

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GÉNIE MINIER

المكتبة - المكتبة
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

**ANALYSE DE L'INFLUENCE DES FACTEURS
NATURELS ET DES PARAMÈTRES D'EXPLOITA-
TION SUR LE COMPORTEMENT DES TERRAINS
DANS LA METHODE D'EXPLOITATION PAR
CHAMBRES ET PILIERS.**

Proposé par :

S. PLANETA

Etudié par :

BELANTEUR NAZIM

Dirigé par :

S. PLANETA

Promotion : Juin 1989

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GÉNIE MINIER

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

**ANALYSE DE L'INFLUENCE DES FACTEURS
NATURELS ET DES PARAMÈTRES D'EXPLOITA-
TION SUR LE COMPORTEMENT DES TERRAINS
DANS LA METHODE D'EXPLOITATION PAR
CHAMBRES ET PILIERS.**

Proposé par :

S. PLANETA

Etudié par :

BELANTEUR NAZIM

Dirigé par :

S. PLANETA

Promotion : Juin 1989

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE



DEPARTEMENT GENIE-MINIER

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ANALYSE DE L'INFLUENCE DES FACTEURS NATURELS
ET DES PARAMETRES D'EXPLOITATION SUR LE
COMPORTEMENT DES TERRAINS PAR LA METHODE
D'EXPLOITATION PAR CHAMBRES ET PILIERS

Proposé par
STEPHAN
PLANETA

Etudié par
NAZIM
BELANTEUR

Dirigé par
STEPHAN
PLANETA

PROMOTION : JUIN 1989

--oOo-- DEDICACE --oOo--

Je dédie ce modeste travail à :

- ma mère et mon père,
- ma soeur Samia et mon frère Malek,
- mes Grands-Parents,
- la mémoire de mon oncle ZIZI Abdellah,
- la mémoire de ma tante NANA Rkouiya,
- ceux qui me sont chers.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

--oOo-- R E M E R C I E M E N T S --oOo--

Je remercie mon promoteur Monsieur M.S PLANETA pour le précieux concours qu'il m'a apporté pour que ce travail voit le jour.

Je remercie également tous ceux qui, de près ou de loin, ont aidé à sa réalisation.

--oOo-- S O M M A I R E --oOo--

CHAPITRE I : Introduction

Chapitre II : Présentation de la méthode d'exploitation
par chambres et piliers

II-1 Généralités

II-2 Principe

II-3 Conditions d'emploi

II-4 Technologie

II-4.1 Travaux préparatoires

II-4.2 Abattage du minerai

II-4.3 Chargement et transport du minerai

II-4.4 Soutènement

II-5 Avantages et inconvénients

II-5.1 Avantages

II-5.2 Inconvénients

CHAPITRE III: Analyse de l'influence des paramètres d'exploit-
ation et des facteurs naturels sur le comporte-
ment des terrains.

III-1 Comportement des terrains

III-1.1 Les grandes théories

III-1.1.1 Généralités

III-1.1.2 Les modèles du dôme

III-1.1.3 Conclusion

III-3 Présentation des facteurs naturels et
paramètres d'exploitation

III-2.1 Introduction

III-2.2 Facteurs naturels

III-2.2.1 Pendage de la couche

III-2.2.2 Puissance de la couche

- III-2.2.3 Propriété mécaniques des roches
 - III-2.2.3.1 Influence de la fissuration
 - III-2.2.3.2 Influence de l'humidité
 - III-2.2.3.3 Influence de la stratification
 - III-2.2.3.4 Influence de la profondeur
- III-2.3 Présentation des principaux paramètres d'exploitation
 - III-2.3.1 Vitesse d'exploitation
 - III-2.3.2 Mode de traitement des vides résultant de l'exploitation.
 - III-2.3.3 Dimensionnement des chambres et piliers.
- III-3 Choix des paramètres d'exploitation et facteurs naturels qui influent sur le comportement des terrains.
 - III-3.1 Introduction
 - III-3.2 Dimensionnement des chambres et piliers
 - III-3.2.1 Propriétés mécaniques des roches (résistance de la compression).
 - III-3.2.1.1 Résistance à la compression.
 - III-3.2.2 Dimensionnement des chambres et piliers
 - III-3.2.2.1 Introduction
 - III-3.2.2.2 Généralités sur le dimensionnement des chambres et piliers
 - III-3.2.2.2.1 Calcul des dimensions des piliers
 - III-3.2.2.2.2 Variation de comportement d'un pilier avec la variation de certains paramètres techniques ou facteurs naturels.

CHAPITRE IV : Modèles utilisables pour décrire le comportement des excavations souterraines soutenues par des piliers (Modèle de l'aire tributaire). Approche énergétique de la stabilité des excavations soutenues par des piliers.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

IV-1 Approche énergétique de la stabilité des excavations soutenues par des piliers.

IV-1.1 Introduction

IV-1.2 Développement mathématique

IV-1.3 Conclusions

IV-1.3.1 En fonction du taux de defruitement :

IV-1.3.2 En fonction de la distance au centre de l'exploitation

IV-2 Modèles utilisables pour décrire le comportement des excavations soutenues par des piliers (Modèle de l'aire tributaire).

IV-2.1 Introduction

IV-2.2 Dans le cas de piliers abandonnés

IV-2.3 Modèle de l'aire tributaire

IV-2.4 Cas de piliers récupérés.

IV-3 Comparaison des contraintes mesurées in situ au calcul (HORDAIN). Surveillance des piliers

CHAPITRE V : Calcul de la stabilité des chantiers d'exploitation soutenues par des piliers en utilisant des modèles théologiques. Applications.

V -1 Introduction

V -2 Le modèle de comportement élasto-plastique parfait.

V -3 Le modèle de comportement élasto-plastique radoucissant.

V -3.1 Modèle rhéologique

V -3.2 Modèle géométrique

V -4 Modèle de comportement élasto-fragile.

V -4.1 Calcul de WILSON

V -5 Application

V -5.1 Introduction

V -5.2 Données du problème

V -5.3 Présentation des différents cas de comportements.

V -5.3.1 Cas du milieu élastique

v -5.3.2 Cas du milieu élasto-
plastique parfait.

V -5.3.3 Cas du milieu élasto-fragile.

V -6 Exemples concret relatifs aux différents modèles
de comportement des terrains.

V -6.1 Cas du milieu élastique.

V -6.2 Cas du milieu élasto-plastique parfait.

V -6.3 Cas du milieu élasto-fragile

V -7 Conclusions à tirer à la lumière de l'étude des
piliers à l'état élasto-plastique parfait et
élasto-fragile.

CHAPITRE VI : CONCLUSION

CHAPITRE I

INTRODUCTION

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

La stabilité des terrains autour des chantiers d'exploitation est très importante pour le bon déroulement des travaux miniers.

C'est pour cela que l'étude et le calcul de la stabilité des terrains et des cavités souterraines sont très importants et passent d'abord par l'analyse de l'influence de certains paramètres d'exploitation, ainsi que de certains facteurs naturels sur le comportement des terrains pendant l'exploitation par une des nombreuses méthodes d'exploitation souterraines en général et par chambres et piliers en particulier (notre cas).

Cette analyse s'effectue généralement en choisissant le modèle rhéologique simple le plus adéquat, et qui donnerait ou pourrait être la meilleure interprétation pour les phénomènes physiques qui se produisent réellement au sein du massif rocheux.

Pour notre étude, nous nous limiterons à analyser l'influence des principaux paramètres d'exploitation et facteurs naturels sur le comportement des terrains pendant l'exploitation par chambres et piliers et la présentation de quelques modèles rhéologiques qui pourront nous donner une bonne interprétation des phénomènes physiques se produisant dans le massif rocheux comme signalé ci-dessus.

En outre, cette présentation, nous essayerons dans la mesure du possible, d'appliquer pour des cas concrets en Algérie, apportant ainsi une petite contribution à la résolution de certains problèmes rencontrés ou qui seront rencontrés dans les mines Algériennes, utilisant la méthode d'exploitation par chambres et piliers.

C H A P I T R E I I

PRESENTATION DE LA METHODE
D'EXPLOITATION PAR CHAMBRES ET PILIERS.

PRESENTATION DE LA METHODE D'EXPLOITATION PAR CHAMBRES ET
PILIERES :

II-1 GENERALITES :

La diversité et l'abondance des formes de gisements, de leurs conditions de formation et d'accumulation, a poussé et a contraint les chercheurs et les spécialistes dans le domaine de l'exploitation minière, à développer et à mettre en pratique de nombreuses méthodes d'exploitation (de dépilage), dont de nombreuses sont souterraines, basées ou classées le plus souvent d'après le mode de traitement des vides créés par l'exploitation.

Parmi toutes ces méthodes d'exploitation souterraine, se trouve la méthode de dépilage par chambres et piliers, qui est parmi les plus anciennes dans l'art des mines et qui reste aussi l'une des plus utilisées, surtout depuis 1930, date à partir de laquelle la méthode a connu un grand développement, incarné par la mécanisation de la plupart des travaux (forage des trous de mine, transport et soutènement) et les nombreuses variantes actuellement utilisées dans plusieurs mines en activité et cela à cause des nombreux avantages qu'elle offre et dont on reparlera dans les sous-chapitres suivants.

II-2 PRINCIPE :

Elle consiste, en l'enlèvement d'une partie de la matière utile, en prenant le soin de laisser en place des piliers de dimensions telles que le support du toit soit possible. Les vides créés par l'exploitation du minerai sont conservés sans remblayage, ni foudroyage, par ou sans un boulonnage systématique du toit.

Suivant, la variante utilisée, les piliers peuvent être abandonnés ou récupérés. (FIG. 3.II)

II-3 CONDITIONS D'EMPLOI :

L'application de la méthode d'exploitation par chambres et piliers ne peut se faire sans que le gisement et les massifs l'entourant ne remplissent des conditions dont les principales sont les suivantes :

- 1- Une puissance de la couche variant généralement de 2 à 30 m;
- 2- Un massif résistant, en particulier le toit et le mur;
- 3- Des gisement en plateaux ou moyennement pentés (30 à 35°) en signalant cependant que ces dernières années et vu surtout la mécanisation des travaux, cette méthode est utilisée pour des gisements semi-dressants ou dressants;
- 4- La profondeur de la couche ne doit pas dépasser 700 à 800 m, dans les cas où les piliers seraient abandonnés et aussi au cas où la résistance mécanique des roches serait assez faible;
- 5- Cette méthode est surtout utilisée pour des minerais à bas prix ou à faibles teneurs, notamment dans le cas de l'abandon des piliers, à cause des pertes que ce procédé engendre.

II-4 TECHNOLOGIE :

Après l'ouverture du gisement, la méthode suit des étapes dans un ordre chronologique bien établi, le détail de ces opérations à effectuer durant chaque étape est présenté dans ce qui suit et sur les figures 1, 2 et 3 II.

II-4.1- Travaux préparatoires :

On peut mettre dans cette phase, la préparation des panneaux d'exploitation, en traçant les galeries d'aérage et de transport ainsi que deux (2) autres galeries latérales.

Les panneaux ont généralement une largeur de 50 à 150 m et exceptionnellement de 200 à 300 m dans le cas de l'emploi de matériel automoteur, les panneaux sont séparés entre eux par des piliers de 8 à 25 m (40 m) de largeur.

II-4.2 Abattage du minerai :

Dans cette méthode, la plus grande partie du minerai est celle abattue lors de la phase consacrée à la formation des piliers généralement de section carrée ou rectangulaire et parfois circulaire, de dimensions (5 à 15 m) x (5 à 30 m) pour ce qui est de la section destinée à supporter le toit, le reste du minerai est récupéré dans la phase rabattante, quand celle-ci est entreprise dans une opération appelée "amaigrissement".

L'abattage se fait par des trous de mines forés par une foreuse à deux bras ou plus, forant en même temps. Cette foreuse est alimentée par l'électricité, le front d'abattage a une forme en dents de scie, ce qui permet de multiplier le nombre de surfaces de dégagement.

Le chargement des trous se fait soit mécaniquement ou manuellement, l'explosif généralement utilisé est le nitral ammoniac ($\text{NH}_4 \text{NO}_3$), introduit en vrac à l'aide d'une conduite souple et une cuve à air comprimé montée sur un camion, les détonateurs utilisés sont à retard ou à micro-retard.

II-4.3 Chargement et transport du minerai :

De grandes possibilités s'offrent à nous, en effet, tous les types de transport et de chargement sont utilisés, à savoir les convoyeurs à bandes et à raclettes, les sknappers, les chargeuses à bennes frontales, ainsi que le transport sur rail.

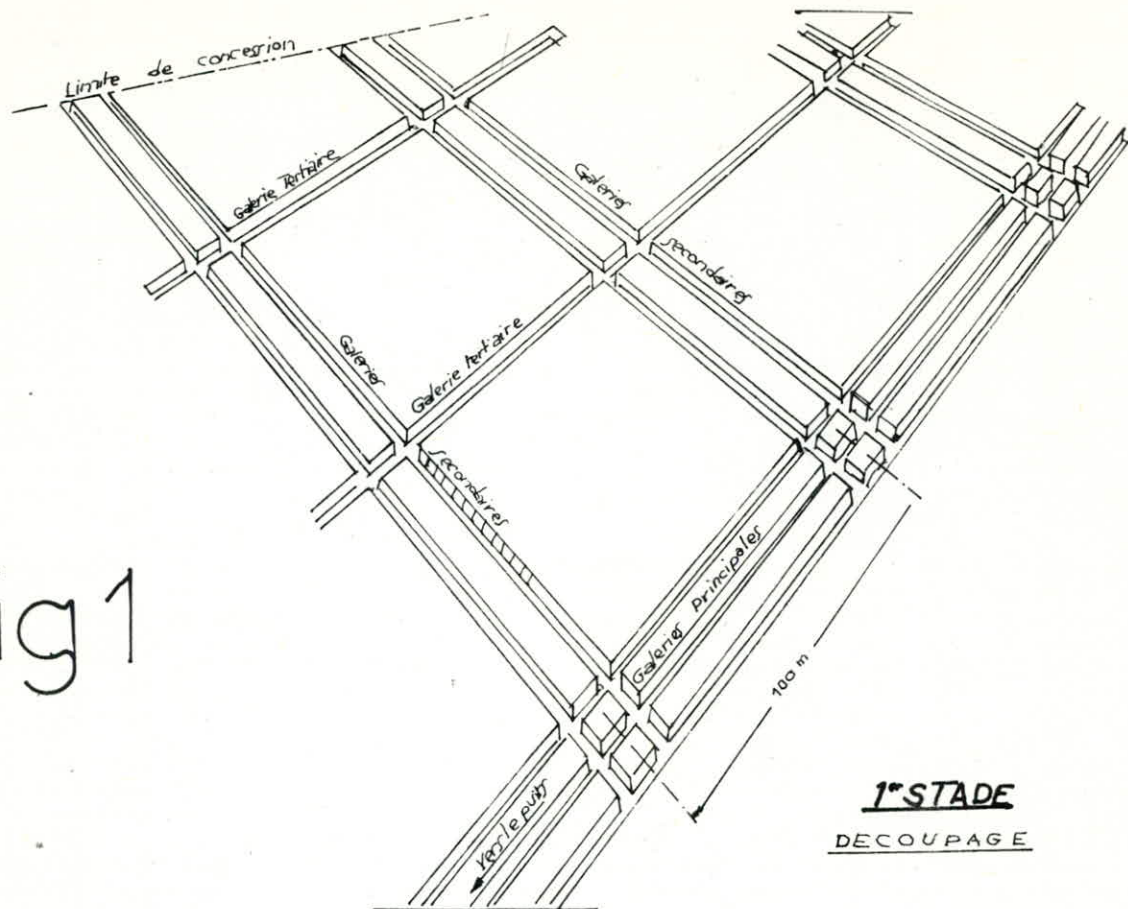


fig 1

1^{er} STADE
DECOUPAGE

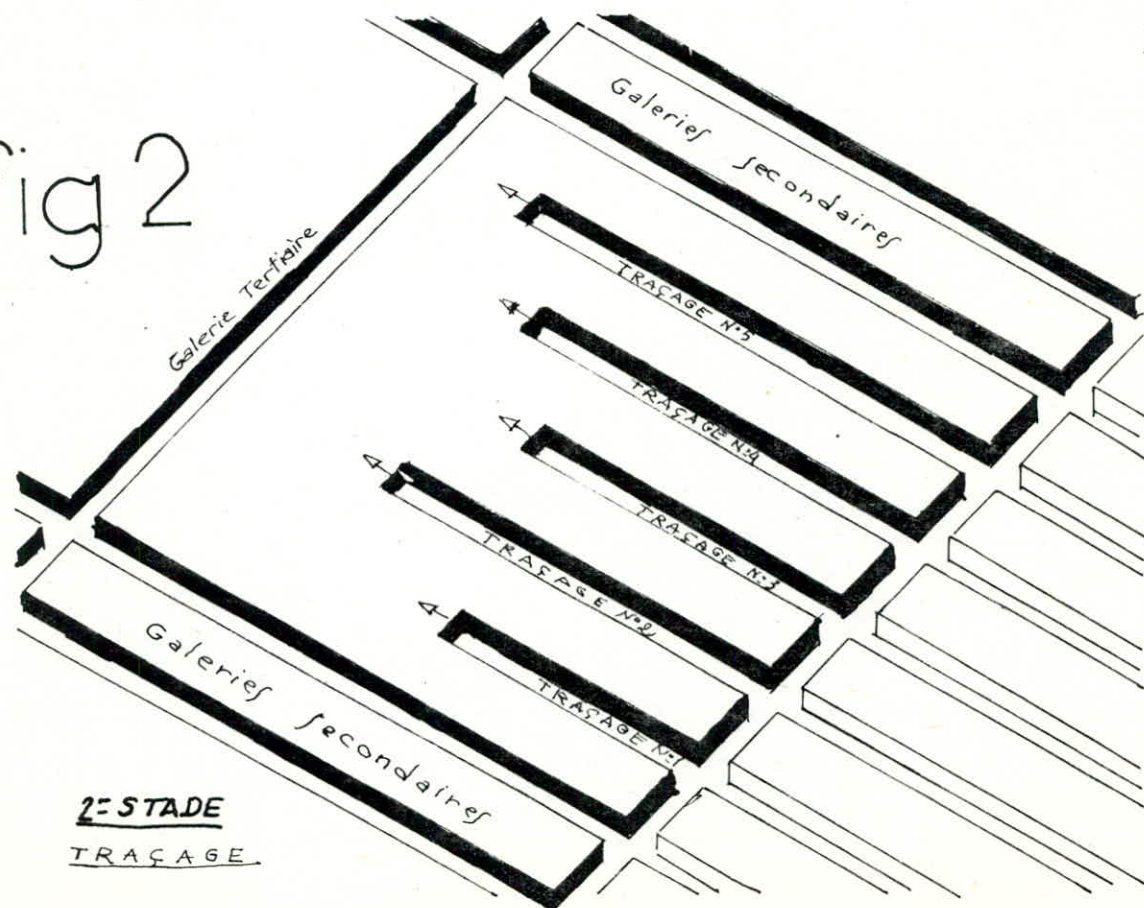
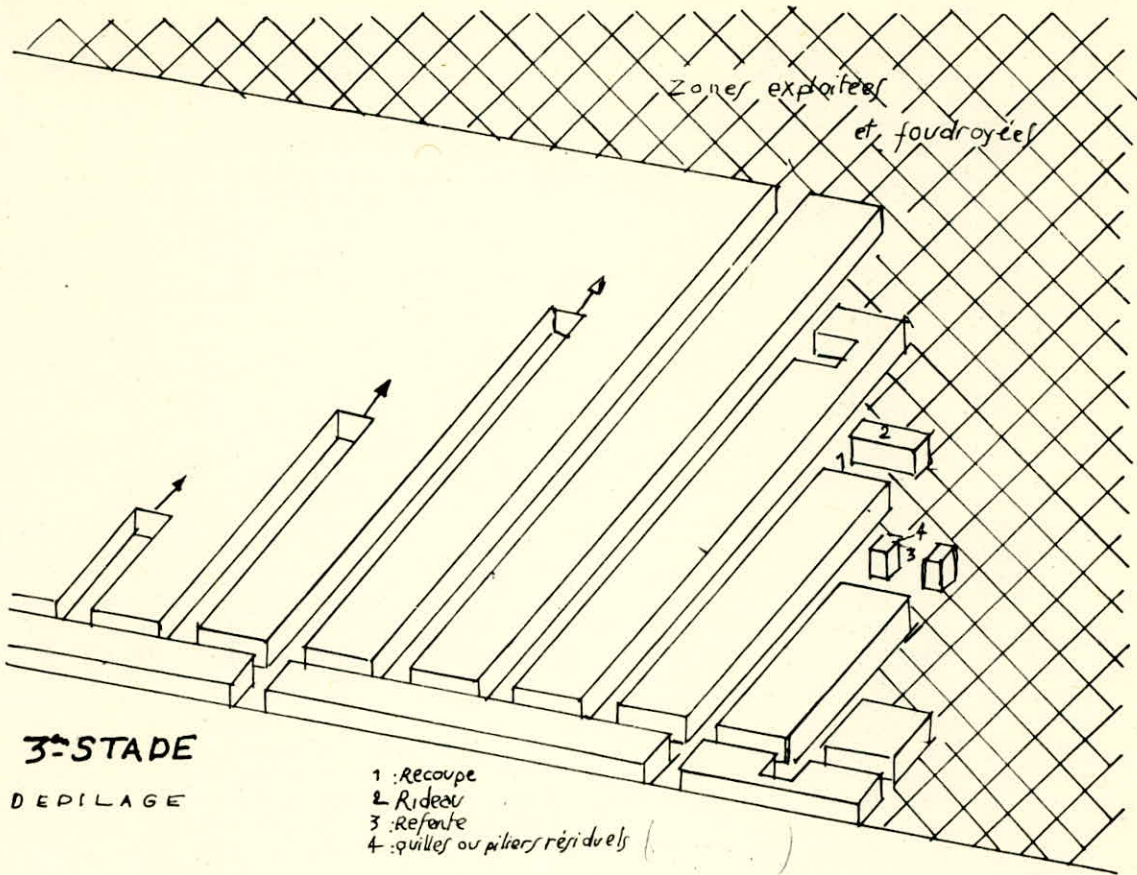


fig 2

2^e STADE
TRAFAGE

fig 3



principaux stades de l'exploitation
par chambres et piliers

fig 1, 2, 3

II-4.4 Soutènement :

Ce dernier n'est pas très utilisé, il intervient seulement lorsque le toit est fissuré ou bien lorsque de ce dernier peuvent se dégager des blocs qui représenteraient un danger pour les mineurs.

