de la formation de la voule du toit. Si le soutènement permet de limiter le déplacement du toit à un niveau compatible avec sa résistance, les fissures n'évoluent pas.

. Critère de la convergence géométrique :

De l'ensemble des études effectuées principalement dans les bassins houillers français, il e été possible d'exprimer la convergence des épontes en fonction de la géométrie du chantuer. La convergence par mètre d'avancement en mm/mètre peut s'ecrire.

$$C_v = \frac{200 (qw)^{0,75}}{H^{-0,25}}$$

Où q est un coefficient qui dépend du traitement de l'arrière taille, égale à 1 pour la profondeur le foudroyage, 0,6 pour le remblayage pneumatique et 0,13 pour le remblayage hydraulique.

w est l'ouverture de la taille et H sa profondeur la quantité

$$\frac{200 (qw)^{0,75}}{H^{-0,25}} \text{ appelée la convergence géométrique notée } (C_G)$$

tenant compte de la portance du soutènement, cette formule a pu être améliorée en écrivant la convergence : $C_v = C_G \left(\frac{34}{PM} + 0,33 \right)$

Où PM est la force portante du soutènement en tonnes/mètres de front
L'interprétation de cette dernière formule conduisait alors aux remarques suivantes :

- Le facteur prédominant qui fixe la déformation du toit est l'affaissement final (qw) qui est directement proportionnel à l'ouverture exploitée.
- Une partie de la convergence est inéluctable et ne peut être limitée par le soutènement.
- Le rôle joué par le soutènement au fur et à mesure que l'on augmente la portance, mais le niveau à partir duquel l'influence devient négligeable dépend de la convergence géométrique. La méthode du seuil de convergence fait intervenir une limite de la convergence au-dessus de laquelle se produit la dégradation du toit. La condition $C_v \leq \text{seuil } C_{Vo}$ permet d'introduire la notion de portance souhaitée Ps; celle qui permettrait de limiter la convergence à la valeur C_{Vo} :
$$Ps = \frac{34 CG}{C_{Vo} - 0,33 CG}$$

où CG est la convergence géométrique rendant compte des conditions de la taille C_v est le seuil de convergence du type de toit

Nombre et densité d'étauçons :

La distance entre les rangées et entre les etauçons dans la rangée (la densité d'étauçons) sont déterminées en fonction de la portance demandée (trouvée d'après un des critères présentés ci-dessus), de la portance nominale d'étauçons et du coefficient d'utilisation d'étauçons.

Pour un schéma donné de soutènement dans le front de taille P étant déjà calculée d'après un des critères présentés ci-dessus, on peut trouver la densité de soutènement (nombre d'étauçons par m² de surface du toit à soutenir suivant la formule :

$$P = P_n \cdot n \cdot \eta$$

où

P_n - portance nominale en (t)