Le soutènement consiste à boulonner le toit à l'aide de boulons introduits par des boulonneuses à action électrique ou hydraulique ou à air comprimé.

Souvent le toit est recouvert par une grille pour éviter que les blocs se détachent du toit et ne tombent sur la surface de travail, représentant ainsi un danger pour les mineurs.

II-5 AVANTAGES ET INCONVENIENTS :

Comme chaque méthode d'exploitation, celle-ci présente des avantages et des inconvénients.

II-5.1 Avantages :

- 1- C'est une méthode simple;
- 2- Facilité d'adaptation aux caractères variables d'un gisement;
- 3- Peu de travaux préparatoires;
- 4- Large front de travail et grandes possibilités de mécanisation
- 5- Absence ou emploi restreint de soutènement;
- 6- Faible prix de revient.

II-5.2 Inconvénients :

- 1- Pertes de minerai importantes (10% 60%) dans le cas où les piliers sont abandonnés;
- 2- Dangers et risques pour les mineurs sous le toit nu;
- 3- Ventilation difficile des chambres;
- 4- Conditions de travail difficiles à cause de la chaleur dégagée par les engins à moteurs diésels et des roches.

C H A P I T R E I I I

ANALYSE DE L'INFLUENCE DES PARAMETRES
D'EXPLOITATION ET DES FACTEURS NATURELS
SUR LE COMPORTEMENT DES TERRAINS.

ANALYSE DE L'INFLUENCE DES DIFFERENTS PARAMETRES D'EXPLOITATION
ET FACTEURS NATURELS SUR LE COMPORTEMENT DES TERRAINS :

III-1 COMPORTEMENT DES TERRAINS :

Les terrains affectés par l'exploitation souterraine, par le biais d'une des nombreuses méthodes d'exploitation (chambres et piliers pour notre cas), subissent les effets de cette dernière et plusieurs phénomènes physiques ou autres se déroulent à l'intérieur de la zone influencée par l'exploitation, dans le même temps qu'une série de réactions de la part de ces terrains en fonction principalement de leurs propriétés mécaniques peuvent former, ce que l'on peut appeler : comportement des terrains. L'analyse de ce comportement, en ce qui nous concerne, sera orientée, sur la délimitation des terrains influencés par l'exploitation ou par le creusement d'une excavation, cette dite zone peut être dénommée "volume d'influence", la description des phénomènes se déroulant à l'intérieur de ladite zone d'influence, ainsi que les propriétés mécaniques des roches formant les massifs.

A cet effet, le développement de la mécanique des terrains a permis l'étude des trois sujets cités ci-dessus, par l'intermédiaire de nombreuses théories aux modèles généraux essayant de représenter, de décrire l'ensemble des phénomènes ou des comportements observés ou supposés dans les terrains autour des galeries ou des fronts d'abattage.

Dans ce qui suit, nous allons essayer de donner un aperçu général sur ces modèles généraux ou grandes théories.

III-1.1 Les grandes théories :

III.1.1.1 Généralités :

Elles s'appuient sur les observations et les mesures in situ ou sur maquettes, ainsi que sur les hypothèses énoncées par leurs auteurs.

Ces théories sont généralement utilisées, en premier lieu au cas d'une exploitation unique, souvent totale, sensiblement horizontale et s'intéressant au recouvrement puis aux bordures de panneau et au mur.

Le volume influencé est défini, comme l'ensemble des points de l'espace mis en mouvement par le creusement d'une excavation ou / et comme le volume des terrains soumis à la fracturation. Suivant que notre étude se porte sur l'un ou l'autre des phénomènes, les représentations sont très différentes. En pratique, elles sont à apprécier en fonction du point d'observation adopté par leur auteur. Vu depuis la surface (ou des ouvrages intermédiaires assez éloignés), l'aspect déplacement semble le plus dominant sans pour autant que l'affleurement de la première ligne de "cassure" soit négligé dans la description.

En conclusion, nous dirons que l'intérêt se porte sur la stabilité et le contrôle des terrains au voisinage des chantiers d'exploitation, en d'autres mots, on réfléchit sur l'intensité et à l'étendue de fracturation alentour, ainsi qu'aux forces qui permettent d'assurer l'équilibre rompu du massif.

D'après leurs orientations, on distingue deux groupes de méthodes aux théories, à savoir les théories de la "cuvette" ou de "l'auge" (associée à la théorie des "dalles") et les théories dites du "dôme", de "l'arche" ou de la voute.

Dans ce qui suit, nous allons donner un aperçu sur les modèles du dôme.

III-1.1.2 Les modèles du dôme :

Les théories du "dôme", se base sur la constatation suivante : La charge supportable par un soutènement est beaucoup plus faible que le poids des terrains au dessus du soutènement dès

que la profondeur excède quelques dizaines de mètres (60 m pour les soutènements les plus puissants) et pourtant les mines se trouvent le plus souvent à plusieurs centaines de mètres de profondeur (4 000 m en Afrique du Sud), retrouvant ainsi par la même le prodige de la mine (VAN TERSON 1951). On admet alors l'existence d'une zone de décharge, dont le contour délimite, un volume de terrain en dehors duquel le recouvrement est auto-stable.

A l'intérieur de la voute, on a la fracturation des roches et même quelques fois, des parties qui se désolidarisent du reste du massif : une partie du massif peut être en place par le soutènement et l'autre est en appui sur les éboulis du foudroyage, les remblais ou sur des piliers laissés volontairement à cet effet.

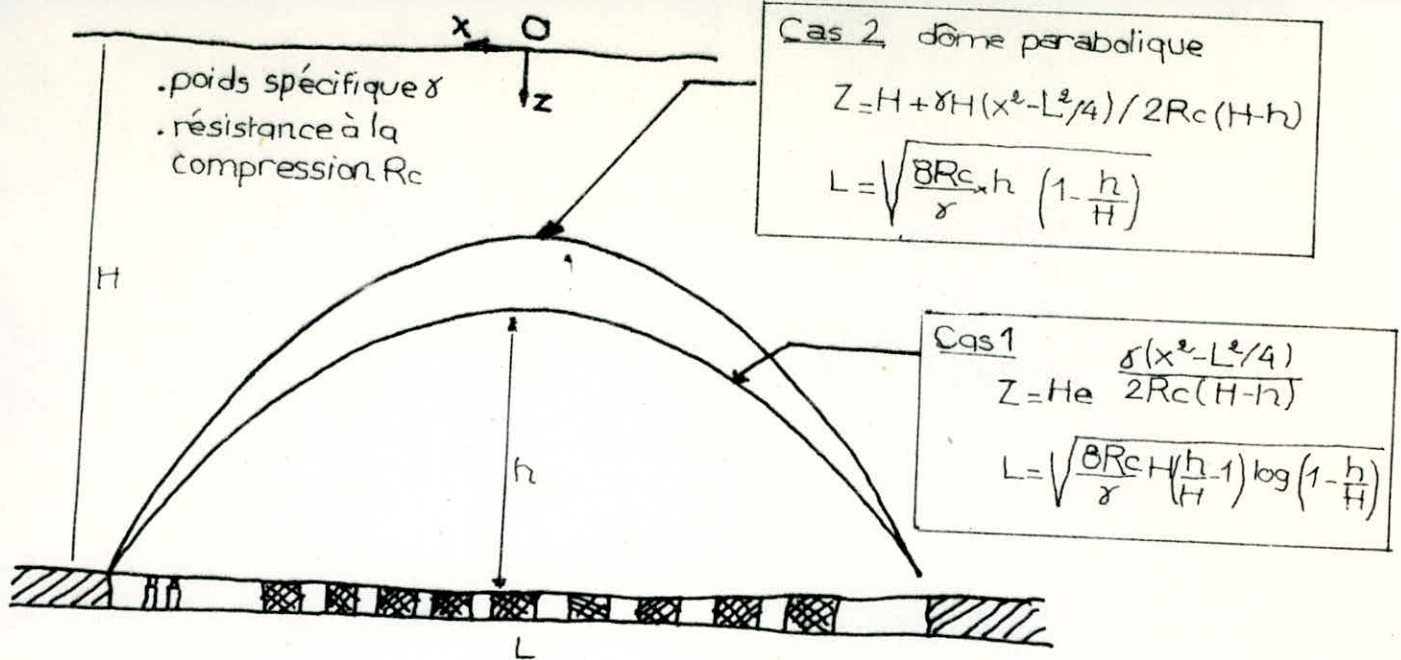
Se basant sur diverses hypothèses (dont certaines sont assez discutables), on peut calculer les dimensions du dôme stable et l'équation de leur contour (Voir FIG. 1.1.III).

Par exemple, dans le concept du dôme rigide (DENKHAUSS 1964), on admet que celui-ci est en équilibre limite sous l'action d'un système de force appliquée à sa frontière et qui sont présentés dans le tableau suivant :

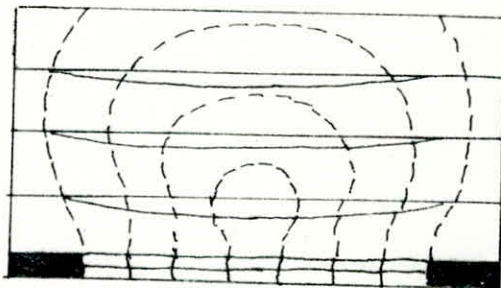
Lorsque le contenu du dôme est détaché de la partie inférieure.	le dôme reste solidaire du reste du massif.
Le poids du recouvrement juste au dessus de l'arche.	le poids total du recouvrement.

On définit le contour de la voute comme lieu géométrique des points, où les composantes horizontales des forces, des forces élémentaires, sont égales à un certain seuil, lié à la compression (FIG. 1.a.III). $S = Rc (H - h)$.

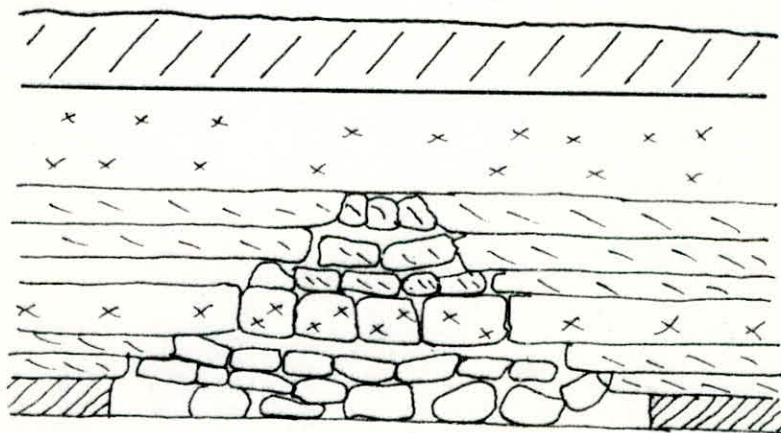
La roche est supposée homogène et isotrope.



a - Théorie du dôme rigide



b - Modèle de Fayol (maquette)



c - Formation d'une voûte en milieu stratifié

FIG1

EXEMPLES DE MODELES DE DÔMES

REMARQUE :

On peut calculer d'autres dimensions de la voute, en considérant que le comportement de la frontière entre le dôme et la zone auto-stable est élastique, à savoir qu'en aucun des points de cette frontière, les contraintes de compression et traction, ont des valeurs inférieures aux valeurs de résistances respectives.

La théorie du dôme rigide, dans son expression la plus simple, ne prend pas en compte plusieurs phénomènes se passant après la formation de la voute de charge, à savoir :

- * La redistribution des contraintes dans les terrains entourant la voute de décharge;
- * Les pressions de confinement exercées par ces mêmes terrains sur la frontière;
- * L'équilibre interne de ces mêmes terrains, par le jeu des frottements ou des arcbutements des blocs entre eux.

Cependant, elle permet d'envisager des conséquences différentes sur le comportement futur des terrains suivant que le dôme se forme brutalement (en une seule fois), ou se forme après plusieurs ruptures successives (phénomènes dynamiques).

REMARQUE :

Cette idée s'inspire évidemment de la voute d'éboulement observée au dessus des ouvrages souterrains de plus petites dimensions, et du fait de cette concavité vers le bas prise par les ouvrages, pour assurer leur stabilité. Elle n'est sans doute pas étrangère également au modèle célèbre présenté par FAYOL (1885) (Voir FIG. 1.b.III) qui s'intéresserait au volume affecté par les affaissements, à l'aide de maquettes en bois, et lui attribua la forme d'un dôme qui a gardé son nom.

Dans le cas du milieu stratifié, modélisé par un assemblage de poutres encastrées (ou de plaques si l'on veut tenir compte de la troisième dimension), on peut appliquer cette théorie.

Comme pour les galeries, on considère que la flexion induit des contraintes horizontales de traction (au centre) et de compression (au droit des encastremets) capable de provoquer leur rupture, ainsi que les décollements entre bancs minces qui contribuent à les désolidariser du recouvrement.

La portée des poutres supérieures diminue grâce aux appuis qu'elle trouvent sur les poutres inférieures.

Cette théorie met en avant l'existence de surcharges en avant des fronts de tailles, dont l'existence est reconnue depuis longtemps et peut être associée comme un des effets compensatoires de la décharge associée aux dômes : Des charges ou culées ont été mises en évidence, sur les autres côtés des panneaux (en particulier, en arrière sur celui bordant le démarrage de l'exploitation).

A cet effet, une variante de la théorie du dôme, le représente recouvrant seulement une partie de la zone exploitée, ce qui amène à supposer, qu'au sein de cette dernière se trouve un deuxième point d'appui, ce qui prouve l'existence d'une culée arrière (S. PURTH, 1951).

Dans cet ordre d'idées, la limite du dôme est imaginée comme étant un voussoir naturel, formé par un arc-boutement de blocs disloqués par la fracturation.

Cette sorte de soutènement spontané permet l'équilibre du massif surimcombant, sur lequel il exerce un confinement.

Il repose d'une part sur la veine, en avant du front d'abattage, et d'autre part sur les éboulis du foudroyage ou du remblai, la gravité ici joue un rôle favorable et le rôle de la fracturation est limité, puisqu'il empêche le soulèvement du mur.

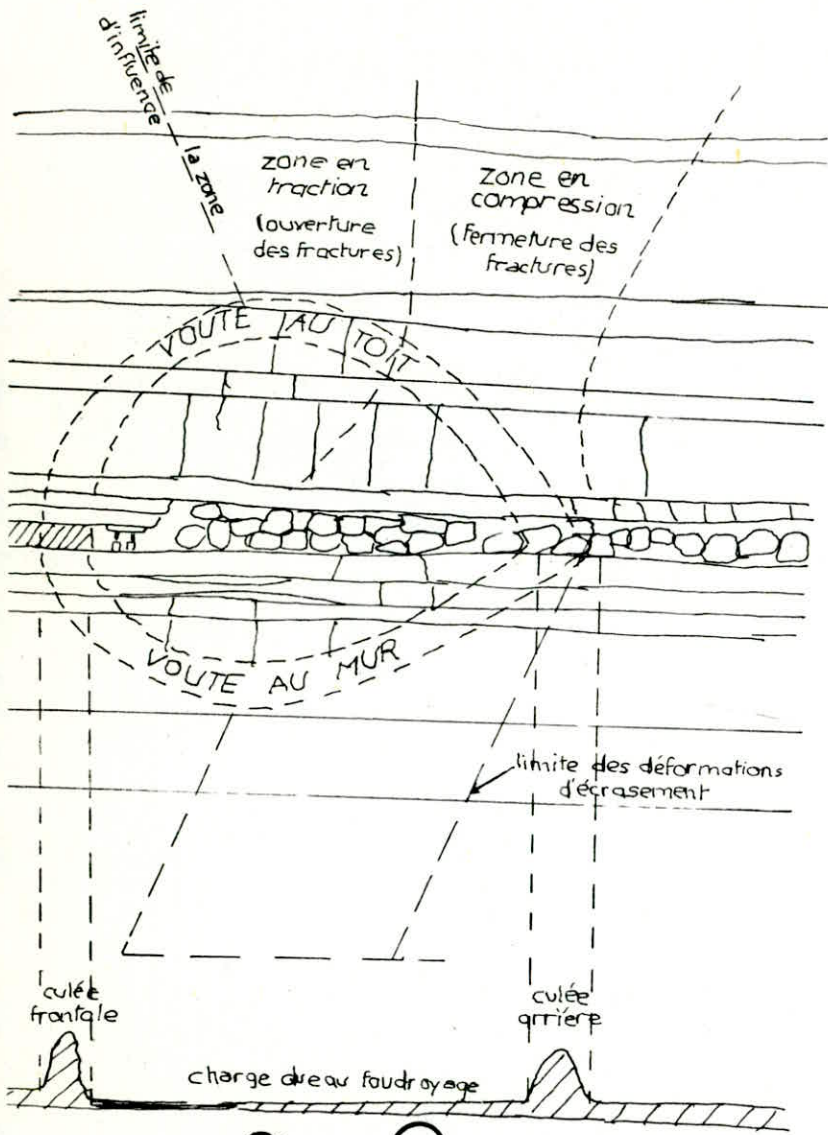
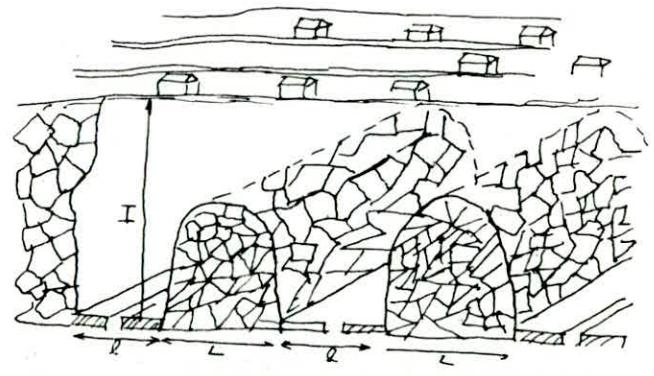


fig 2

Théorie de la voûte de décharge.



a- Conditions de formation d'une voûte pour exploitation par taille à faible profondeur



b- Méthode des îlots (d'après Tincelin)

$$L \leq 0,4 H$$

$$l \geq 0,2 H + 12$$

(120 m < H < 230 m)

fig 3

Application de la théorie de la voûte de décharge.

Cette "culée arrière" n'a jamais été mesurée, malgré l'installation de plusieurs capteurs de pression dans l'arrière taille remblayée, ceci nuit beaucoup à la crédibilité de notre théorie, seules quelques études récentes sur des maquettes de longues tailles réalisées par l'A.C.I.R.A.L (Australie), ont montré un léger pic de recompression par rapport à l'état de contrainte (moyen) originel, attribué au soulèvement du mur (HEBBLEWITHE, 1982).

III-1.1.3 Conclusion :

Quelque soit la manière dont elle est décrite, la formation de la voute est fonction de l'utilisation de la méthode d'exploitation par fronts de tailles.

Des réserves sont à formuler, dans le cas de gisements à trop faible profondeur et surmonté d'un recouvrement peu cohérent, ou insuffisamment renforcé par un banc épais et dur (trop proche de la couche), c'est à dire où le foudroyage atteint la surface se situant à l'aplomb ou en avant de l'aplomb du front (TINCELIN & BENYEKHELEF, 1982).

III-2 PRESENTATION DES FACTEURS NATURELS ET PARAMETRES D'EXPLOITATION :

III-2.1 Introduction :

Les facteurs naturels et les paramètres d'exploitation influent sur le comportement des terrains dans ce que l'on nomme le volume d'influence, créé par l'exploitation.

Dans ce qui suit, on présentera les principaux paramètres d'exploitation et facteurs naturels d'une manière succincte avant d'étudier certains de ces derniers avec plus de détails, tout en signalant que les relations liant ces paramètres à ces facteurs nous ameneront dans certains cas à parler de ces derniers, dans les chapitres consacrés aux premiers cités (paramètres d'exploitation).