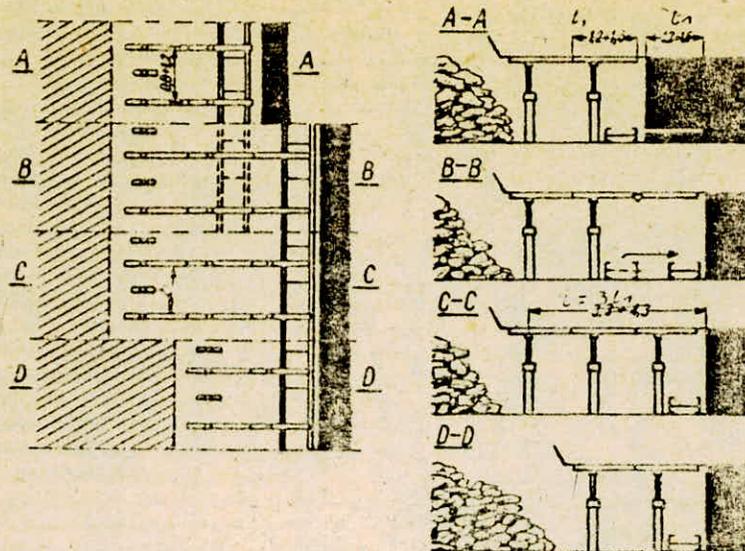
n - densité d'étauçons, pièces/m²

η - Coefficient d'utilisation d'étauçons

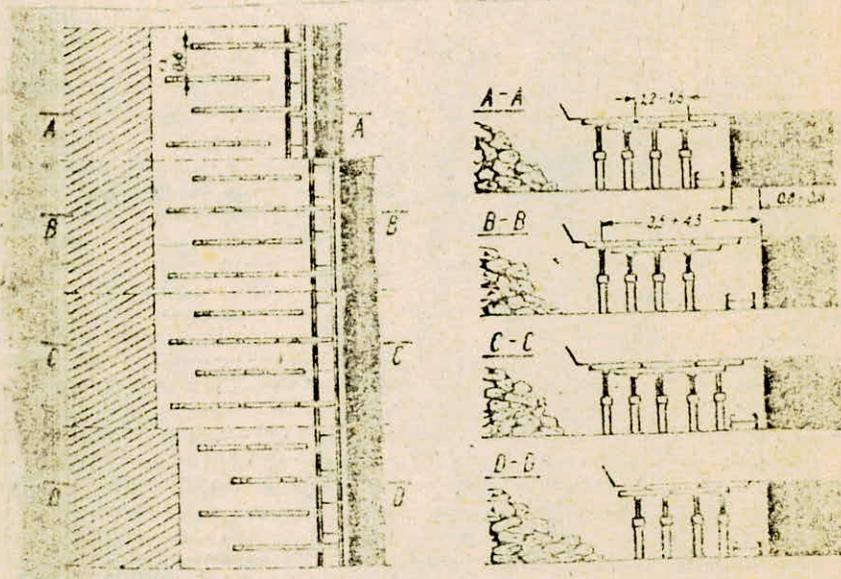
La densité $n = \frac{P}{A}$ pièces/m²

où

A - nombre d'étauçons dans une rangée (répartition en ligne) et dans deux rangées (répartition en triangle).