Cette "culée arrière" n'a jamais été mesurée, malgré l'installation de plusieurs capteurs de pression dans l'arrière taille remblayée, ceci nuit beaucoup à la crédibilité de notre théorie, seules quelques études récentes sur des maquettes de longues tailles réalisées par l'A.C.I.R.A.L (Australie), ont montré un léger pic de recompression par rapport à l'état de contrainte (moyen) originel, attribué au soulèvement du mur (HEBBLEWITHE, 1982).

III-1.1.3 Conclusion :

Quelque soit la manière dont elle est décrite, la formation de la voute est fonction de l'utilisation de la méthode d'exploitation par fronts de tailles.

Des réserves sont à formuler, dans le cas de gisements à trop faible profondeur et surmonté d'un recouvrement peu cohérent, ou insuffisamment renforcé par un banc épais et dur (trop proche de la couche), c'est à dire où le foudroyage atteint la surface se situant à l'aplomb ou en avant de l'aplomb du front (TINCELIN & BENYEKHELEF, 1982).

III-2 PRESENTATION DES FACTEURS NATURELS ET PARAMETRES D'EXPLOITATION :

III-2.1 Introduction :

Les facteurs naturels et les paramètres d'exploitation influent sur le comportement des terrains dans ce que l'on nomme le volume d'influence, créé par l'exploitation.

Dans ce qui suit, on présentera les principaux paramètres d'exploitation et facteurs naturels d'une manière succincte avant d'étudier certains de ces derniers avec plus de détails, tout en signalant que les relations liant ces paramètres à ces facteurs nous amèneront dans certains cas à parler de ces derniers, dans les chapitres consacrés aux premiers cités (paramètres d'exploitation).

III-2.2 Facteurs naturels :

Les facteurs naturels qui influent considérablement sur les terrains affectés par l'exploitation sont très nombreux, cependant leur interdépendance, donne la possibilité de les regrouper et les étudier en 3 groupes de facteurs qui sont : Les propriétés mécaniques des roches du toit, mur et de la couche, le pendage de cette dernière ainsi que la puissance de la couche.

Les lignes suivantes donneront un bref aperçu sur l'influence de ces facteurs sur le comportement des terrains influencés par l'exploitation.

III-2.2.1 : Pendage de la couche :

Les couches suivant le pendage sont classées en : plateures ($\alpha < 20 \div 25^\circ$), semi-dressants ($20 \div 25^\circ < \alpha < 45 \div 50^\circ$) et dressants ($\alpha > 45 \div 50^\circ$).

L'influence de l'angle de pendage, n'est pas trop élucidée, mais la plupart des observations, ont permis de conclure sur l'influence de ce facteur dans le cas de gisements dressants ou semi-dressants (Thèse de Doctorat de M. MOHAMED : Analyse de l'influence des facteurs naturels et paramètres d'exploitation sur le comportement des terrains dans la méthode d'exploitation par longues tailles).

En conclusion, et comme notre étude se rapporte au cas de l'exploitation par chambres et piliers, par conséquent, on est présence d'une couche moyennement inclinée ou presque horizontale, d'où la possibilité de ne pas tenir compte de l'influence de ce facteur naturel.

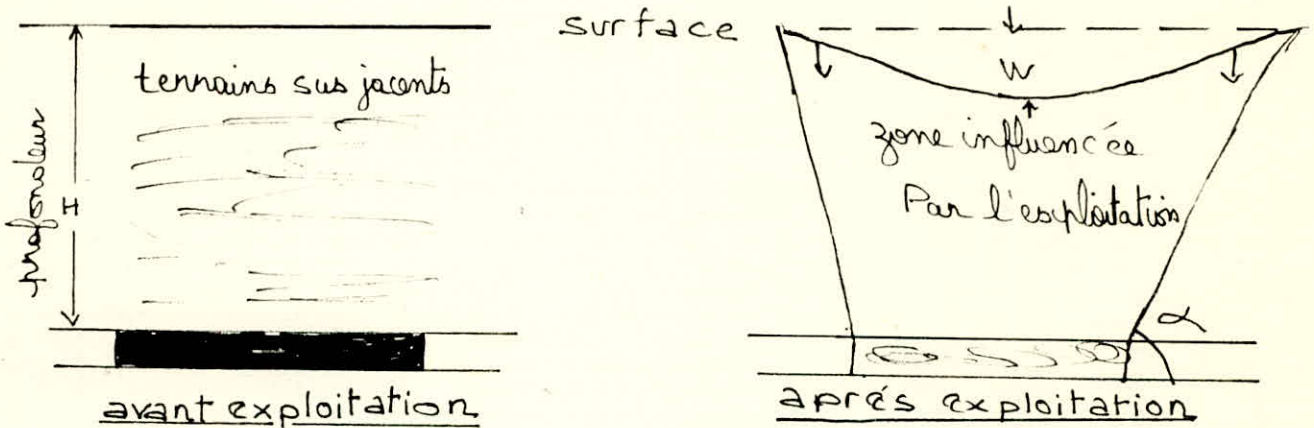
III-2.2.2 Puissance de la couche : m :

La puissance de la couche joue un rôle important dans le comportement post-exploitation des terrains au dessus de la couche et influencés par l'exploitation, en effet, elle détermine en particulier :

* La valeur de la flèche d'affaissement, des terrains sous-jacents à elle, après le remblayage ou le foudroyage des zones qu'elle occupait et représentant les vides créés par l'exploitation, d'après la relation : $W = a.m \quad m$

* a: coefficient dépendant du mode de traitement des vides d'exploitation (remblayage ou foudroyage) : a = 0,2 0,6.

* m: puissance de la couche : (m)



* Le dimensionnement des piliers, sur lequel nous reviendrons dans les chapitres consacrés à cet effet.

III-2.2.3 Propriétés mécaniques des roches :

Ce chapitre avec celui consacré au dimensionnement des chambres et piliers constituera le pôle principal de notre étude vu la grande influence, que ces dites propriétés du toit, mur et couche exercent sur le comportement des terrains influencés par l'exploitation.

Ces propriétés dépendant de beaucoup d'autres facteurs naturels, dont les principaux sont : la stratification, la fissuration, parasité, composition minéralogique et profondeur de la couche, ainsi qu'un facteur temporel : durée de chargement des roches et humidité.

Lors de l'analyse plus profonde que l'on fera, les facteurs naturels qui seront inclus dans la prochaine analyse, sont : la fissuration, durée de chargement, ainsi que l'humidité des roches.

Dans ce qui suit, une présentation de quelques uns de ces dits facteurs et de leurs influences sur une de ces propriétés mécaniques, à savoir la résistance à la compression, sera faite.

III-2.2.3.1 Influence de la fissuration :

La fissuration diminue généralement la valeur de la résistance à la compression, à cause des plans de faiblesse qui se créent dans le massif rocheux, numériquement cela se traduit par l'introduction d'un coefficient de fissuration K , qui sera multiplié par la résistance déterminée au laboratoire.

Ce coefficient est déterminé par plusieurs méthodes, dont les principales sont , la méthode des carottes de sondage, en introduisant le coefficient RQD, ainsi que la méthode des vitesses des ondes, ou bien à partir d'un tableau donnant le coefficient en question K , en fonction de la distance entre les fissures dans le massif ou bien à partir d'un graphe : Coefficient d'affaiblissement structural K en fonction du rapport d'une des dimensions du massif, sur la distance moyenne entre les fissures.

III-2.2.3.2 Influence de l'humidité :

L'humidité des roches diminue la résistance à la compression.

En effet, en profitant généralement de la présence de fissures dans un massif, l'eau s'infiltré entre les différents blocs et facilite le glissement des uns sur les autres suite à une charge quelconque, produisant une compression.

Numériquement, cela se traduit par l'introduction d'un coefficient K_2 , dont la méthode de détermination sera présentée dans le chapitre consacré aux propriétés mécaniques des roches.

III-2.2.3.3 Influence de la porosité :

La résistance à la compression, varie avec la porosité (n) et cela est incarné par la relation mathématique suivante :
(cours de géotechnique : 4ème année assuré par M. WENDA) :

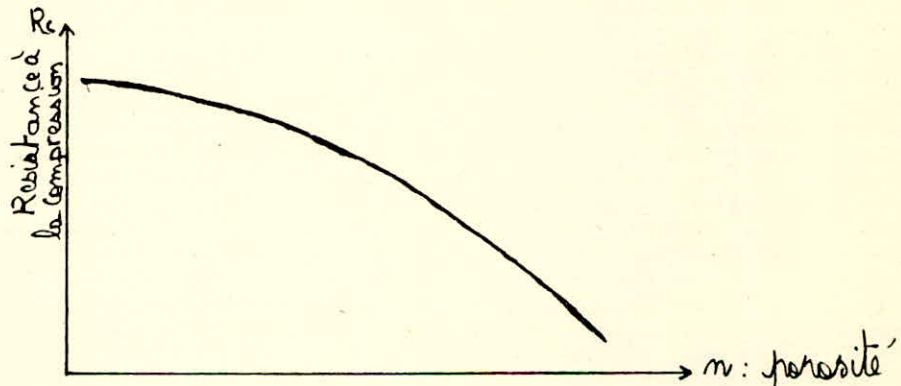
$$R_c = R_{c0} (A - A n)^2 \quad \text{MPa}$$

R_{c0} : résistance à la compression pour : $n = 0$

R_c : " " " " " : n o

n : porosité

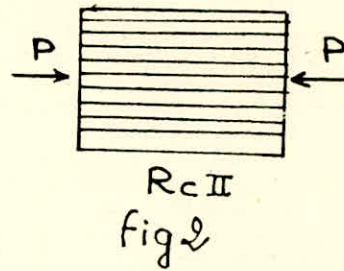
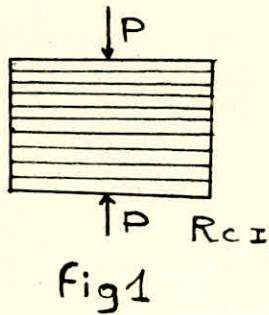
A : Coefficient empirique; $A n = 1,5 \div 10$



III-2.2.3.3 Influence de la stratification :

L'influence de la stratification sur la résistance à la compression varie, suivant que celle-ci est calculée ou déterminée, consécutivement à un effort perpendiculaire à la direction de la stratification (Voir FIG. 1), ou bien dans le cas où cet effort est parallèle à la direction de la stratification (Voir FIG. 2), fort des deux résistances déterminées suivant les deux cas aux quels il est fait et at ci-dessus, on définit un coefficient d'anisotropie K ; qui est le rapport des deux résistances à la compression considérées

Ce coefficient K , représente numériquement l'influence de la stratification sur la résistance à la compression.



Coefficient d'anisotropie:

$$K' = \frac{R_{cI}}{R_{cII}} \geq 1$$

R_{cI} et R_{cII} :
résistances à
la compression

III-2.2.3.4 Influence de la profondeur :

La profondeur influe, d'une manière différente sur la résistance à la compression, suivant la nature des roches en présence, ou en fonction du milieu qui les contient (élastique, élasto-fragile, plastique, ...).

Exemple : Pour les roches argileuses, suivant la profondeur,

R_c : résistance à la compression varie de la manière suivante :

$$R_c = 200 + 0,35 h \quad \text{MPa} \quad : \text{ Cours de géotechnique 4ème année}$$

h : profondeur en m.

R_c : résistance à la compression

III-2.3 Présentation des principaux paramètres d'exploitation :

Comme les facteurs naturels, les paramètres d'exploitation, eux aussi influent grandement sur le comportement ainsi que sur le changement de l'état de contrainte, dans les terrains influencés par l'exploitation.

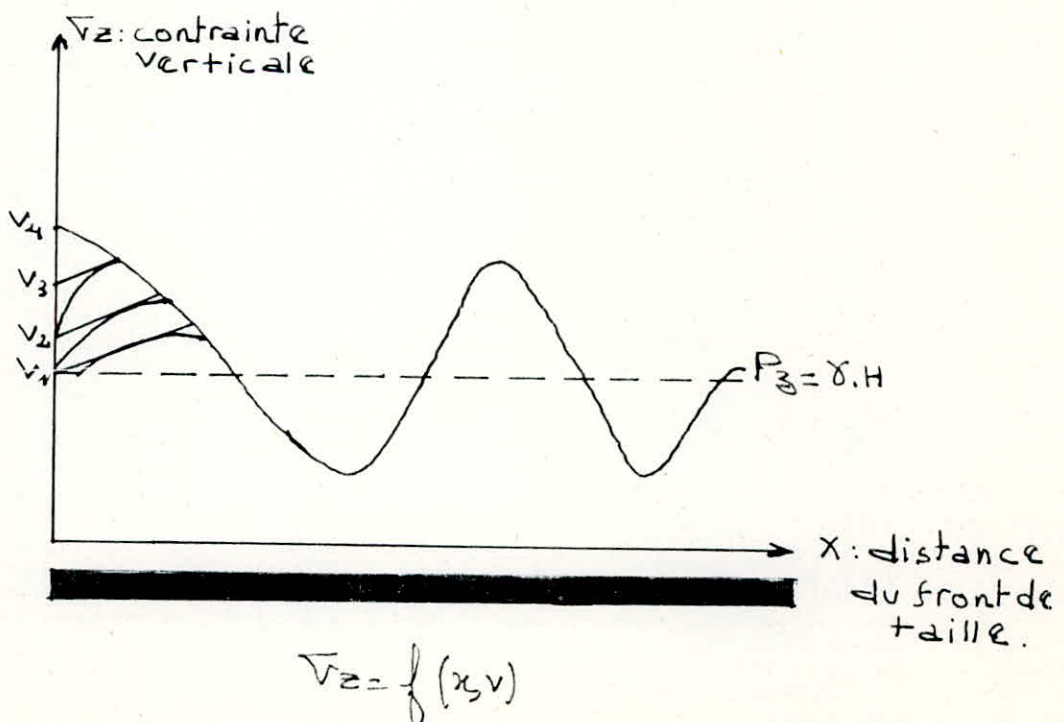
Parmi ces paramètres, nous pourrions citer le dimensionnement des chambres et piliers, la vitesse d'avancement des travaux d'exploitation, le mode de traitement des vides résultant de l'exploitation.

Certaines paramètres seront pris en considération, en parlant d'autres paramètres, on citera comme exemple le boulonnage dont on parlera dans le chapitre du dimensionnement des chambres et piliers.

Nous ne terminerons pas sans signaler que les paramètres d'exploitation, dans leur majorité sont fonction des facteurs naturels.

Les sous-chapitres suivants traiteront très brièvement de l'influence de ces dits paramètres sur le comportement des terrains influencés par l'exploitation avant d'étudier plus profondément l'influence du dimensionnement des chambres et piliers dans un chapitre ultérieur.

III-2.3.1 Vitesse d'exploitation :



La vitesse d'exploitation influe sur le comportement des terrains presque autant que le dimensionnement des chambres et piliers, vu son rôle essentiel dans l'assurance de la stabilité des chantiers d'exploitation et par conséquent des terrains sous-jacents.

Le choix de la vitesse d'exploitation et par conséquent sa diminution ou son augmentation dépend essentiellement de la nature de la matière à extraire, des terrains au dessus de la couche, de la profondeur et du milieu dans lequel se trouve les roches.

Sur le graphe $\nabla e = f (x, v)$, on remarque que la diminution de la vitesse d'exploitation provoque la formation d'une zone de détente, près du front de taille, cette dernière permet de diminuer les contraintes au voisinage du front de taille, ce qui donne la sécurité recherchée durant le déroulement des travaux miniers, un dégagement de manière progressive de l'énergie contenue dans le massif vierge contenant évitant les coups de terrains, ce déplacement de contraintes permet aussi l'auto-abattage et l'auto-foudroyage.

Cette zone permet aussi dans le cas de mines grisouteuses, de diminuer la compression du gaz dans les massifs, grâce aux poussées latérales subies par le massif, évitant ainsi la compression présente dans le cas de vitesses d'avancement élevées et pouvant ainsi contrôler le dégagement de grisou, souvent très dangereux au fond des mines.

Cependant à grandes profondeurs, qui correspondent souvent aux milieux plastiques (déformations irréversibles) et la grande convergence que subissent les excavations dans ce cas, on augmente la vitesse d'exploitation pour maintenir les terrains dans la limite de leur équilibre, pour éviter l'obstruction des excavations grâce aux affaissements des terrains sus-jacents ayant trouvé leur équilibre tout en étant très préventif avant chaque étape d'exploitation.

III-2.3.2 Mode de traitement des vides résultant de l'exploitation :

Les vides résultant de l'exploitation sont traités dans le but de diminuer la charge sur le soutènement et assurer l'équilibre des terrains influencés par l'exploitation.

Suivant la nature des roches constituant le toit immédiat et son épaisseur (hb), on traite ces vides par remblayage ou foudroyage, le remblayage n'est utilisé que dans les cas extrêmes.

Le remblayage ou le foudroyage, ont des répercussions sur la surface du sol, on effectue, le plus souvent on remarque au dessus des zones exploitées des cuvettes provenant de l'affaissement des terrains au coeur de l'exploitation.

Une première approche du problème relatif au choix de la méthode à utiliser pour traiter les vides, se réfère à l'épaisseur du toit immédiat (hb), deux cas se présentent à nous :

1er cas : $hb > \frac{m}{Kf - 1}$ ou hb : épaisseur du toit immédiat : m.
 m : épaisseur de la couche : m
 Kf : coefficient de foisonnement :
 K 1

Dans ce cas, le toit est foudroyé naturellement.

2ème cas : $hb < \frac{m}{Kf - 1}$ dans ce cas l'épaisseur du toit bas n'est pas suffisante pour remplir, alors on utilise, le remblayage hydraulique, qui consiste à remplir de sable transporté par de l'eau, les vides (coût très élevé) ou foudroyage artificiel, suivant la classe à laquelle appartiennent les roches du toit.

LES QUATRES CLASSES DE ROCHES SE TROUVANT DANS LE TOIT :

N° DE LA CLASSE	TYPE DE ROCHES SE TROUVANT DANS LE TOIT IMMEDIAT OU DANS LE TOIT.
CLASSE I	<ul style="list-style-type: none"> - Une roche facile à ébouler. - Représentée par une ou plusieurs couches. - Puissance de la couche > à hb.
CLASSE II	<ul style="list-style-type: none"> - Dans le toit immédiat une roche facile à ébouler et dont la puissance < à hb - Dans le toit supérieur : roche difficile à ébouler.
CLASSE III	<ul style="list-style-type: none"> - On a une roche difficile à ébouler de grandes puissances. - Pas de toit immédiat.
CLASSE IV	<ul style="list-style-type: none"> - Roches possédant une aptitude à descendre lentement, ni fissures importantes, les roches du mur sont susceptibles de se gonfler.

En se basant sur ces quatre classes, le traitement des vides se fait comme suit :

MODE DE TRAITEMENT DES VIDES UTILISE	CAS D'APPLICATION
Foudroyage total	Présence de roches de la 1ère classe dans le toit immédiat.
Foudroyage partiel	Présence de roches de la 2ème classe dans le toit immédiat.
Remblayage partiel	Présence de roches de la 3ème classe.
Afaissement doux	Présence de couche de $0,8 \div 1m$ de roches de la 4ème classe.
Remblayage total	<ul style="list-style-type: none"> - Dans le cas où aucune des méthodes ci-dessus n'a donné de résultats. - Toit très dur. - Exploitation des couches rapprochées. - Exploitation des stots de protection. - Protéger la surface des terrains.

III-2.3.3 Dimensionnement des chambres et piliers :

Ce paramètre est sans aucun doute, celui dont l'influence sur le comportement des terrains est le plus grand et par conséquent, de ces dimensions dépendra pratiquement la stabilité des chantiers d'exploitation que ce soit dans le cas de piliers abandonnés ou non.

Ce paramètre dépend de plusieurs facteurs naturels, dont les principaux sont : les propriétés mécaniques du toit, mur et de la couche, de la profondeur, ainsi que de la puissance de la couche, ainsi que de quelques paramètres d'exploitation (ex : le boulonnage).

Ce qui a précédé représente une introduction à l'analyse de l'influence de ce paramètre sur le comportement des terrains.

Le chapitre consacré à ce problème permettra de présenter les différents cas possibles, les étapes de détermination des dimensions, ainsi qu'un exemple d'application, utilisant un des modèles simples pour décrire le comportement post-exploitation des terrains.

III-3 CHOIX DES PARAMETRES D'EXPLOITATION ET FACTEURS NATURELS QUI INFLUENT SUR LE COMPORTEMENT DES TERRAINS :

III-3.1 Introduction :

La multitude de facteurs naturels et paramètres d'exploitation, fait que l'analyse de l'influence de chacun d'eux, aboutirait à un volume de travail très important, qu'on ne pourra abattre à cause du temps relativement court imparti à cet effet, ainsi que l'insuffisance de moyens en notre possession.

A cet effet, le choix s'est porté sur l'analyse de l'influence des propriétés mécaniques en ce qui concerne les facteurs naturels, alors que pour les paramètres d'exploitation, on a choisi d'analyser l'influence du dimensionnement des chambres et piliers.

Ces deux analyses sont les plus importantes et vu l'interdépendance de ces deux paramètres, on a jugé plus opportun de regrouper ces deux analyses en une seule dans le chapitre traitant du dimensionnement des chambres et piliers.