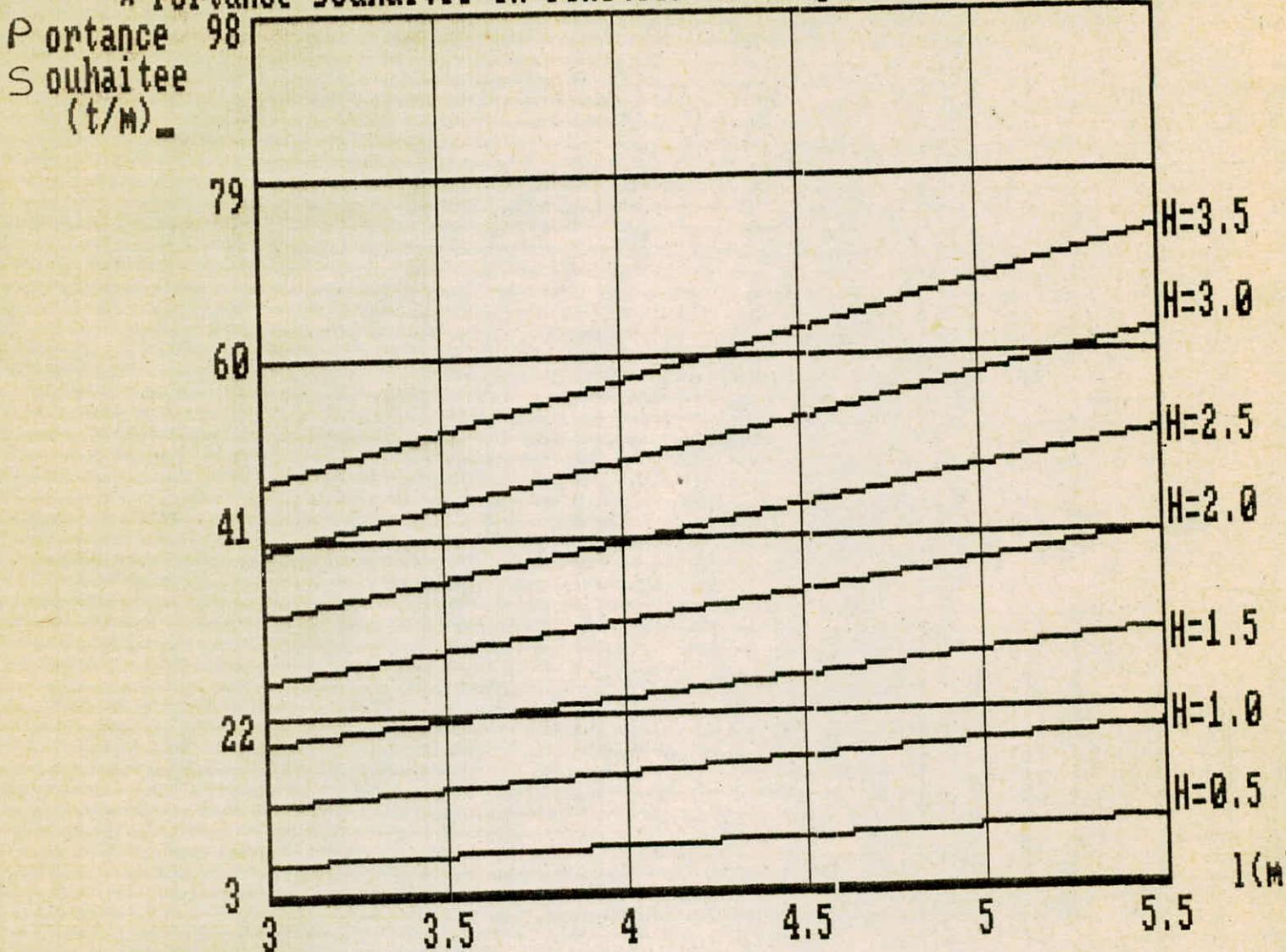
a) Repartition des etançons en ligne



b) Repartition des etançons en triangle

FIG: 25

* Portance souhaitee en fonction de la portee du toit soutenue *



75

A - Surface soutenue en m^2

étant donné que

a - distance entre les axes symétrie des rangées pour la répartition de soutènement en triangle.

b - distance entre les axes de symétrie des rangées pour la répartition de soutènement en ligne.

On obtient :

$$n = \frac{3}{b \cdot l} \text{ pièce /m}^2 \text{ en ligne}$$

$$n = \frac{5}{2a \cdot l} \text{ pièce en triangle}$$

donc :

$$P = Pn \cdot \frac{3}{b \cdot l} \cdot \eta \quad \eta \quad \text{====} \quad b = \frac{3Pn \cdot \eta}{\bar{P} \cdot L} \text{ en ligne}$$

$$P = Pn \cdot \frac{5}{2 \cdot a \cdot l} \cdot \eta \quad \eta \quad \text{====} \quad a = \frac{5}{2} \frac{Pn \cdot \eta}{\bar{P} \cdot l} \text{ en triangle}$$

Il est indensable que les conditions suivantes soient remplies

$$0,7 \leq b \leq 1,2 \text{ m en ligne}$$

$$0,6 \leq a \leq 1,0 \text{ m en triangle}$$

Si elle ne sont pas vérifiées il faut changer la portance nominale des étançons.

La figure 25 représente la variation de la portance souhaitée en fonction de la portée du toit **soutenu** dans les conditions suivantes pour différentes valeurs de valeurs de \bar{H} , allant de 0,5 jusqu'à 3,5m

$$K = 1,1$$

$$l = 3l_1 \text{ (trois étançons par rangée)}$$

$$= 2,5 \text{ T/m}^3$$

d'après cette figure on peut tirer deux conclusions.

1. Pour une même portée du toit soutenue, la portance est d'autant plus grande que l'épaisseur du toit immédiat est grande

2 - Pour une même épaisseur du toit immédiat la portance sera d'autant plus élevée que la portée du toit soutenu est grande.