III-3.2 Dimensionnement des chambres et piliers :

III-3.2.1 Propriétés mécaniques des roches (résistance à la compression) :

Les propriétés mécaniques des roches sont nombreuses, mais les liaisons qui existent entre elles permettent de traiter de manière plus approfondie, la résistance à la compression, et grâce aux relations liant cette dernière avec les autres propriétés mécaniques, on peut exprimer ces dernières en fonction de la résistance à la compression.

Dans ce qui suit, la méthode de détermination de la résistance à la compression au laboratoire, in situ, ainsi que les facteurs influençant cette dernière.

III-3.2.1.1 Résistance à la compression :

a- Définition : C'est la résistance maximale d'un échantillon soumis à une pression verticale (normale), jusqu'à la destruction, elle est donnée par la formule :
$$\sigma_{\text{comp}} = \frac{P}{S} \quad \text{MPa}$$

où P : Charge exercée par l'échantillon

S : Section transversale de l'échantillon.

b- Détermination de la résistance à la compression au laboratoire :

b.1 Formes et dimensions des échantillons :

Les échantillons soumis aux essais à la compression sont généralement de forme cylindrique ou prismatique.

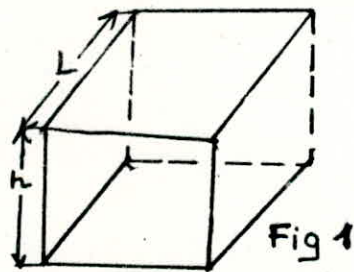


Fig 1

échantillon prismatique

ϕ : diamètre de l'échantillon
L : largeur de l'échantillon
h : hauteur de l'échantillon

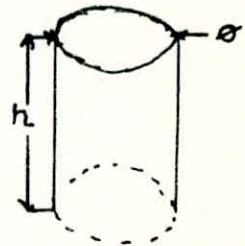


Fig 2: échantillon cylindrique

Pour éviter toutes influences qui surestimeraient ou sous-estimeraient la valeur réelle de la résistance à la compression d'un échantillon quelconque, les dimensions des échantillons doivent satisfaire à un rapport.

Ce rapport est représenté par $\frac{h}{L}$ dans le cas d'échantillons parallélépipédiques (prismatiques) ou $\frac{h}{\phi}$ dans le cas d'échantillons cylindriques.

. Valeurs du rapport : $\frac{h}{L}$ et $\frac{h}{\varnothing}$: ce rapport est appelé souplesse

$$2,5 < \frac{h}{L} \quad \text{ou} \quad \frac{h}{\varnothing} \leq 3$$

Dans le cas où $\frac{h}{L}$ ou $\frac{h}{\varnothing} < 2,5$, on a la valeur de la résistance à la compression qui est surestimée à cause de l'influence des frottements entre les surfaces de contact (presse-échantillon).

Dans le cas où $\frac{h}{L}$ ou $\frac{h}{\varnothing} > 3$, la hauteur de l'échantillon est trop importante devant la largeur ou le diamètre, ce qui facilite la destruction de l'échantillon à cause de la flexion provoquant ainsi la diminution de la valeur de la résistance à la compression.

Pour enrayer ces influences, on procède à la correction des valeurs de résistances à la compression en introduisant un coefficient de correction : K

$$K = 1,15 - 0,15 \frac{h}{L} \quad \text{ou} \quad \frac{h}{\varnothing}$$

h, et \varnothing définis précédemment.

b.2 Mesures ou détermination de la valeur de la résistance à la compression au laboratoire :

L'échantillon préparé est soumis à une charge appliquée pendant un temps compris entre 5 et 15 mn par l'intermédiaire d'une presse.

La charge appliquée, étant déterminée au moment de la rupture de l'échantillon, on calcule la résistance à la compression grâce à la formule $\bar{V} \text{ comp} = \frac{P}{S}$ où P : charge appliquée lors de l'essai Kg

S : section transversale de l'échantillon : cm²

S : $L \times L = L^2$ en cm² échantillon prismatique : fig. 1

S : $\frac{\varnothing^2 \pi}{4}$ cm² échantillon cylindrique, fig. 2

b.3 Résistance à la compression in situ R_c :

La résistance à la compression in situ (R_c) contrairement à celle calculée au laboratoire (\bar{V}_{comp}) prend en considération l'influence de certains facteurs naturels.

La résistance à la compression in situ est calculée grâce à la résistance déterminée au laboratoire, affectée de coefficient incarnant l'influence des facteurs naturels, dont il est fait état ci-dessous

Les facteurs naturels dont on prendra en considération l'influence sont : la fissuration, l'humidité des roches, un facteur temporel : la durée de chargement des roches ainsi qu'un facteur géométrique, coefficient de souplesse.

b.3.1 Influence de la fissuration :

La fissuration des massifs réduit généralement leurs résistances à la compression, elle intervient dans la valeur de la résistance à la compression (R_c), grâce au coefficient d'affaiblissement structural (K_1), qu'on peut déterminer de plusieurs manières ou par plusieurs procédés.

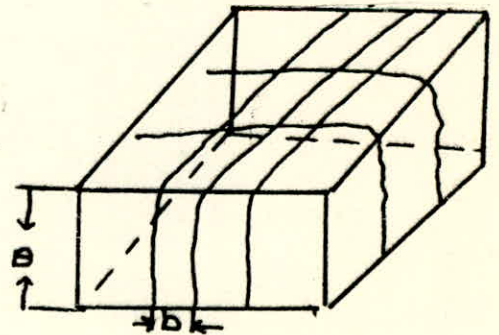
Ces derniers seront présentés, dans ce qui suit :

b.3.1.1 détermination du coefficient d'affaiblissement structural : K_1 :

B : Une dimension du massif
(ex : un pilier)

b : distance moyenne entre les fissures

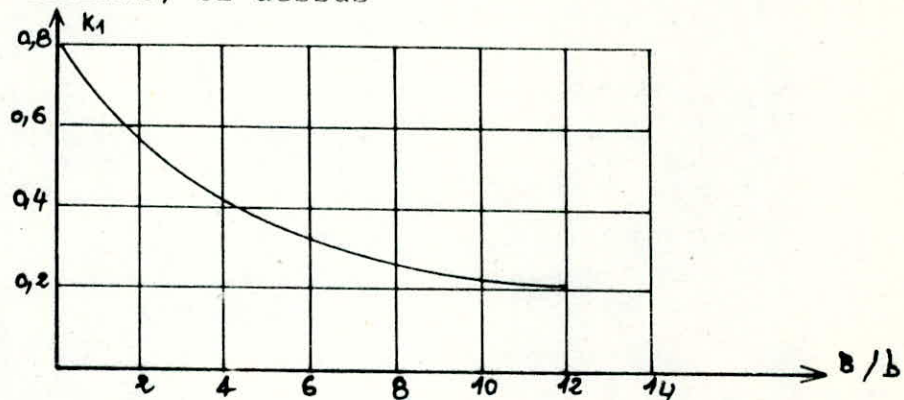
. Le coefficient d'affaiblissement structural peut être déterminé à partir de :



- 1- Un tableau donnant K_1 , en fonction de la distance moyenne entre les fissures :

DISTANCE ENTRE LES FISSURES : m	K1
1,5	0,9
1,5 ÷ 1	0,8
1 ÷ 0,5	0,6
0,5 ÷ 0,1	0,4
< 0,1	0,2

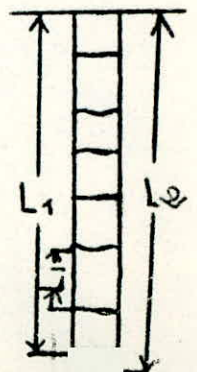
2- A partir, donnant K1, en fonction du rapport (B/b), B et b définis, ci-dessus



3- A partir de la méthode des carottes de sondages :
K1 est remplacé par le coefficient RQD, qui a la même
signification que K1, et il déterminé de la manière
suivante :

RQD représente en % de la somme des fragments de carottes, dont la longueur est supérieure à 10 cm, sur la longueur totale de la carotte.

$$RQD = \frac{L_1}{L_2} \cdot 100 (\%)$$



où L_2 : longueur totale du trou.

L_1 : somme des longueurs des fragments de carottes i , dont la longueur est supérieure à 10 cm.

4- Par la méthode de la vitesse de propagation des ondes

Très utilisée dans le génie-civil, dans cette méthode, K_1 représente le rapport des vitesses de propagation des ondes dans un échantillon ou plutôt un massif avec des fissures sur la vitesse de propagation des ondes, dans un échantillon sain (vitesse théorique pour la roche en question), en notant les vitesses décrites V et V_1 , on aura :

$$K_1 = \frac{V}{V_1}$$

V : vitesse de propagation des ondes dans le massif fissuré : m/s

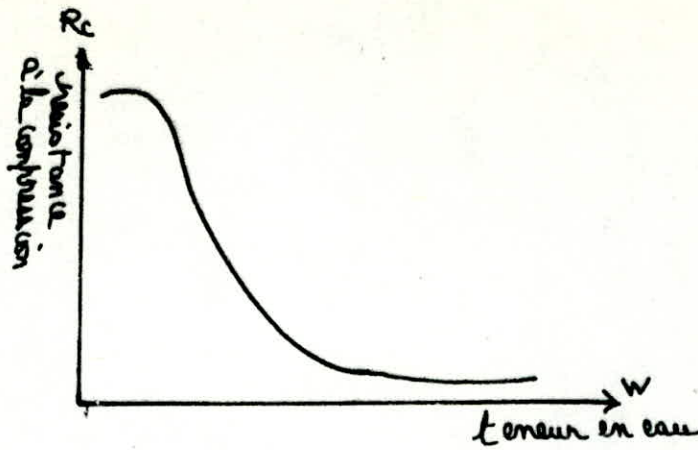
V_1 : vitesse de propagation des ondes dans le massif sain : m/s

b.3.2 Influence de l'humidité :

L'eau influe également sur la résistance à la compression cette dernière en présence d'eau diminue ostensiblement, cause du rôle favorable joué au cours du glissement des différents blocs ou feuilletts des massifs, après infiltration de l'eau.

Cette influence se quantifie par un coefficient K_2 , obtenu au laboratoire par le biais du rapport des résistances à la compression de l'échantillon humide, sur la résistance à la compression de l'échantillon sec, à savoir respectivement pour la première $\bar{V}_{comp} (h)$ et $\bar{V}_{comp} (s)$ pour la seconde, ces deux caractéristiques étant déterminées au laboratoire par le procédé déjà décrit au sous-chapitre 1

$$K_2 = \frac{\bar{V}_{comp} (h)}{\bar{V}_{comp} (s)}$$



Résistance à la compression en fonction de la teneur en eau

b.3.4 Influence de la durée de chargement :

Ce paramètre chronologique est caractérisé par le coefficient de réduction des paramètres des roches avec le temps, montre la chute de résistance des roches sous l'influence de l'augmentation de la durée de leur chargement.

Il est égal au rapport entre la résistance de longue durée et celle trouvée au laboratoire (comp).

Ce coefficient (K3) varie suivant la nature des roches :

$K3 = 0,7 \div 1,0$: pour les roches qui se fracturent dans le monde fragile : les granites, les quartzites, les dolomites, les grès avec liant de quartz.

$K3 = 0,5 \div 0,7$: pour les roches plastiques (qui ont des déformations plastiques avant la destruction), les schistes argileux, schistes carboneux.

b.3.5 Influence du facteur géométrique :

Le pilier est défini par sa section transversale et sa hauteur, on peut définir un coefficient de souplesse K4, qui lie la largeur (ou le diamètre) et la hauteur du pilier suivant la forme du pilier (prismatique ou cylindrique), K4 est donné par la formule suivante :

$$K4 = 1,15 - 0,15 \frac{h}{a}$$

a : largeur du diamètre du pilier : m

h : hauteur du pilier : m

Résistance à la compression du pilier in situ :

$$R_{cp} = K1. K2.K3. K4 \sqrt{\sigma_{comp}}$$

R_{cp} : résistance à la compression du pilier : MPa

K1, K2, K3 et K4 , définis précédemment.

$\sqrt{\sigma_{comp}}$: résistance à la compression au laboratoire : MPa

Au niveau du toit, mur : la résistance à la compression ne fait appel qu'aux facteurs K1, K2 et K3 laissant de côté (Coefficient de souplesse).

b.4 Relations entre la résistance à la compression (Rc) et les autres propriétés mécaniques :

1- Relation entre la résistance à la traction (Rr) et la résistance à la compression (Rc) : (Cours d'exploitation minière en 4ème année : par M. Mohamed AGUID BACHAR)

Rr : résistance à la traction in situ . MPa .

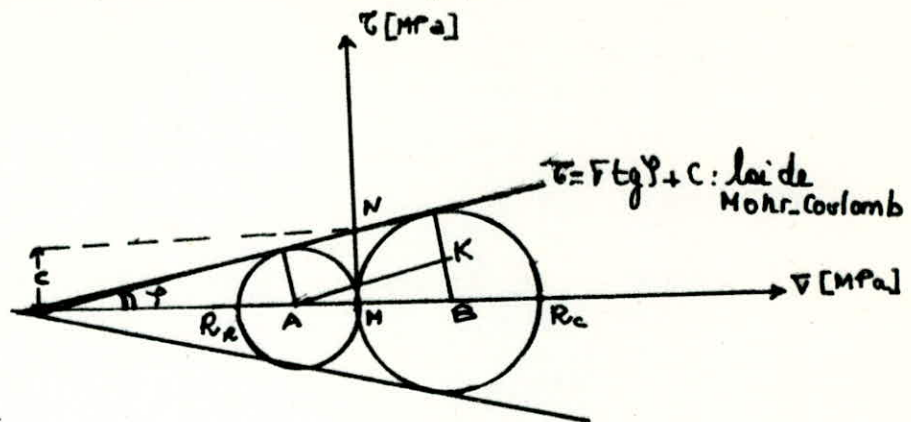
$\sqrt{\sigma_r}$: " " " " au laboratoire : MPa .

Rc : " " " " in situ : MPa .

$\sqrt{\sigma_{comp}}$: " " " " au laboratoire : MPa .

$$Rr = (\sqrt{\sigma_r}) = (0,1 \div 0,2) Rc (\sqrt{\sigma_{comp}})$$

2- Relations entre R_c (résistance à la compression) et R_r (résistance à la traction), (angle de frottement interne) et la cohésion (c) :



Droite de Coulomb

En se basant sur le graphe ci-dessus, représentant la loi Mohr COULOMB : $\tau = \sigma \tan \varphi + c$, et qui comme on le sait représente l'état limite avant la rupture, dans la relation $\tau = \sigma \tan \varphi + c$ τ représente la contrainte de cisaillement, σ : contrainte normale, φ : angle de frottement interne et c : cohésion.

Comme d'un autre côté, cette droite de COULOMB, d'un côté pratique peut être tracée en faisant un essai à la compression et un essai à la traction, profitons de cet état de fait pour définir les relations existantes entre les paramètres présents dans le titre du sous-chapitre :

• Considérons le triangle AKB :

$$KB = \frac{R_c}{2} - \frac{R_r}{2}$$

$$\sin \varphi = \frac{KB}{AB} = \frac{\frac{R_c}{2} - \frac{R_r}{2}}{\frac{R_c}{2} + \frac{R_r}{2}} = \frac{R_c - R_r}{R_c + R_r}$$

$$\sin \varphi = \frac{R_c - R_r}{R_c + R_r} \Rightarrow \varphi = \arcsin \left(\frac{R_c - R_r}{R_c + R_r} \right)$$

Considérons le triangle OMN : $MN = C$

$$TG = \frac{MN}{OM} =$$

$$OM = OA + AM = \frac{Rr}{2 \sin \varphi} + \frac{Rr}{2}$$

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

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{C}{\frac{Rr}{2 \sin \varphi} + \frac{Rr}{2}} = \frac{2C}{Rr(1 + \sin \varphi)} + \frac{2C}{Rr \frac{1 + \sin \varphi}{\sin \varphi}}$$

$$\frac{\sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{2C \cdot \sin \varphi}{Rr(1 + \sin \varphi)}$$

$$C = \frac{Rr(1 + \sin \varphi)}{2 \cos \varphi} = \frac{Rr(1 + \frac{Rc - Rr}{Rc + Rr})}{2 \sqrt{1 - (\frac{Rc - Rr}{Rc + Rr})^2}} = \frac{\sqrt{Rc \cdot Rr}}{2}$$

En conclusion :

$$\sin \varphi = \frac{Rc - Rr}{Rc + Rr} ; \quad c = \frac{\sqrt{Rc \cdot Rr}}{2}$$

$$TG \varphi = \frac{Rc - Rr}{2 \sqrt{Rc \cdot Rr}}$$

III-3.2.2 Dimensionnement des chambres et piliers :

III-3.2.2.1 Introduction :

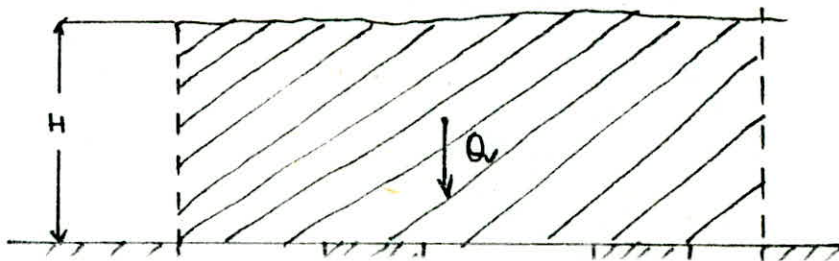
La méthode d'exploitation par chambres et piliers englobe plusieurs variantes qui peuvent être classées en deux groupes principaux, regroupant pour le premier, les méthodes par piliers abandonnés et pour le second les méthodes préconisant la récupération des piliers (après ou pendant la période de traçage). A cet effet, le dimensionnement sera fonction des particularités de chacun de ces deux groupes de méthodes, nous poussant ainsi à étudier le problème du dimensionnement dans le cas de piliers abandonnés, ainsi que dans le cas de piliers récupérés.

III-3.2.2.2 Généralités sur le dimensionnement des chambres et piliers :

III-3.2.2.2.1 Calcul des dimensions des piliers : données du problème :

Soit une exploitation souterraine par chambres et piliers située à une profondeur (H) et dont la résistance à la compression in situ (R_c) des roches et piliers est connue ainsi que la largeur de l'excavation ou du chantier ().

Donc, dans ce qui suit, nous allons faire un corollaire sur les conditions ou la condition que doit nécessairement vérifier un pilier dans une exploitation par chambres et piliers.



a) $\frac{L}{H} > 1$: dans le toit haut, les roches sont non cohérentes
(pulvérulents).

Les piliers pour soutenir les terrains susjacents et assurer la stabilité de l'excavation doivent vérifier la condition suivante :

$$R_{cp} > n \cdot \nabla v \frac{1}{1 - \tau} \text{ en MPa}$$

où R_{cp} : résistance à la compression simple in situ des roches des piliers en MPa

$$R_{cp} = K_1, K_2, K_3, K_4 R_c \text{ où}$$

K_1 : coefficient d'affaiblissement structural (Voir chp. b)

K_2 : " d'influence de l'humidité (Voir chp. b.3.

K_3 : " de réduction de la résistance à la compression à longue durée (Voir chp. b.3.3)

K_4 : Coefficient de souplesse : $K_4 = 1,15 - 0,15 \frac{h}{a}$ (Voir c b.3.4)

R_c : résistance à la compression des roches des piliers ou laboratoire MPa .

τ : taux de défrètement.

n : coefficient de sécurité : $n = 1,3$ pour les piliers en les chambres.

$n = 1,5$: pour les piliers de quartier (de protection de quartiers miniers).

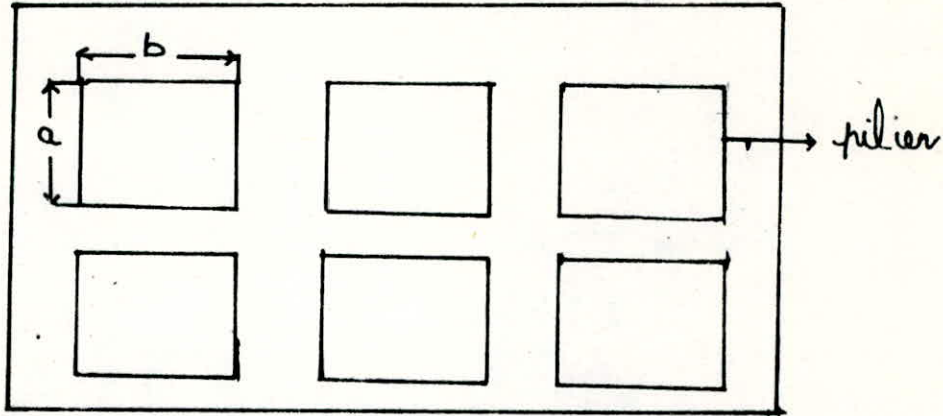
∇v : pression verticale des terrains susjacents : $\nabla v = \gamma \cdot H$
Mpa .

γ : poids volumique moyen des roches qui constituent les massifs susjacents à l'excavation MN / M³ .

H : profondeur de l'excavation en m : à partir de la surface.

b) $\frac{L}{H} \leq 1$: De la même manière que pour le cas "a", mais $\nabla v = \gamma \cdot h$, ou h représente la hauteur de la voûte calculé d'après la théorie du dôme (Chp. III.1.1.2 : ex dôme rigide $h = h_{max}$).

N.B : Pour le calcul des dimensions du pilier, en ce qui concerne le cas de la section transversale a et b (voir FIG. ci-dessous), on exprime l'une des grandeurs (a) ou (b) en fonction de l'autre : $b = k.a$; k : coefficient qui dépend des conditions techniques géologiques ou autres.



III-3.2.2.2.2 Variation du comportement d'un pilier avec la variation de certains paramètres techniques ou facteurs naturels :

a) En fonction du "taux de défrètement" : : on définit la fonction $\nabla_{cp} = f(\tau)$.

où ∇_{cp} : contraintes de compression en MPa .

D'après la relation définissant la condition que doit vérifier le pilier on a : $\nabla_{cp} = n \frac{1}{1-\tau} \nabla_v$ MPa

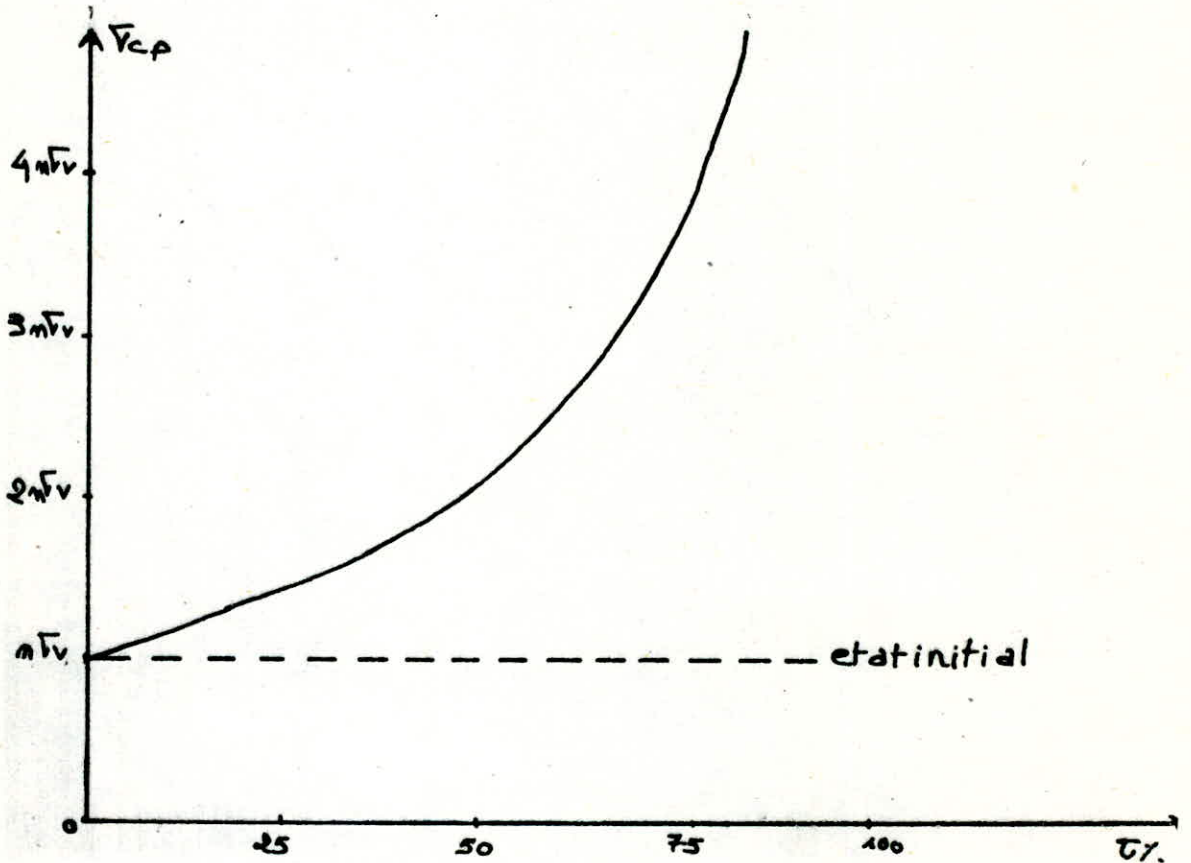
Certaines valeurs de ∇_{cp} , en fonction de (τ) :

n, v ont été définis dans le chapitre III-3.2.2.1.

Taux de défrètement (τ)	taux de pertes ($1 - \tau$)	Contraintes dans le pilier : ∇_{cp} MPa
0	1	n v
0,25	0,75	4/3 n v
0,5	0,5	2 n v
0,75	0,25	4 n v
1	0	∞

CONCLUSION :

Pour assurer la stabilité de l'excavation, en conciliant côté sécurité et économique, on table sur un coefficient défruitement des piliers de l'ordre de 50% (voir graphe (dessous)).



Variation des contraintes dans un pilier
en fonction du taux de défruitement

b) En fonction de la profondeur de l'excavation "H" :

Supposons que pour n'importe quelle profondeur, on a les mêmes dimensions pour le pilier et le même taux de défruite-ment.

$$\nabla_{cp} = n \frac{1}{1 - \tau} \nabla v \quad \text{MPa}$$

$$\nabla v = \gamma \cdot H \quad \text{défini précédemment (chp. III.3.2.2.1)}$$

$$\nabla_{cp} = n \frac{1}{1 - \tau} \gamma \cdot H$$

or $n \frac{1}{1 - \tau} = \text{constante}$, donc la fonction sera de la forme $\nabla_{cp} = K.H$ et $K > 0$.

Donc : Les contraintes vont varier et augmenter linéairement avec la profondeur, on sera donc amené à augmenter les dimensions des piliers pour diminuer les contraintes dans les piliers.

III-3.2.2.3 Calcul des dimensions des chambres :

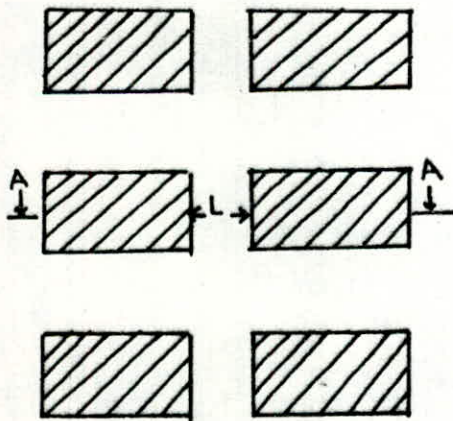


Fig a

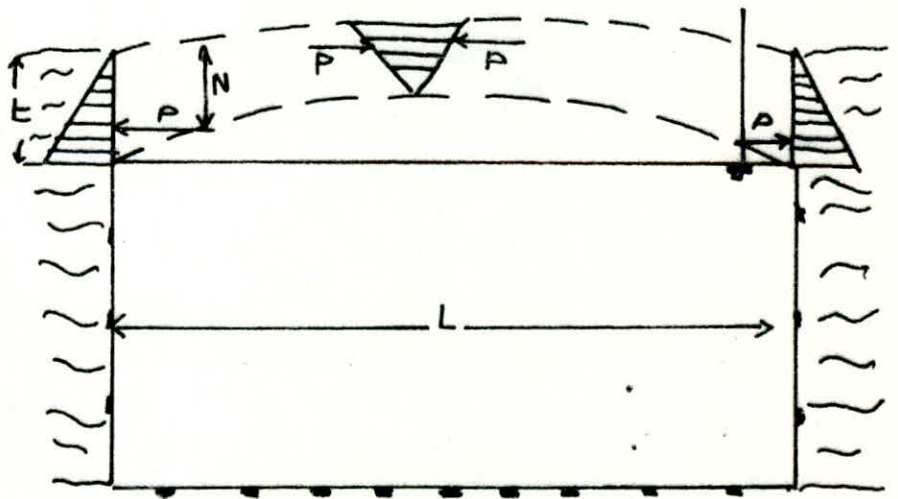


Fig b

On suppose qu'une voute auto-stable se forme (FIG. b), la portée de cette voute peut être calculée d'après la formule :

$$L' = K.t^{3/4} \quad \text{m}$$

$$\text{où } K = \frac{E}{1100 + 0,0235E}$$

E : module d'élasticité en kg : cm²

t : puissance du toit auto-stable égale à la longueur du boulon.

$$L = \frac{L'}{n1 \cdot n2} \quad : \text{ largeur de la chambre en m.}$$

où n1, n2 : coefficients de sécurité.

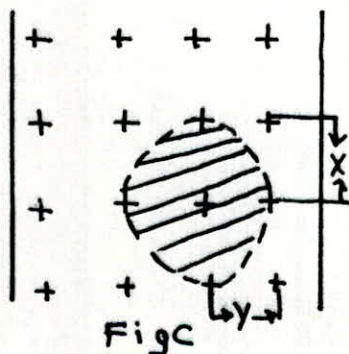
n1 = (1,5 ÷ 2) : coefficient de réduction des paramètres des roches à longue durée.

n2 = (1,5 ÷ 2) : coefficient d'influence de contact des surfaces des blocs des roches (inférieure à 1/2 t) et qui éventuellement augmenterait les contraintes de compression du toit.

Le boulonnage :

. Longueur des boulons : t = (1,6 2,5) m

. Densité des boulons : K x.y.t : condition de résistance du boulon à la traction.



où :

: poids volumique en MN / M³

X : distance entre les rangées de boulons en m.

Y : distance entre les boulons dans les rangées m .

t : la longueur du boulon en m.

K : force d'encrage du boulon.

K (80 100) KN

N.B : Le boulonnage du toit, doit être réalisé de manière à ce que chaque boulon serve à soutenir une colonne de section, assimilée à un cercle de rayon y (FIG. C).

CHAPITRE IV

**MODELES UTILISABLES POUR DECRIRE LE
COMPORTEMENT DES EXCAVATIONS SOUTENUES PAR
DES PILIERS.**

**APPROCHE ENERGITIQUE DE LA STABILITE DES
EXCAVATIONS SOUTENUES PAR DES PILIERS.**

MODELES UTILISABLES POUR DECRIRE LE COMPORTEMENT DES
EXCAVATIONS SOUTERRAINES SOUTENUES PAR DES PILIERS. (MODELE
DE L'AIRE TRIBUTAIRE). APPROCHE ENERGITIQUE DE LA STABILITE
DES EXCAVATIONS SOUTENUES PAR DES PILIERS :

IV-1 APPROCHE ENERGITIQUE DE LA STABILITE DES EXCAVATIONS
SOUTENUES PAR DES PILIERS :

IV-1.1 Introduction :

Récemment l'approche énergétique a été appliquée dans quelques pays, surtout aux Etats-Unis pour l'étude des exploitations par chambres et piliers dans les mines de charbon. Ces méthodes sont fondées sur la notion d'énergie de la rupture.

" On va vers la rupture si l'énergie fournie par l'évolution des terrains est supérieure à l'énergie absorbée par le processus de rupture ".

Cette approche énergétique a été étudiée par C. FAIRHURAT. D'après FAIRHURAT, on remplace un pilier par un verin dans une exploitation par chambres et piliers (FIG. I 1 a). On diminue progressivement la charge F du verin.

La mesure simultanée de la charge F et de la convergence (c) au voisinage du verin permet d'estimer la raideur K de l'exploitation (FIG. I.1.b).

Si par ailleurs, on comprime une éprouvette de charbon ou autre matériau sous une presse rigide, on obtient une courbe effort-déformation caractérisée en particulier par sa phase après rupture. La comparaison de la pente dans cette phase avec la raideur K de l'exploitation permet de définir si le système est stable ou non (FIG. I.2).

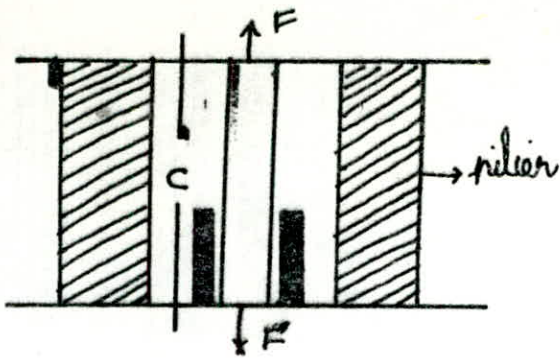


Fig I.1a

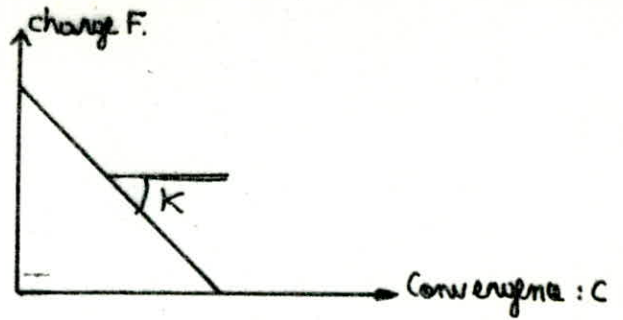


Fig I.1b.

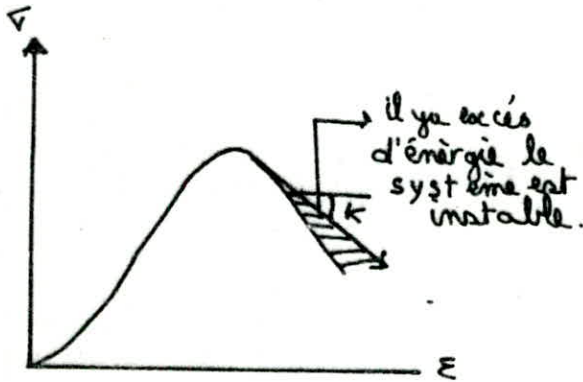


Fig I.2a



Fig I.2b

Les calculs sont effectués dans un système hybride " composé d'un ordinateur et d'un simulateur analogique". Le simulateur rend compte de la loi de comportement des piliers par analogie avec la loi d'élasticité $V = RI$ (pour un comportement élastique linéaire) ou avec une loi $V = f(I)$ (pour simuler les caractéristiques non linéaires). Le simulateur permet de modifier très simplement le schéma d'exploitation.

Cette théorie est utilisée dans les cas suivants :

- a- Pour les dimensionnements des exploitations;
- b- Pour la détermination des zones de fortes contraintes et la prévention des coups de charge;

IV-1.2 Développement mathématique :

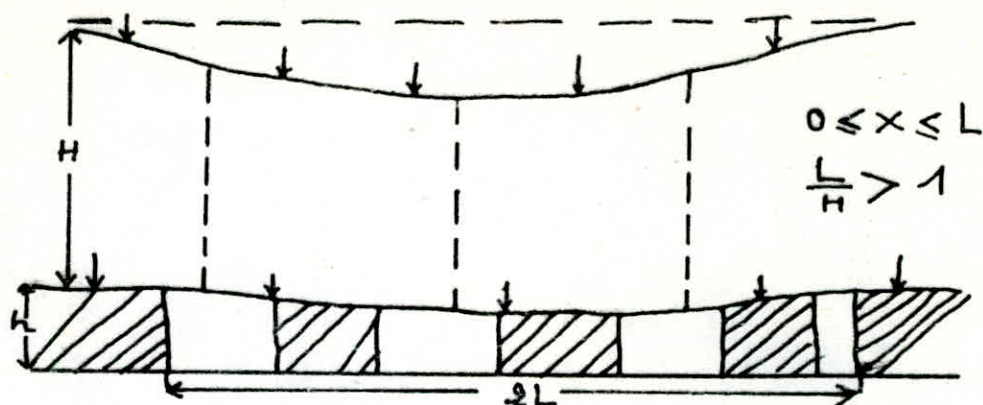


Fig 1

L'exploitation d'une couche de minerai par chambres et piliers, d'assez grande étendue, cause des effets dans le massif susjacent l'excavation, et incarnés à la surface par un affaissement généralement en forme de cuve.

L'énergie totale développée pour un affaissement " C_v " des terrains susjacent l'exploitation, à la surface est par 1 M² de surface égale à (EP) : $E_p = C_v \cdot H \cdot 10^4 \text{ J/M}^2$ (1)

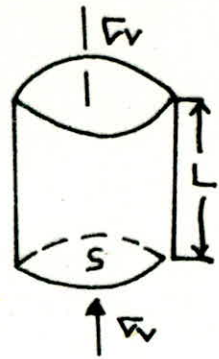
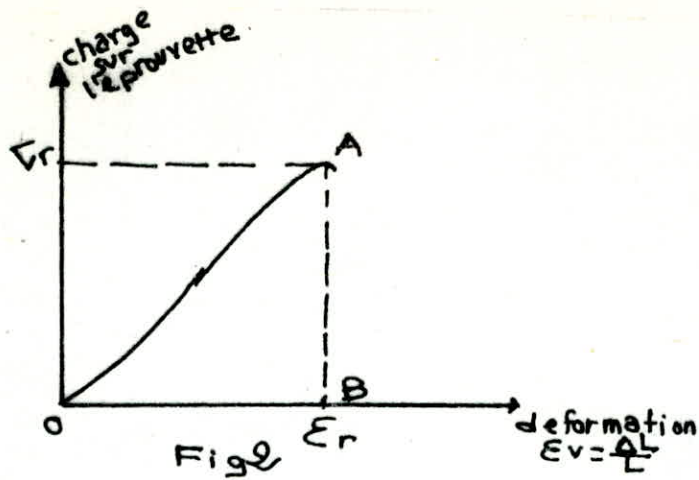
ou $[C_v] = m$: fléxion du toit : (flèche maximale au centre de la zone exploitée).

$[H] = m$: épaisseur de recouvrement.

$[\gamma] = \text{N/m}^3$: poids volumique des roches des terrains au dessus de l'exploitation.

Le travail (1) sert surtout à déformer les piliers.

Les expériences de déformation ou de fracturation d'éprouvettes sous-presse, en régime mono ou triaxial, nous permettent d'avancer des ordres de grandeur de l'énergie de déformation ou d'énergie de rupture d'un matériau (FIG. 2)



L'énergie nécessaire par 1 m² pour détruire l'éprouvette est déterminée de la manière suivante :

d'après la FIG. 2 : $e_r = (\text{aire OAB}) = \frac{1}{2} V_r \varepsilon_r$ (2)

or, d'après la loi de HOOKE : $V_r = \varepsilon_r \cdot E \Rightarrow \varepsilon_r = \frac{V_r}{E}$ (3)

E : module d'Young

V_r : charge de rupture.

ε_r : déformation longitudinale de l'éprouvette : $\frac{\Delta L}{L}$

(3) dans (2) $e_r = \frac{1}{2} V_r \frac{V_r}{E} = \frac{1}{2} \frac{V_r^2}{E}$

$e_r = \frac{1}{2} \frac{V_r^2}{E}$ MJ / m²

L'énergie totale pour détruire l'éprouvette est :

$e_t = e_r \cdot s \cdot L = \frac{1}{2} (\frac{V_r \cdot S}{\text{Force X chemin}}) (\frac{\varepsilon_r \cdot L}{\text{parcouru}}) = \frac{1}{2} \frac{V_r^2}{E} \cdot S \cdot L$

$e_t = \frac{1}{2} \frac{V_r^2}{E} \cdot S \cdot L$, MJ

où S : surface de base de l'éprouvette : m²

L : hauteur de l'éprouvette : m .

Par analogie, on raisonne de la sorte, pour les piliers :

L'énergie accumulée par 1 m² de pilier est donc : pp :

$e_{pp} = \frac{1}{2} V_r \varepsilon \cdot 1 \cdot h$ (4) comme pour l'éprouvette :
 $\varepsilon = \frac{\Delta h}{n}$: h : hauteur du pilier

$$e_{pp} = \frac{1}{2} \frac{\nabla r^2}{E} H \quad (5)$$

Pour que l'ensemble des terrains susjacents et piliers soit en équilibre, il faut que : $e_p = e_{pp}$.

$$e_p = C_v \gamma . H \quad (1)$$

$$e_{pp} = \frac{1}{2} \frac{\nabla r^2}{E} h (1 - \tau) \quad (6) \quad \text{où : } \tau : \text{taux de defruitement}$$

$$(1) = (6) \quad \rightarrow \quad C_v \gamma H = \frac{1}{2} \frac{\nabla r^2}{E} h (1 - \tau)$$

$$\rightarrow \nabla r^2 = \frac{2 E C_v H}{(1 - \tau) h} \quad \Rightarrow \quad \nabla r = \sqrt{\frac{2 E C_v H}{(1 - \tau) h}} \quad \text{en MN/m}^2 \text{ ou MPa}$$

Contraintes régnant dans un pilier :

$$\nabla r = \sqrt{\frac{2 E C_v . H}{(1 - \tau) h}} \quad \text{Mpa} \quad (7)$$

L'énergie de déformation élastique des piliers dépend de l'affaissement donc la forme est représentée par un arc sinusaï de $V_x = \frac{C_v}{2} \left(1 + \cos \frac{\pi x}{L} \right)$ (8) : V_x : affaissement du toit.

A la surface, l'affaissement correspond au tassement des piliers au fond, avec un décollage dans le temps.

Donc, les contraintes dues à l'énergie potentielle peuvent être formulées de la manière suivante, en substituant dans l'expression (7), (C_v) par l'expression (8), ainsi :

$$\nabla r (x) = \sqrt{\frac{E c_v (1 + \cos \frac{\pi x}{2L}) . H}{(1 - \tau) h}} \quad \text{en MPa}$$

avec $0 \leq x \leq L$: (FIG. 1).