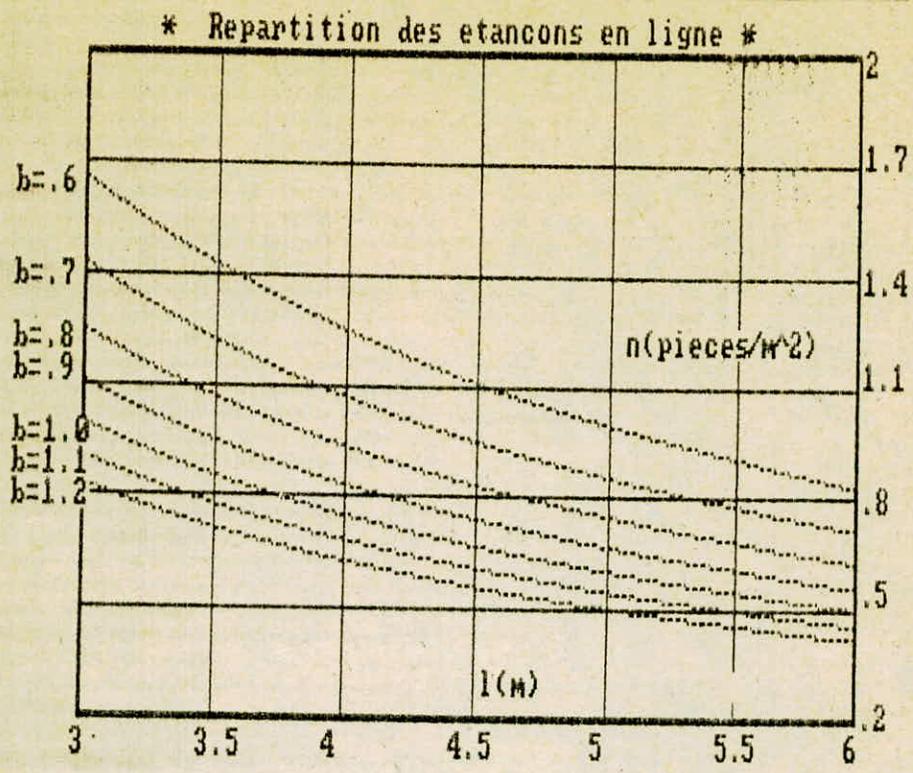
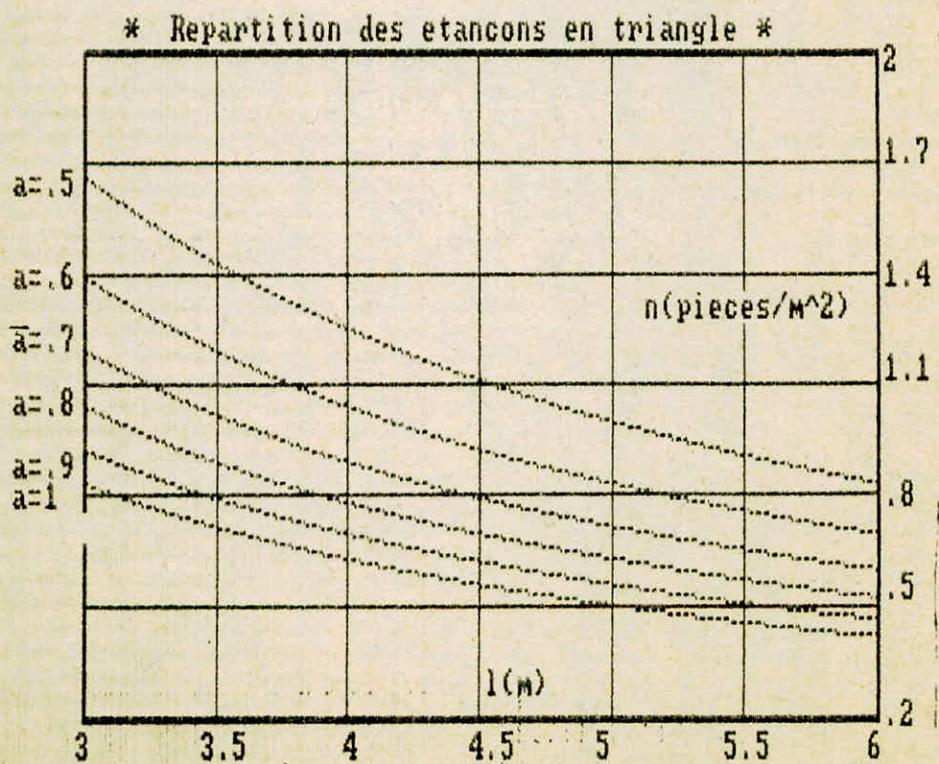