IV-1.3 Conclusions : On peut présenter les variations des contraintes (r) dans un pilier, en fonction du taux de defruitement (τ) et en fonction de la distance par rapport au centre de l'exploitation.

IV-1.3.1 En fonction du taux de defruitement :

$$\bar{V}_r (\bar{c}) = \frac{2 E C_v \gamma . H}{(1 - \bar{c}) h} \quad \text{en MPa}$$

varie de 0 1

\bar{c}	\bar{V}_r : MPa
0	$\left(\frac{2 E C_v \gamma . H}{h} \right)^{1/2}$
0,25	$\left(\frac{8 E C_v . H}{3 h} \right)^{1/2}$
0,5	$2 \left(\frac{E C_v \gamma . H}{h} \right)^{1/2}$
0,75	$\left(\frac{8 E C_v . H}{h} \right)^{1/2}$
1	∞

Dans un problème réel, en ayant les caractéristiques des terrains (R_c , E , etc ...) et grâce à la courbe $\bar{V}_r = \text{fct} (\bar{c})$, on peut arriver à la conclusion qu'à partir d'un certain taux de defruitement (\bar{c}_c) critique, l'excavation devient instable et que (\bar{V}_r) ne doit aucunement être dépassé, l'allure de la fonction $\bar{V}_r = f (\bar{c})$ est donnée sur la figure 3 ci-après :

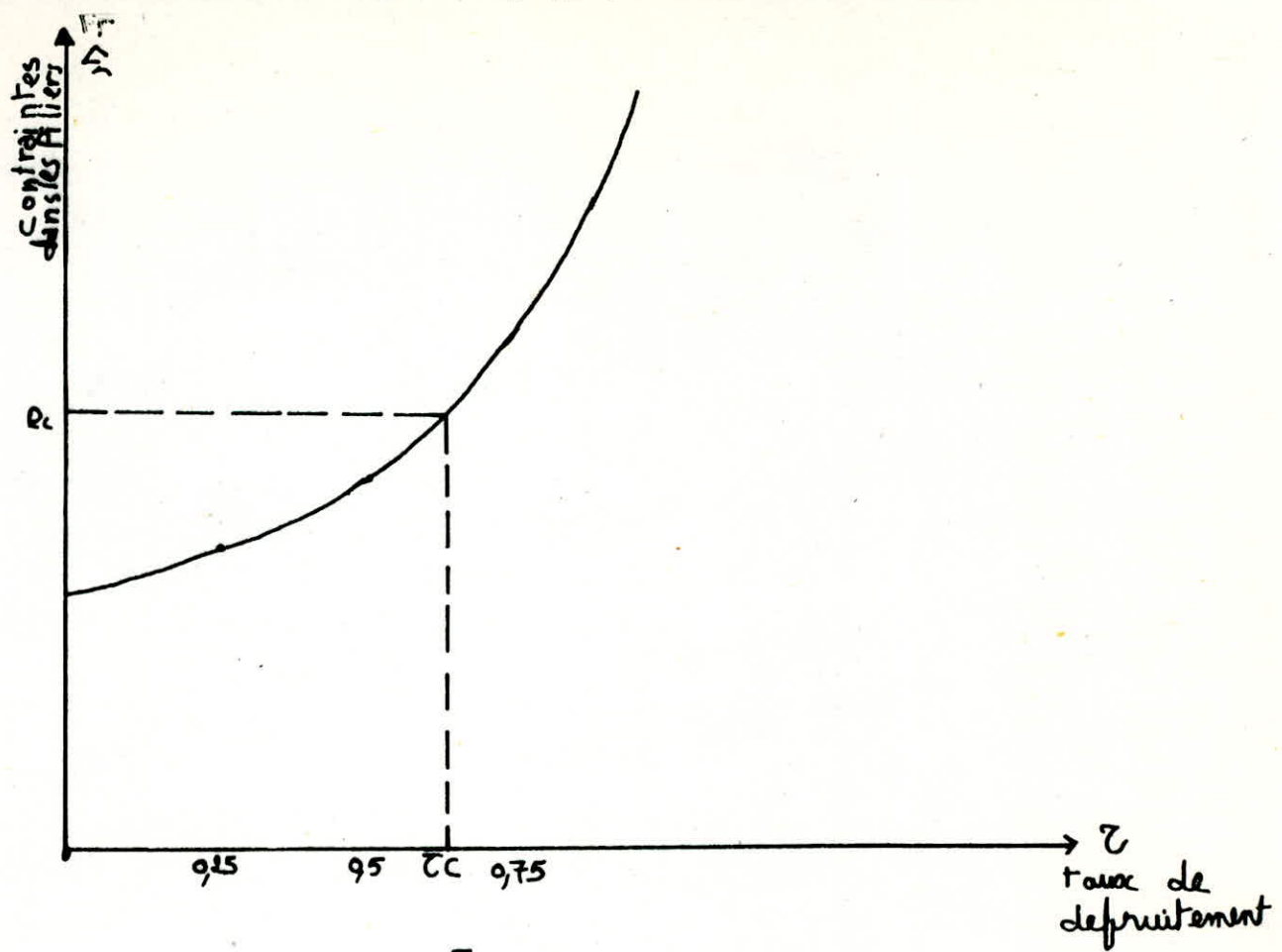


Fig 3

CONTRAINTES DANS UN PILIER EN FONCTION
DU TAUX DE DEFRUITEMENT

Pour des raisons de sécurité et dans le cas d'un comportement élastique, le taux de defruitement critique (τ_c) correspond à la valeur de la résistance à la compression des roches dans les piliers.

IV-1.3.2 En fonction de la distance au centre de l'exploitation

$$\sigma_r(x) = \sqrt{\frac{E C_v (1 + \cos \frac{\pi x}{2L}) \gamma H}{(1 - \tau) h}} \quad \text{en MPa}$$

D'après cette expression et en tenant compte du fait que x varie entre 0 et L , on remarquera comme ce sera noté sur le tableau ci-dessous, que dans les piliers aux extrémités du chantier, règnent des contraintes moins importantes que dans les piliers au centre, d'où la nécessité d'avoir des dimensions plus importantes que pour les piliers des extrémités et cela en relation avec l'affaissement, comme signalé auparavant.

X (m)	$\sigma_r(x)$ MPa
0	$\left(\frac{2 E C_v \gamma H}{(1 - \tau) h} \right)^{1/2}$
L	$\left(\frac{E C_v \gamma H}{(1 - \tau) h} \right)^{1/2}$

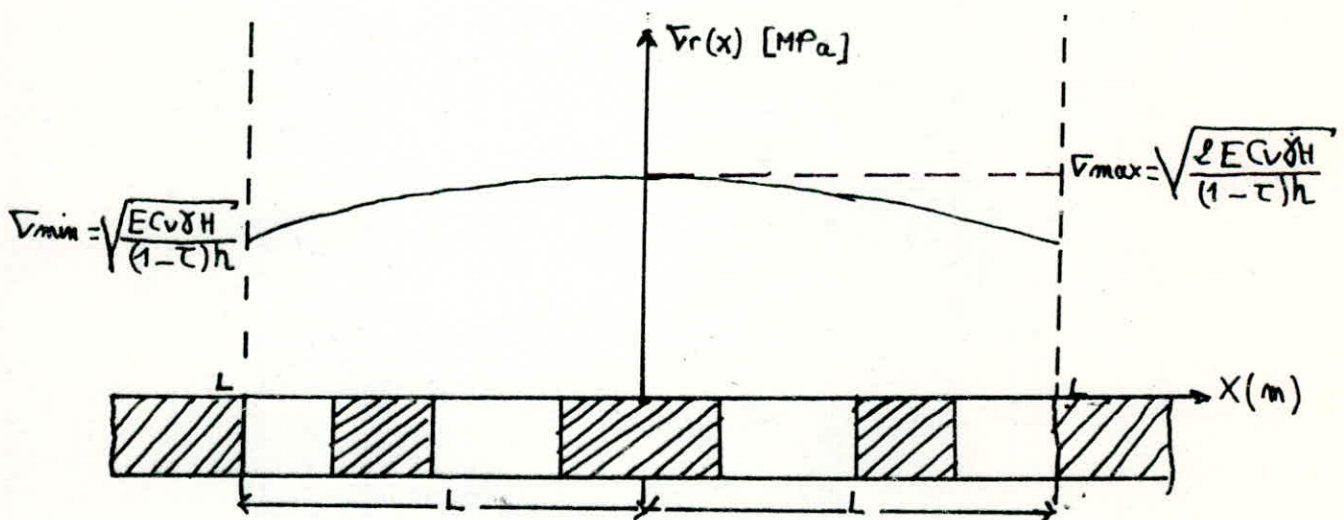


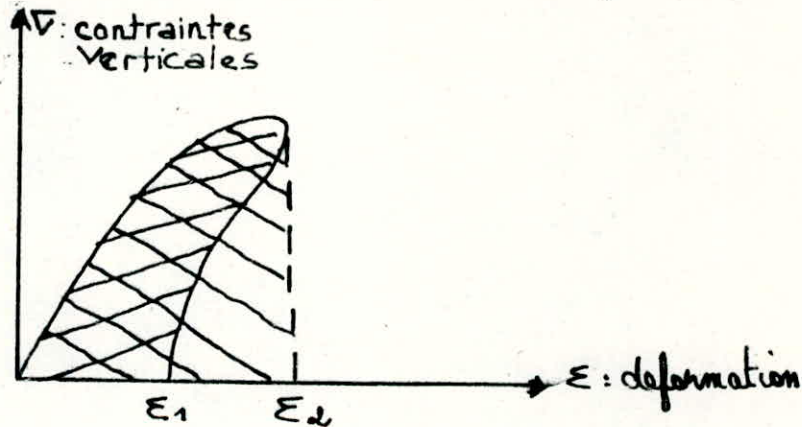
FIG. 4 : VARIATION DES CONTRAINTES DANS LES PILIERS EN FONCTION DE LEUR POSITION PAR RAPPORT AU CENTRE DE L'EXPLOITATION.

REMARQUE :

Dans le cas où nous sommes en présence d'un toit, de piliers dont les roches constituant ces deux ensembles, ont la même résistance à la compression et qui est supérieure à la résistance à la compression du mur, avec cependant, la présence d'une couche de faible épaisseur dans la partie supérieure du mur et dont la résistance est identique ou supérieure à celle du toit et des piliers.

Dans ce cas, on a le phénomène suivant :

Le mur ou le pilier auront tendance à emmagasiner de l'énergie et sa libération de manière brutale, conduirait à un coup de terrain et destabiliserait tout le système.



De la courbe effort-déformation, on détermine le coefficient de susceptibilité à donner un coup de terrain.

$$W_{et} = \frac{Ee}{E_p} \quad \text{Energie élastique : } Ee = \int_0^{\epsilon_2} f(\epsilon) d\epsilon.$$

$$W_{et} = \frac{Ee}{E_T - Ee} \quad \text{" " plastique : } E_p = \int_{\epsilon_1}^{\epsilon_2} f(\epsilon) d\epsilon.$$

- I) $W_{ET} \leq 2$: roche de susceptibilité faible à donner des coups de terrain.
- II) W_{ET} entre 2 et 5 : roche de susceptibilité moyenne à donner des coups de terrain.
- III) $W_{ET} > 5$: roche de susceptibilité forte à donner un coup de terrain.

Pour prévenir et éviter ces coups de terrain, on détruit la couche super résistante et on aura la situation escomptée, à savoir, un mur de faible résistance mécanique devant le toit et le mur, ainsi, l'énergie ne sera pas emmagasinée en grande partie et au contraire, sera libérée progressivement, on remarquera même un soulèvement du mur.

REMARQUE 2 :

Les piliers de grandes dimensions à l'état élastique, peuvent emmagasiner de grandes quantités d'énergie, et si un mouvement de terrain se produit, cette énergie serait libérée d'une manière brutale et destabiliserait le système, pour éviter ce genre de situations, dans les grands piliers sont forés des trous d'un diamètre déterminé pour permettre une libération progressive de l'énergie emmagasinée, sans toutefois, porter atteinte à la portance des piliers.

IV-2 MODELES UTILISABLES POUR DECRIRE LE COMPORTEMENT DES EXCAVATIONS SOUTERRAINES PAR DES PILIERS (MODELE DE L'AIRES TRIBUTAIRE) :

IV-2.1 Introduction :

Les modèles utilisables pour décrire le comportement des excavations souterraines soutenues par des piliers, peuvent être divisés en deux groupes, contenant pour le premier les modèles relatifs aux exploitations par piliers abandonnés et pour le second les modèles utilisés pour les méthodes préconisant la récupération des piliers.

Dans ce qui suit, nous allons présenter ces deux groupes de modèles d'une manière générale et d'une manière plus détaillée un modèle appartenant au premier groupe, en l'occurrence : le modèle de l'aire tributaire.

IV-2.2 Dans le cas de piliers abandonnés :

Un certain nombre de modèles peuvent être utilisés pour décrire le comportement d'un chantier ou une excavation souterraine soutenue par des piliers.

Ces derniers sont plus ou moins adaptés au problème en fonction de la géométrie de la cavité et de la nature des terrains.

Dans le cas d'excavations d'étendue assez réduite, c'est à dire que le rapport entre la largeur de l'excavation (L) et la hauteur du recouvrement (H) est inférieure à 1, on utilise seulement des modèles globaux, qui peuvent être soit :

- - des modèles numériques utilisant la méthode des éléments finis;
- - des modèles analytiques, choisis en fonction de la fracturation du toit (modèle que nous présenterons).

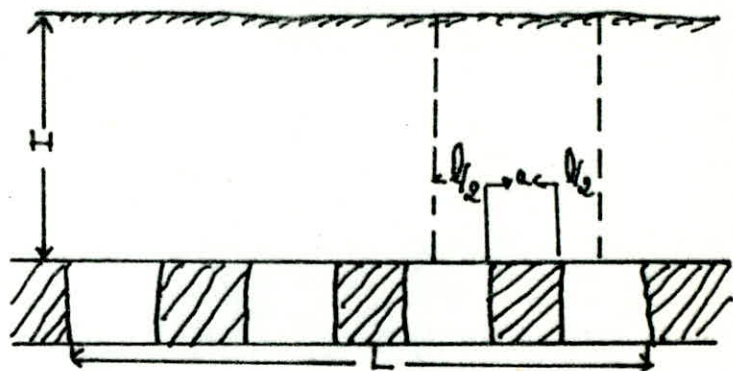
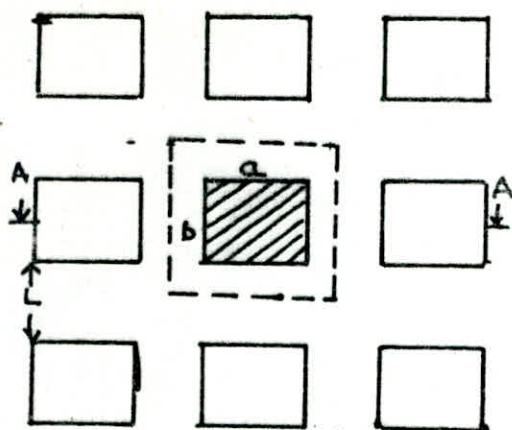
Dans le cas ou ($L / H > 1$), le maniement des modèles globaux est plus commode et en fonction de la fracturation du toit, nature des roches, rôle des piliers, nous aurons plusieurs modèles.

Pour les deux valeurs du rapport (L / H), sont présentés sur le tableau ci-après, certains modèles et leurs critères d'utilisation.

NATURE DU BAS TOIT ET FRACTURATION NATURELLE	MODELES DE COMPORTEMENT	OBSERVATIONS
- Premier banc très résistant de grande épaisseur ($> 0,5 \div 1$ m) et continue (peu ou pas de fracturation) $H / L < 0,5$	Monolithique (modèles de plaques).	/
- Bancs d'épaisseur moyenne ($> 0,30$ m) discontinus, à fracturation marquée d'orientation variable ou grande épaisseur en matériau peu résistant $H/L < 0,5$	Aire tributaire	/
- Bancs d'épaisseur variable mais assez grande ($> 0,5$ m) affectés par une fracturation d'orientation constante ou (et) $H/L > 0,5$	Modèles de poutres	piliers larges
- Bancs très discontinus suivant toutes les directions (sur parties telles que $H/L > 1$)	Modèle de blocs (théorie du dôme)	/
- Premier banc résistant pas ou peu de fracturation et $H/L > 1$	Modèle de la cavité creusé en milieu infini	/

H : profondeur de l'exploitation, L : largeur de l'excavation

IV-2.3 Modèle de l'aire tributaire :



Hypothèses :

a : largeur des piliers; b = Ka : longueur des piliers : $K = \frac{b}{a}$
 K = 1 pour les piliers de section carrée.

l : largeur de la chambre (ou de la fenêtre).

Bancs du toit d'épaisseur moyenne.

Fracturation d'orientation variable ou en matériau peu

résistant : $H / L < 0,5$: L : largeur de l'excavation (m).

H : hauteur du recouvrement (m).

Principe :

chaque pilier porte sa part de terrain susjacent représenté par la section : $(a + l) (b + l)$; (m²).

Développement :

Les piliers sont dimensionnés selon le principe suivant :

" Chaque pilier doit supporter une colonne de terrain susjacent de section $(a + l) (b + l)$ en m², ce qui n'est possible que si la résistance à la compression est supérieure ou égale au poids de la colonne de terrain susjacent supporté par le pilier.

Sur le plan mathématique, cela se traduit par :

$$\gamma H K H (a + l) (b + l) \leq R_{cp} (a \times b)$$

où H : profondeur en m.

KH : coefficient tenant compte des roches n'exercant aucune pression sur les piliers.

$$KH = 1 \quad \text{si} \quad L > H$$

$$KH = (0,8 \div 1,0) \quad \text{si} \quad \frac{H}{L} = (1 \quad 2)$$

$$KH = (0,4 \div 0,8) \quad \text{si} \quad \frac{H}{L} > 2$$

R_{cp} : résistance à la compression des roches des piliers in situ

$$R_{cp} = R'_{cp} \cdot K1 \cdot K2 \cdot K3 \cdot K4.$$

où R'cp : résistance à la compression des roches au laboratoire.

K1, K2, K3, K4 : Coefficients de qualité du massif (des piliers définis dans le chapitre relatif aux facteurs naturels.

γ : poids volumique en MN / m³.

$$\text{A partir de (1), on aura : } \frac{\gamma \cdot H \cdot KH (a + l) (b + l)}{(a \times b)} \leq R_{cp} \quad (2)$$

En utilisant le taux de destruction (τ), en remplaçant :
 $\frac{(a + l) (b + l)}{(a \times b)}$ dans (2) par $(1 - \tau)$, on aura :

$$\text{la relation finale : } R_{cp} \geq \frac{\gamma \cdot H \cdot KH}{1 - \tau} \quad (3) \quad \text{MPa}$$

avec : $0 \leq \tau \leq 1$

L'analyse de la stabilité d'une manière générale, pour le modèle de l'aire tributaire, peut se faire :

- Sur la contrainte moyenne $\bar{\sigma}_{cp} = \frac{\gamma \cdot H \cdot KH}{1 - \tau}$ exercée sur les piliers en la comparant à la résistance au fluage du matériau et en prenant un coefficient de sécurité.

- Sur la contrainte maximale exercée dans le matériau ($\bar{\sigma}_{\max} = \bar{\sigma}_{cp} \cdot K$) où K : facteur de concentration des contraintes), et en la comparant à la valeur minimum de la résistance élastique. On dispose alors d'un coefficient de sécurité variant entre 2 et 3.

REMARQUE :

La contrainte qui s'exerce sur les piliers peut être calculée en modélisant un pilier par la méthode des éléments finis, mais :

- ces modèles font abstraction des discontinuités et hétérogénéités aléatoires (non liées à la lithologie);
- ce n'est pas parce que à l'échelle centimétrique ou décimétrique une partie du pilier se rompt que la stabilité générale est en cause.

CONCLUSION :

Le modèle de l'aire tributaire est le modèle le plus couramment utilisé.

D'une manière générale, il sera suffisant pour contrôler la stabilité si on peut négliger la portance des bords fermes et si l'énergie élastique accumulée dans le toit est négligeable.

IV-2.4 Cas des piliers récupérés :

Les exploitations par dépilage peuvent être continues, et intéresser par panneaux successifs de larges surfaces, ou bien au contraire, être isolées les unes des autres par des "bandes fermes", c'est à dire de grands piliers qui doivent avoir une stabilité indéfinie.

Lorsque le dépilage intéresse de très grandes surfaces, il se produit des affaissements à la surface, exactement comme lors d'une exploitation par longues tailles. Dans les mines de fer de LORRAINE, l'angle d'influence est de 10 à 20° en statique. C'est cette valeur de 20° qui est retenue pour délimiter les stots pour protéger les installations de surface.

Une telle exploitation a pour longueurs caractéristiques, les valeurs suivantes :

Premier coup de charge, avec apparition des affaissements de surface lorsque la largeur exploitée est supérieure à 0,5 fois le recouvrement.

Constitution du régime permanent lorsque la largeur exploitée est supérieure à 0,9 fois le recouvrement.

Lorsque le dépilage n'intéresse que des surfaces réduites, pour ne pas provoquer d'affaissements à la surface, il est conduit par "îlots", avec les dimensions suivantes :

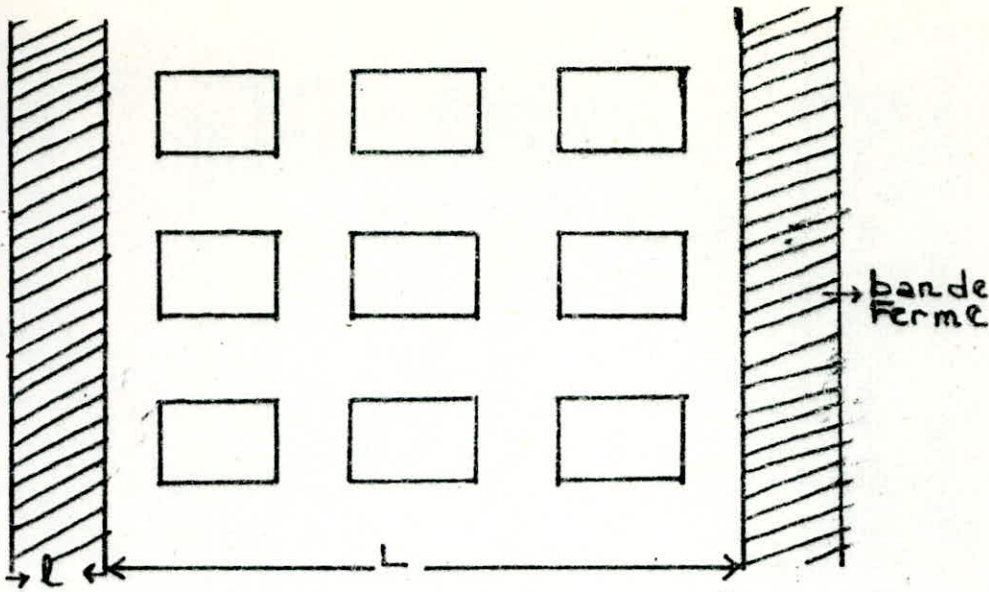
Ces dimensions sont le résultat de calculs basés sur les principes suivants :

Principe :

Le haut toit est assimilé à une dalle feuilletée.

Coefficient de frottement variable.

Les coups de charge et les effondrements brutaux se réalisent pour certaines dimensions caractéristiques de l'exploitation.



H : hauteur du recouvrement.

Coups de charge : $L < 0,5 H$.

Exploitations par îlots : $L \leq 0,4 H$ (largeur des îlots).

Cas général : $L \leq 0,9 H$: (largeur critique).

Largeur des bandes fermes : $l = 12 \text{ m} + 0,2 H$.

Les piliers à l'intérieur des îlots sont dimensionnés de manière à garantir la stabilité à court terme :

$$\sigma_{\text{moy}} < R_{\text{c instantanée}} \quad (1)$$

σ_{moy} : Contrainte moyenne dans un pilier

$R_{\text{c ins}} = R_{\text{cp}} \cdot K_1, K_2, K_3$:

R_{cp} : résistance à la compression des roches des piliers au laboratoire.

K_1, K_2, K_3 : facteurs de qualité du massif.

K_4 : facteur chronologique : $K_4 = 1$ à cause de la condition (1).

Dimensionnement des bandes fermes :

Le dimensionnement des bandes fermes est un problème fréquent en exploitation minière. Outre le cas des exploitations par îlots, on rencontre :

- Dans les exploitations par petits piliers, où on veut séparer des zones exploitées par petits piliers par des "barrières" pour empêcher un éventuel effondrement de grande masse.
- Dans les exploitations par tailles, pour limiter les affaissements de la surface. Dans ce cas, on prend des tailles assez courtes pour que l'effondrement du foudroyage ne puisse pas gagner la surface, c'est à dire inférieure à $(1/4)$ ou $(1/2)$ de la profondeur selon le cas, et on dimensionne les piliers pour qu'ils restent indéfiniment stables et que les affaissements ne dépassent pas les limites fixées.

Le problème de la stabilité des piliers peut être traité de plusieurs manières :

- On peut admettre qu'à partir d'un élanement assez faible, les piliers sont stables indépendamment de la charge qu'ils portent (élanement de $1/5$; $1/10$,, $1/20$).
- Ou bien, on peut calculer la portance du pilier en considérant le comportement plastique - pulvérilant du matériau.

Le calcul des dimensions des bandes fermes est fait en prenant en compte certaines hypothèses et un principe conditionnant ce calcul.

Hypothèses :

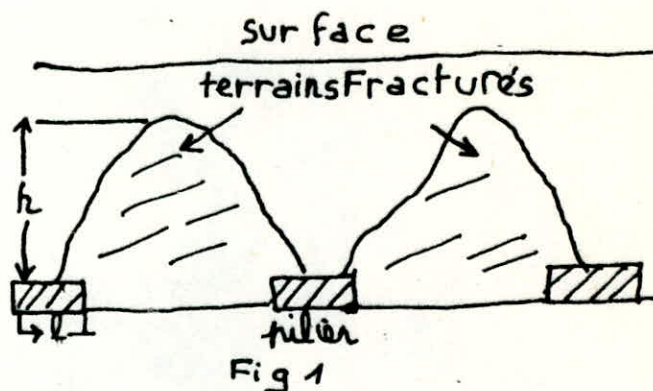
- On ne s'intéresse à priori qu'à la stabilité de la surface (quasi absence d'affaissement).

Comportement élasto-plastique du matériau dans les piliers et le toit.

Principe :

Au dessus des bandes exploitées, le terrain se fracture et s'affaisse ($h \ll H$).

Les piliers sont stables et supportent les terrains susjaccents.

Calculs :

Domaine	Valeur de la contrainte verticale v MPa	Observations
plastique	$y = p k e^{FX}$	P : pression de confinement. $k = \frac{\nabla y}{\nabla x}$: après rupture F : f (k et W) W: énergie K : coefficient de frottement interne
Frontière entre matériau plastique et matériau plastique.	$\nabla y = q$	
Elastique	$\nabla y = \nabla \hat{y} (1 - e^{-x/\lambda})$	$\nabla \hat{y} = \nabla x = q$: x : distance par rapport à la frontière plastique élastique.

d'après la fig. 1 :

$$h < H : B \leq \frac{H}{4} \quad (H/2 \text{ si le toit est raide })$$

B est limité par l'affaissement toléré (abaques).

Calcul de L : $L = 2L_p + L_e$

L : largeur des piliers.

L_p : " de la zone plastique.

L_e : " " " élastique.

Critère de stabilité :

Bonne confrontation entre les calculs et la réalité.

IV-3 COMPARAISON DES CONTRAINTES MESUREES IN SITU AU CALCUL (HOR DAIN) . SURVEILLANCE DES PILIERS :

Pendant l'exploitation d'un chantier par une méthode de chambres et piliers, il est indispensable de contrôler la stabilité des terrains, notamment au cours des premières phases de l'exploitation, pour contrôler la validité des études préalables qui ont été réalisées et éventuellement pour définir certains paramètres de cette exploitation.

Les formes de contrôle peuvent être différentes, et cela suivant qu'il s'agisse d'exploitation petits piliers ou d'exploitation par dépilage.

Dans les exploitations par dépilage, les moyens de contrôle à mettre en oeuvre :

- Les mesures de déformation du toit en avant du front de dépilage, afin de détecter sur ces mesures des vitesses ou des accélérations anormalement fortes annonciatrices d'un risque d'éboulement.
- Les mesures d'affaissement de surface surtout au dessus des première surfaces dépilées, afin de déterminer les largeurs critiques d'exploitation.

Dans les exploitations par chambres et petits piliers, on peut être amené à contrôler la validité des calculs préalables en mesurant les contraintes in situ dans les piliers ou les bords fermes par la méthode du verin plat ou une méthode de surcarottage afin de comparer ces valeurs de contraintes aux résultats du calcul, d'en contrôler la validité et éventuellement de modifier le schéma d'exploitation. Par ailleurs, ces mesures permettent d'apprécier au mieux un coefficient de sécurité attaché à une exploitation.

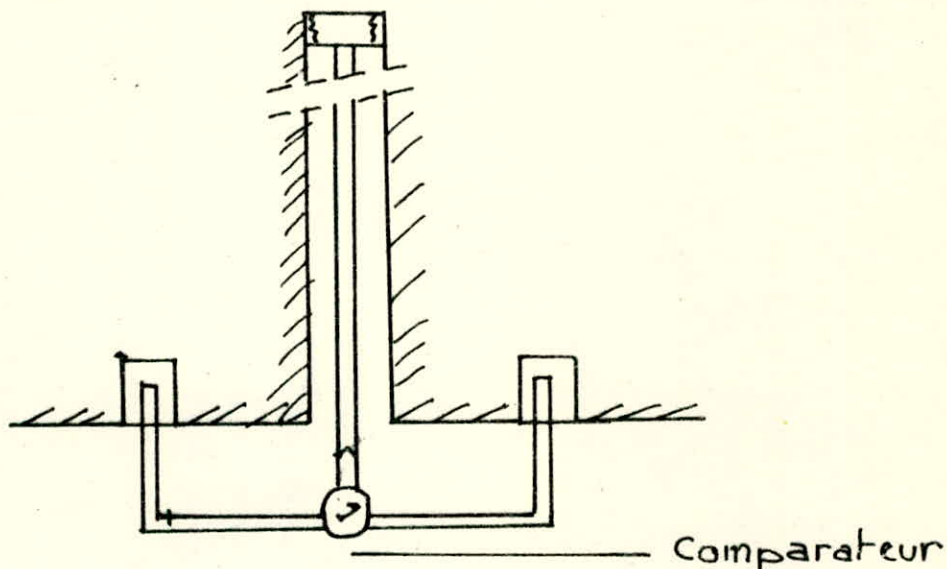
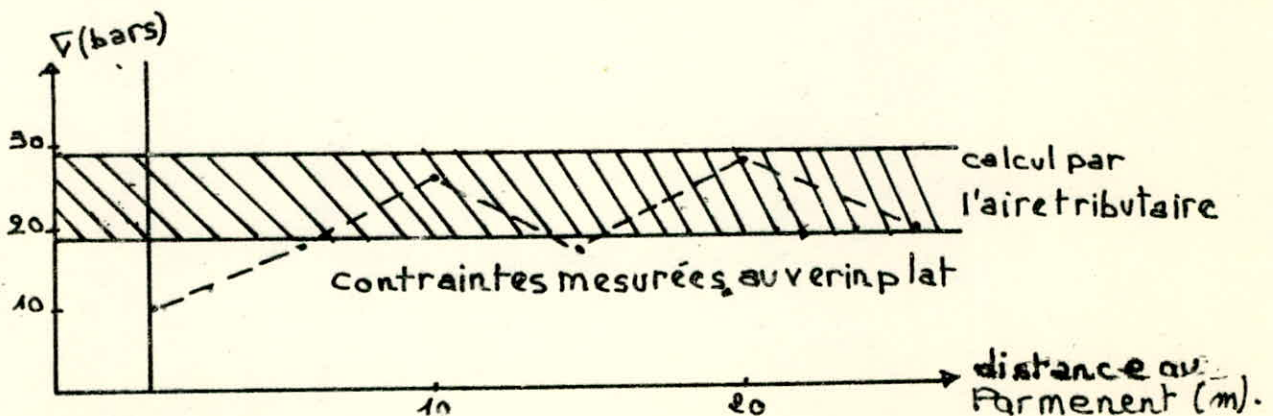


Fig 2: Mesure des expansions dans un toit :



Le contrôle et la surveillance des exploitations par chambres et piliers peut être fait à l'aide d'autres techniques de mesures.

- L'auscultation des piliers par ultra-sons, afin de pouvoir détecter les piliers fissurés des piliers sains.

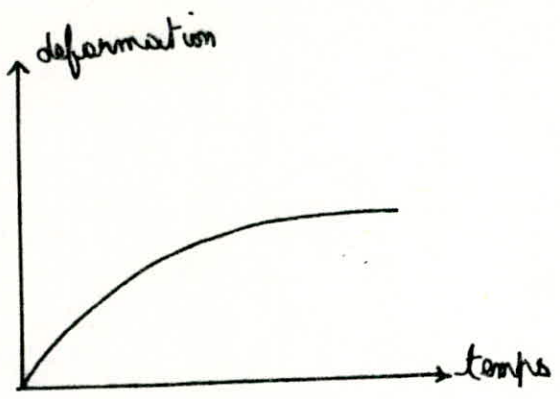
Des techniques tout à fait opérationnelles ont été mises au point, qui permettent de diminuer ou diviser les piliers examinés, en trois principales classes, à savoir, la classe des piliers sains, la classe des piliers fissurés et celle des piliers très fissurés.

La mesure des déformations des piliers, qui permet de surveiller le tassement des piliers et éventuellement leur dilatation.

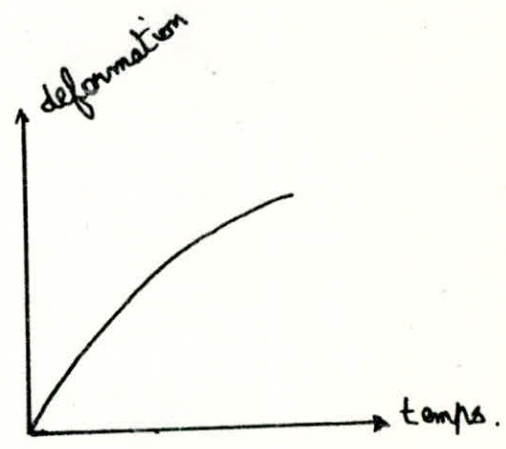
En effet, l'étude du comportement des matériaux rocheux sous contrainte montre que, avant la rupture, une éprouvette de roche ou un pilier, présente une accélération des déformations.

L'apparition de cette accélération des déformations est en fait une constante dans tous les cas où des mesures de déformation (ou de déplacement) ont pu être effectuées avant un effondrement dans les exploitations. Au contraire, une déformation complètement stabilisée est un indice de stabilité.

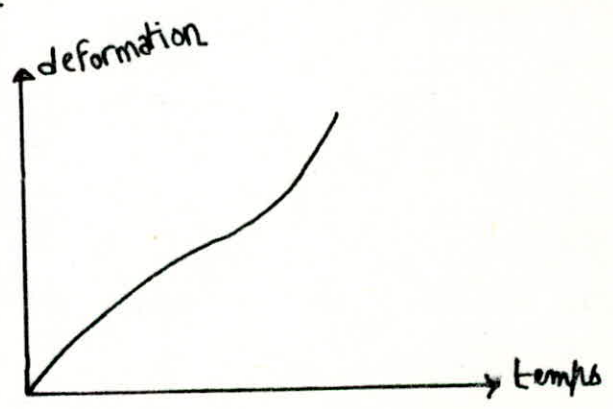
Des systèmes de télémessures de ces déformations ont été mis au point et des dispositifs d'alarme automatique fondés sur la détection d'une accélération sont en cours de mise au point.



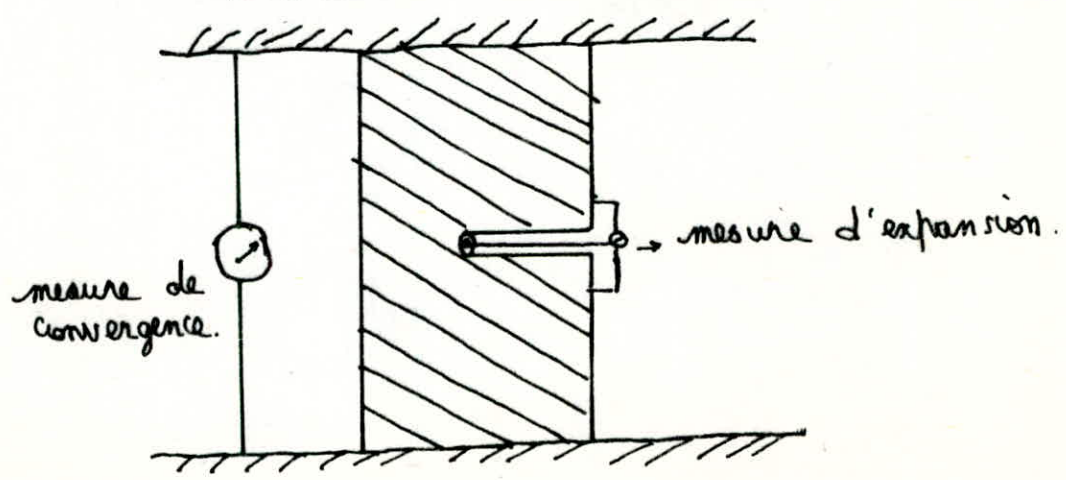
évolution stable



évolution incertaine



évolution vers l'instabilité



C H A P I T R E V

CALCUL DE LA STABILITE DES CHANTIERS
D'EXPLOITATION SOUTENUS PAR DES PILIERS
EN UTILISANT DES MODELES RHEOLOGIQUES.
APPLICATIONS.

V- CALCUL DE LA STABILITE DES CHANTIERS D'EXPLOITATION
SOUTENUS PAR DES PILIERS EN UTILISANT DES MODELES
RHEOLOGIQUES. APPLICATIONS.

V-1 Introduction :

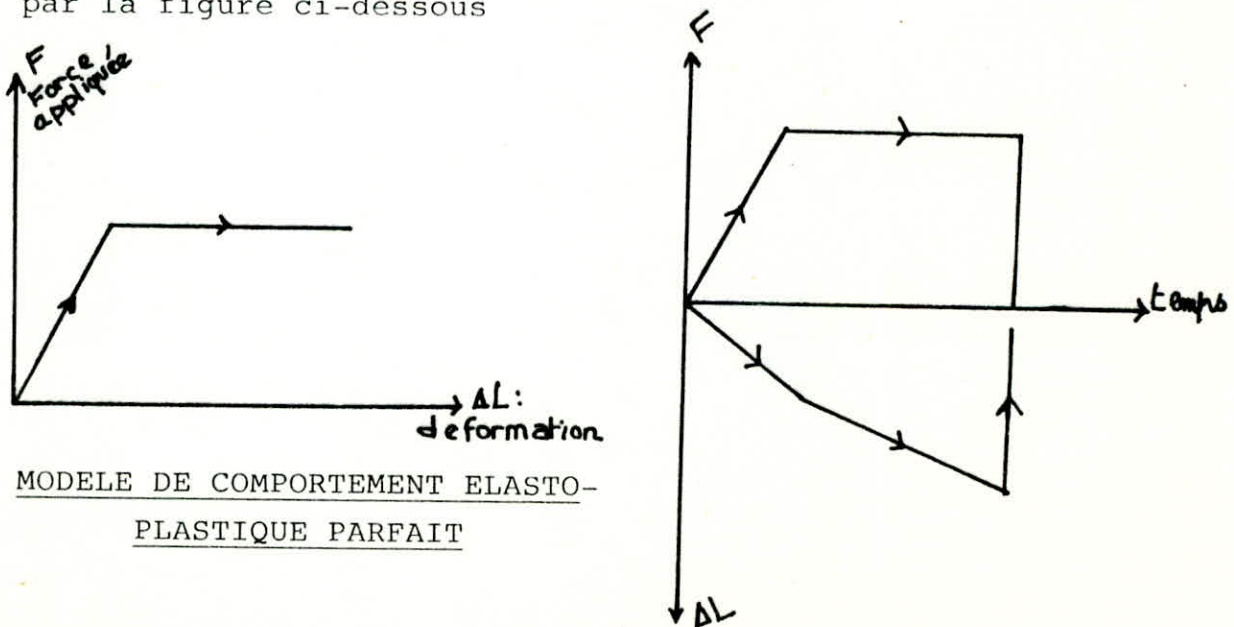
L'étude du problème de la stabilité des chantiers d'exploitation souterrains soutenus par des piliers est procédé par le choix d'un modèle rhéologique s'adaptant avec la nature des problèmes et qui donne la meilleure interprétation possible pour l'étude.

Dans le cas des ouvrages à grande profondeur et des piliers fracturés, le modèle de comportement élastique ne peut pas traduire les lois rhéologiques correctes des matériaux qui ont dépassé leur limite d'élasticité. Donc, le calcul de stabilité des matériaux fracturés doit être fortement basé sur les modèles qui rendent compte du comportement plastique et parfois différé des roches.

Dans ce qui suit, il sera donné un aperçu sur quelques modèles rhéologiques traduisant un comportement des roches et des terrains affectés par l'exploitation.

V-2 Le modèle de comportement élasto-plastique parfait :

Le schéma du comportement élasto-plastique parfait est présenté par la figure ci-dessous



Ce modèle est classiquement utilisé dans les calculs de stabilité. Cependant, il ne rend pas compte de la perte de la résistance au delà d'un certain seuil. Il peut donc donner des résultats optimistes très irréalistes. Aussi, a-t-on recherché un modèle de comportement qui tienne compte de la diminution de la force résistante au delà de la limite élastique.

V-3 LE MODELE DE COMPORTEMENT ELASTO-PLASTIQUE RADOUCISSANT :

V-3.1 Modèle rhéologique :

Les essais de compression qui permettent de contrôler les déformations au delà de la résistance maximale, pour les roches et les sols raides qui possèdent une vraie cohésion due à des liaisons solides entre les grains, montrent une décroissance de la résistance jusqu'à une valeur correspondant au frottement résiduel entre les parties rompues.