FIG : 27



Les figures 26 et 27 nous montrent que pour une même distance entre deux rangées la densité d'étañon est d'autant plus grande que la portée du toit soutenu est petite. Elles montrent aussi que pour une même portée de toit soutenu la densité d'étañon est d'autant plus grande que la distance entre deux rangées est grande.

Remarque : dans l'interprétation de la courbe 26 et 27 les autres paramètres sont supposés constant.

(C (C) M/ (C H H H H (C) M/

L'exploitation de tailles dans une veine provoque un déséquilibre dans les terrains environnants qui se traduit par des déplacements d'ensemble et des variations de contraintes faisant subir aux ouvrages miniers des effets généralement néfastes.

On peut classer ces effets en :

- Effets dynamiques :

- . L'effet frontal ou de culée frontale qui accompagne un front de taille en progression (il intéresse la couche exploitée et le volume environnant)
- . L'effet pilier ou stot temporaire, lorsqu'une taille se dirige vers d'anciens travaux dans la même couche. Cet effet intéresse également ce qui se passe dans la couche exploitée elle-même et le volume environnant.

- Effets statiques :

- . Effet latéral, ou de culée frontale, ou de limite d'exploitation, concerne aussi bien la veine exploitée que l'espace environnant, c'est un effet statique dans son état final.
- . Effet stot qui est l'influence stabilisée dans le volume sus ou sous - jacent d'un pilier définitif ou stot abandonné dans une veine en exploitation.

En général, un stot n'affecte que les terrains en dessus et surtout en dessous de lui.

Pour faire face à tous ces effets dont l'existence de la majorité est inévitable et pour permettre de sécuriser et d'assurer la continuité des travaux, nous nous efforçons de choisir les paramètres d'exploitation qui amélioreraient la mauvaise influence des facteurs naturels sur le comportement des terrains ou bien au contraire profiter de la bonne influence des dits facteurs naturels sur les dits comportement, en insistant surtout sur les paramètres que nous jugerons les plus importants qui soient.

- La bonne conduite des travaux : qui consiste à éviter certaines situations dangereuses décrites au chapitre II et à choisir une vitesse d'avancement **du front optimal** qui nous permettrait d'assurer la sécurité et la continuité.

- Le choix optimal du soutènement : qui consiste à choisir le type de soutènement qui convient le plus aux conditions d'exploitation et qui vérifie certains **critères** dont les plus importants sont la portance souhaitée et la répartition optimale des éléments de soutènement.

Ce travail à caractère théorique aurait été beaucoup plus complet et aurait servi **davantage** le secteur minier Algérien s'il avait été complété par une campagne de mesure à travers les mines du pays, lesquels auraient rendu possible une confrontation avec les résultats théoriques et tirer des conclusions générales sur les lois de comportement. Cela a été rendu impossible pour de multiples problèmes qui ont empêché la réalisation de la dite campagne, malgré cela, nous espérons que ce travail sera un apport bénéfique au secteur minier.

- / - // B I B L I O G R A P H I E

- Volume d'influence
(Cerchar)

- Thèse d'Etat
(Ecole des mines de Nancy)

- PORADNIK CORNIKA
Imp "SLACK" KATOWICK (POLOGNE)