Le modèle élasto-plastique radoucissant qui rend compte de cette perte progressive de résistance au delà d'un seuil de contrainte a été proposé par BEREST (1978) (FIG. 1).

On peut caractériser le radoucissement par la pente négative de la courbe assimilée à une droite qui fait passer de la résistance maximale à la résistance résiduelle. Ce passage s'accompagne généralement d'une augmentation de volume.

Dans la phase de comportement radoucissant, la déformation totale est la somme de la déformation élastique et d'une déformation permanente. On peut également définir la cohésion qui varie en fonction d'un paramètre d'exercice Y égale à la somme des déformations plastiques (BEREST, NGUYEN) (FIG. 2).

$$Y = Y_0 \int_0^t [(|\dot{\epsilon}_x^p|) + (|\dot{\epsilon}_y^p|) + (|\dot{\epsilon}_z^p|)] dt$$

$\dot{\epsilon}^p$: vitesse de déformation plastique.

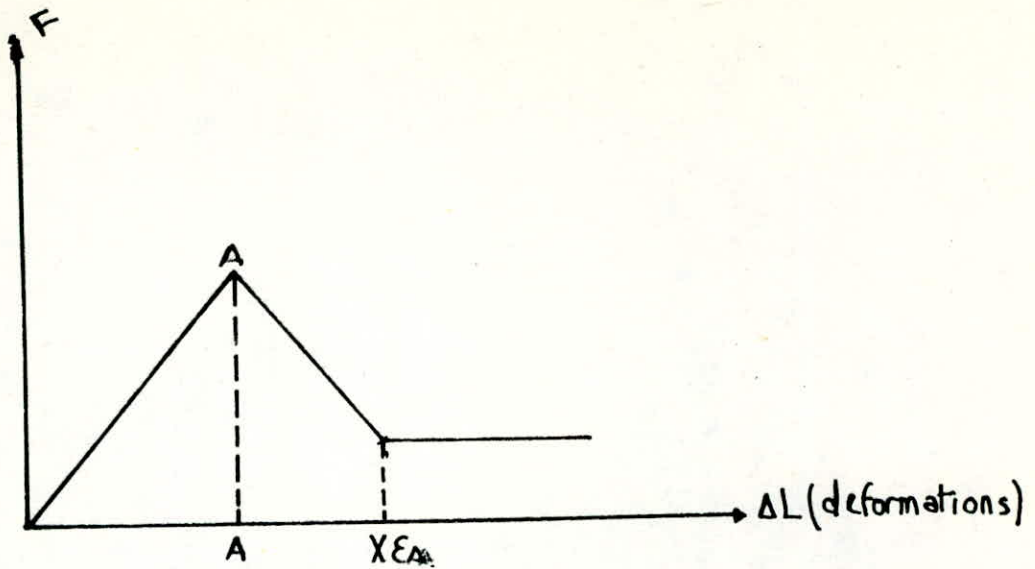


FIG. 1 : MODELE THEORIQUE ELASTO-PLASTIQUE RADOUCISSANT

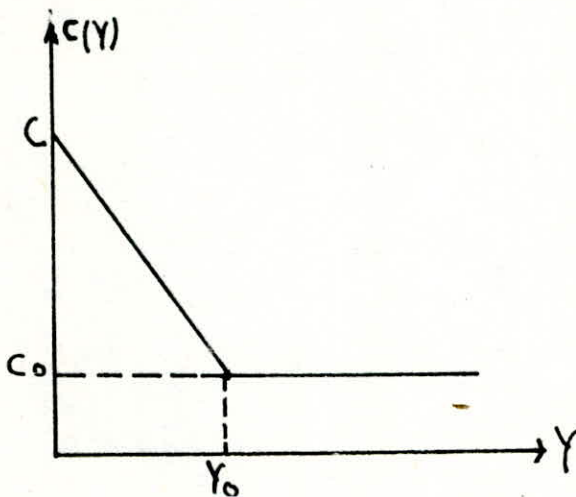


FIG. 2 : VARIATION DE LA COHESION EN FONCTION DU PARAMETRE DE RADOUCISSEMENT

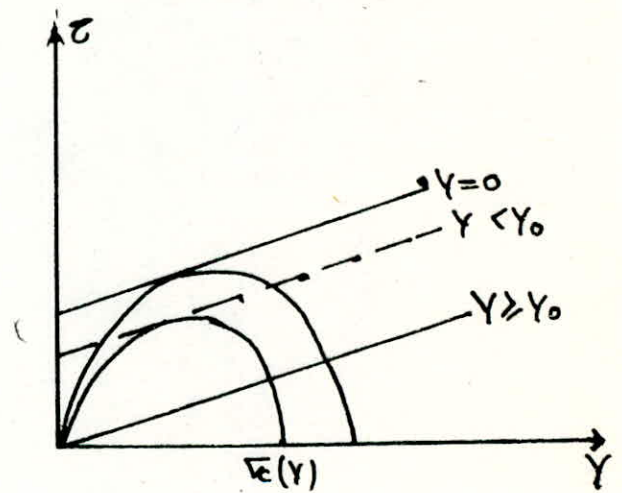


FIG. 3 : CHUTE DE LA RESISTANCE EN FONCTION DE LA FORMATION PLASTIQUE (RADOUCISSEMENT).

V-3.2 Modèle géométrique :

Plusieurs auteurs BEREST, NGUYEN et BERGUES (Laboratoire de mécanique des solides de l'école nationale polytechnique de Paris, en collaboration avec le centre de Mécanique des roches de l'E.N.S.M de Paris et l'école des Ponts et chaussées), en simplifiant la forme des tunnels et des cavités souterraines, ont étudié le problème de la stabilité des cavités à système sphérique ou cylindrique avec le modèle radoucissant.

* Essais sur le tube épais :

Un tube épais taillé dans un échantillon de roche (FIG. 4) est chargé radialement, tout en laissant la pression extérieure P_e pilotée de façon que le diamètre intérieur du tube (σ_i) diminue linéairement avec le temps.

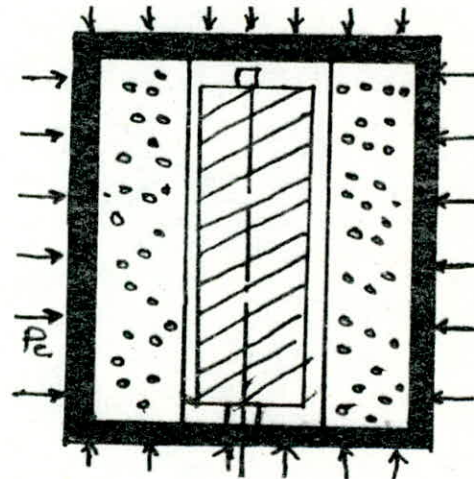
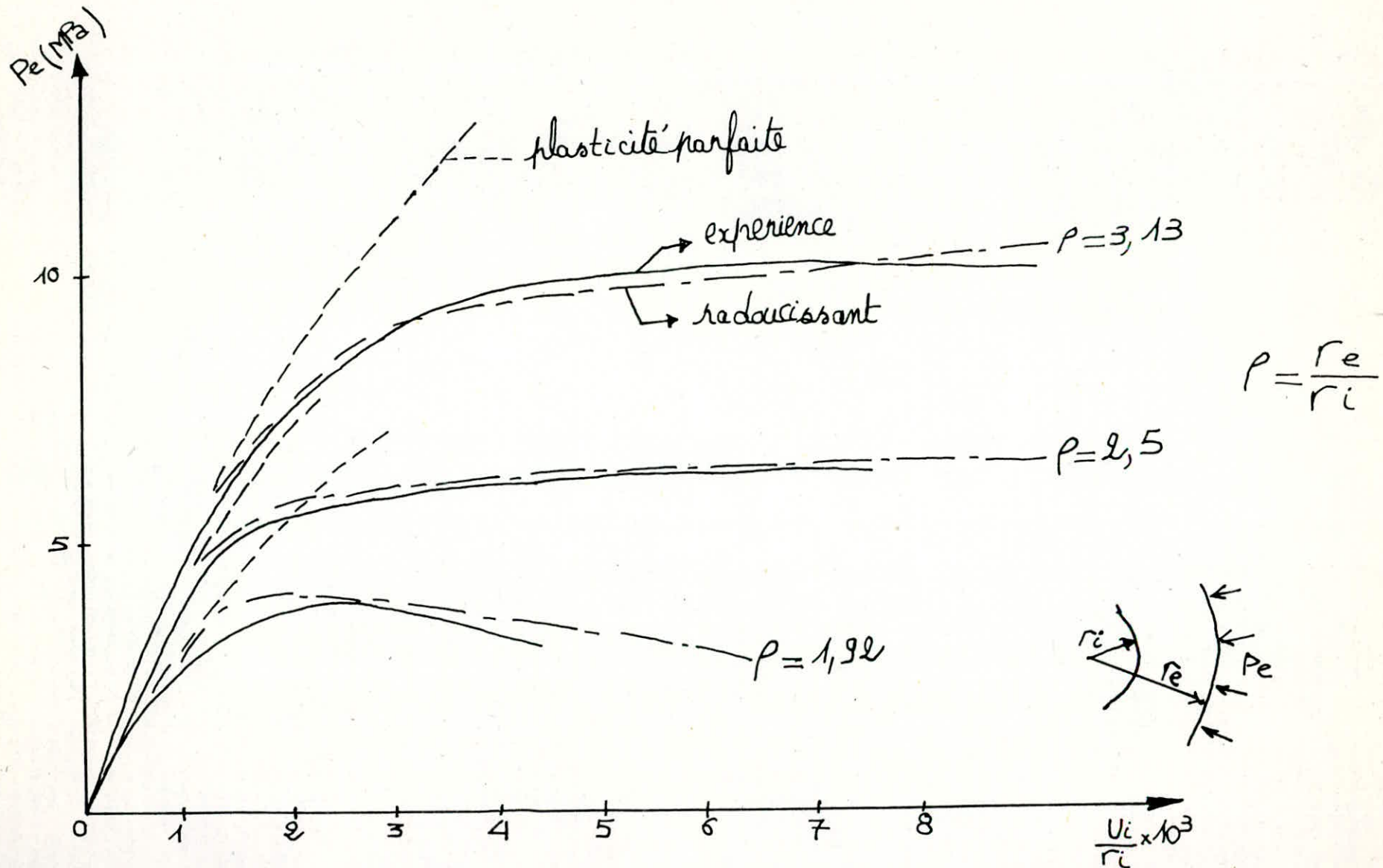


FIG. 4 : ECRASEMENT RADIAL D'UN TUBE

- a) dans le souci d'approcher le plus possible les conditions de déformation plane, les déformations axiales ont été contenues à l'aide d'une barre d'acier disposée entre deux flasques métalliques.
- b) L'utilisation de modèle élasto-plastique exige que les effets de viscosité soient réduits. A cet effet, le choix d'une vitesse de déformation constante et très lente est nécessaire (10^{-5} / sec pour l'essai fait à l'école polytechnique : BERGUES, 1979) :

Les résultats sont présentés par la figure 5.

Fig 5: Comparaison des résultats expérimentaux
avec les modèles théoriques.



NB 1 : ρ est le rapport des diamètres.

$$\rho = \frac{r_e}{r_i} \quad \text{et} \quad \epsilon_e = \frac{U_i}{r_i}$$

U_i : Variation du rayon intérieur.

r_i : rayon intérieur.

r_2 : rayon extérieur.

NB 2 : La pression intérieure reste nulle durant l'essai.

* Résultats d'essais :

- a- Les phénomènes de rupture se manifestent pas de l'écaillage relativement homogène sur la paroi intérieure. Il est intéressant de remarquer que cet écaillage rappelle celui que l'on observe dans les galeries profondes.
- b) La pression passe par un maximum pour la plus faible valeur de P . Cette valeur maximale correspond à un déplacement U_i nettement distinct du déplacement U_i^F correspondant à la limite élastique.
- c) A charge donnée, les déformations réelles sont beaucoup plus importantes que ne laisse prévoir le modèle élastique parfait.
- d) Pour des déformations importantes, on note une localisation des déformations et de l'écaillage, avec apparition de lignes de glissement qui entraînent une perte de symétrie.

V-3.3 Discussion sur le modèle radoucissant :

(Conclusions de l'étude de BEREST et NGUYEN, exposées dans la thèse de D.F.A de Mehdi GHOREYCHI (I.N.P.L)).

BEREST et NGUYEN ont fait une étude théorique de la stabilité d'une cavité cylindrique dans un milieu avec radoucissement.

Cette étude est en accord avec les expérimentations réalisées au laboratoire.

Des solutions explicites sont données pour les trois zones qui peuvent se succéder en s'éloignant de la cavité (FIG. 6).

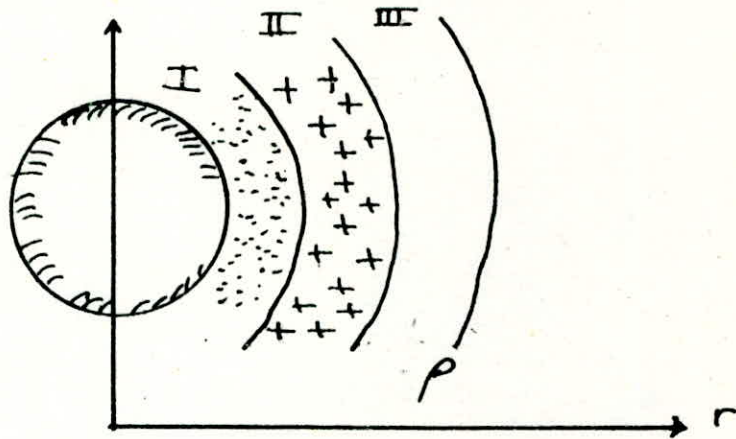


FIG. 6 : EVOLUTION DES ZONES A PARTIR DU BORD DE LA CAVITE.

- I : Zone parfaitement élastique avec la cohésion résiduelle .
- II : Zone plastique avec radoucissement.
- III : Zone élastique.

Il y a stabilité lorsque la pression intérieure peut devenir nulle, pour un déplacement radial fini. Il y a notamment instabilité si une zone plastique sans cohésion apparaît. Mais il est montré d'autres cas d'instabilité dans un milieu fini, si la pression intérieure peut sous certaines conditions avoir un minimum positif.

Ces résultats peuvent être appliqués dans le cas d'ouvrages souterrains.

Dans le cas d'un comportement élastique, la contrainte tangentielle est maximale au bord de l'excavation, mais si cette valeur calculée est supérieure à la résistance en compression simple du terrain, la contrainte tangentielle n'est plus maximale au bord de l'excavation. Il apparaît autour de l'excavation une zone dite "décompressée" où se sont produites des déformations non élastiques, la stabilité de la zone de comprimée dépend essentiellement du comportement après rupture :

Dans l'hypothèse du comportement élasto-plastique parfait d'un milieu cohérent, la zone de comprimée est stable sans soutènement. Au contraire, pour un milieu pulvérulent ou un milieu ayant un comportement élasto-fragile (c'est à dire perdant toute la cohésion au delà de la résistance maximale) il n'y a pas de stabilité possible sans soutènement.

En résumé, le modèle du comportement radoucissant montre qu'un nouveau type d'instabilité pourrait apparaître dans laquelle, ni la pression intérieure, ni le déplacement à la paroi de la cavité ne peuvent être contrôlés.

La signification exacte du phénomène n'est pas encore claire, et des expériences sont nécessaires pour interpréter les résultats.

V-4 LE MODELE DE COMPORTEMENT ELASTO-FRAGILE :

Le schéma du comportement est présenté par la FIG. 7 :

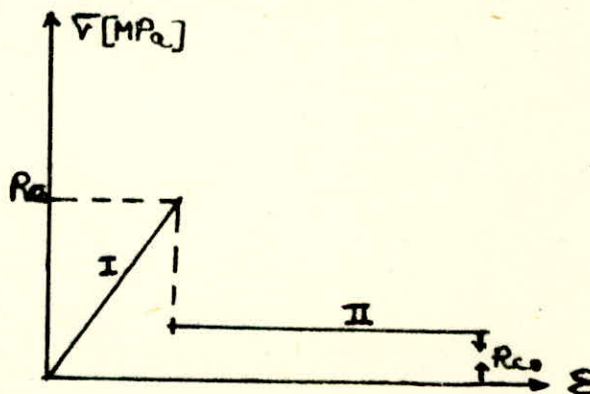


FIG. 7 : MODELE DE COMPORTEMENT ELASTO-FRAGILE

D'après ce modèle, à partir d'un essai de compression simple, le matériau a théoriquement un comportement fragile, dès que la contrainte de la valeur axiale dépasse la limite élastique (I FIG. 7). Cette chute de la résistance de la phase élastique (I), à la phase résiduelle (II) correspond à une chute de la cohésion d'une valeur C (pour le matériau sain) à une valeur C_0 (cohésion résiduelle du matériau pulvérisé).

Théoriquement, un matériau élasto-fragile est défini comme un matériau qui est parfaitement homogène, dont les grains sont très petits. Pratiquement, pour les matériaux de ce type, la rupture est brutale et incontrôlable, dans un essai de compression simple pour lequel le matériau perd toute sa cohésion à la fin de l'essai.

Malgré tout, ce modèle de comportement peut être intéressant dans le cas de calcul du dimensionnement des piliers dans les mines et carrières exploitées par la méthode des chambres et piliers. Un calcul analytique simple a été fait par A.H WILSON (1972 : the stability of underground workings of the soft rocks of the coal measures (Un of Nottingham : April 1986)).

Ce calcul est intéressant car il est l'un des premiers qu'ait rendu compte du comportement post-rupture des piliers dans les conditions d'équilibre de l'exploitation.

V-4.1 Calcul de WILSON :

Les études sur le problème de la répartition des contraintes dans un piliers montrent que le coeur d'un pilier est en état triaxial des contraintes. Pour les largeurs de piliers assez grandes, les bordures du pilier passent dans la phase "plastique post rupture alors que le centre du pilier reste dans sa phase élastique.

Les différentes étapes du calcul de WILSON sont les suivantes :

(Arcamone : Méthodologie des affaissements miniers et exploitation totale et partielle (thèse I.N.P.L) par le biais de la thèse de D.E.A de Mehdi GHOREYCHI) :

- a) On admet préalablement que la courbe intrinsèque pour les matériaux sains (pour les niveaux des contraintes qui les sollicitent) est une droite (critère de Mohr-COULOMB).
- b) On admet par ailleurs, que l'équilibre limite des contraintes au sein du matériau fissuré (dans sa phase post-rupture) est représenté dans le plan (τ, ∇) par une droite dont la pente est identique à celle de la courbe intrinsèque avec une cohésion très faible, voisine de 0. Cela revient en pratique à assimiler le matériau après rupture à un matériau quasi-pulvérulent dont la courbe intrinsèque est parallèle à celle du matériau sain (FIG. 8-a).
- c) Pour effectuer le calcul, on assimile la galerie à un tunnel circulaire infini dont le diamètre est égal à la hauteur des chambres. A partir de là, il est possible d'établir sous forme analytique, la répartition des contraintes dans les zones déconsolidées et élastiques (à partir d'un calcul analogue au calcul classique de l'équilibre du tunnel élastoplastique parfait) mais prenant en considération le critère d'écoulement du matériau ci-dessus.

La limite entre le domaine élastique et le domaine fissuré peut être déterminée soit en écrivant l'égalité des contraintes en ce point, soit en admettant que cette limite est atteinte lorsque la contrainte horizontale atteint un certain niveau.

La capacité portante du pilier est calculée en intégrant cette répartition théorique des contraintes sur la surface du pilier.

Elle peut être comparée à la charge que le pilier doit supporter, ce qui permet d'aboutir à un dimensionnement des piliers capables d'assurer la stabilité de l'ensemble.

" Le plus petit pilier capable de supporter la charge imposée (c'est à dire le poids des terrains susjacents majoré éventuellement d'une surcharge) est celui qui a atteint le domaine post-rupture dans tout son volume" (FIG. 9-b) (DEJEAN, PIGUET : étude géotechnique en vue d'une exploitation de sapolité en souterrain : CERCHAR, 1979, par le biais de la thèse de D.E.A de Mendi GHOREYCHI).

- d) Une précision est à apporter à ce modèle : La transition entre le domaine post-pic et le domaine élastique ne peut pas s'effectuer de façon continue en raison des hypothèses du comportement initialement admises.

En effet, si la courbe d'équilibre limite du matériau post-rupture est une droite parallèle à celle du matériau élastique, on voit sur la figure 8-b, que le petit accroissement de contrainte latérale qui fait passer d'un domaine de comportement à l'autre (dans la mesure où l'on mesure à l'équilibre limite) s'accompagne nécessairement d'une discontinuité dans l'évolution de la contrainte principale majeure. On montre que cette discontinuité a une amplitude égale à la résistance à la compression simple R_c du matériau non fissuré.

Finalement pour effectuer ces calculs, il faut connaître :

- Les conditions initiales de charge,
- Les caractéristiques des matériaux, c'est à dire l'angle de frottement interne, la cohésion du matériau sain et la cohésion résiduelle dans la phase post-rupture et la résistance à la compression.

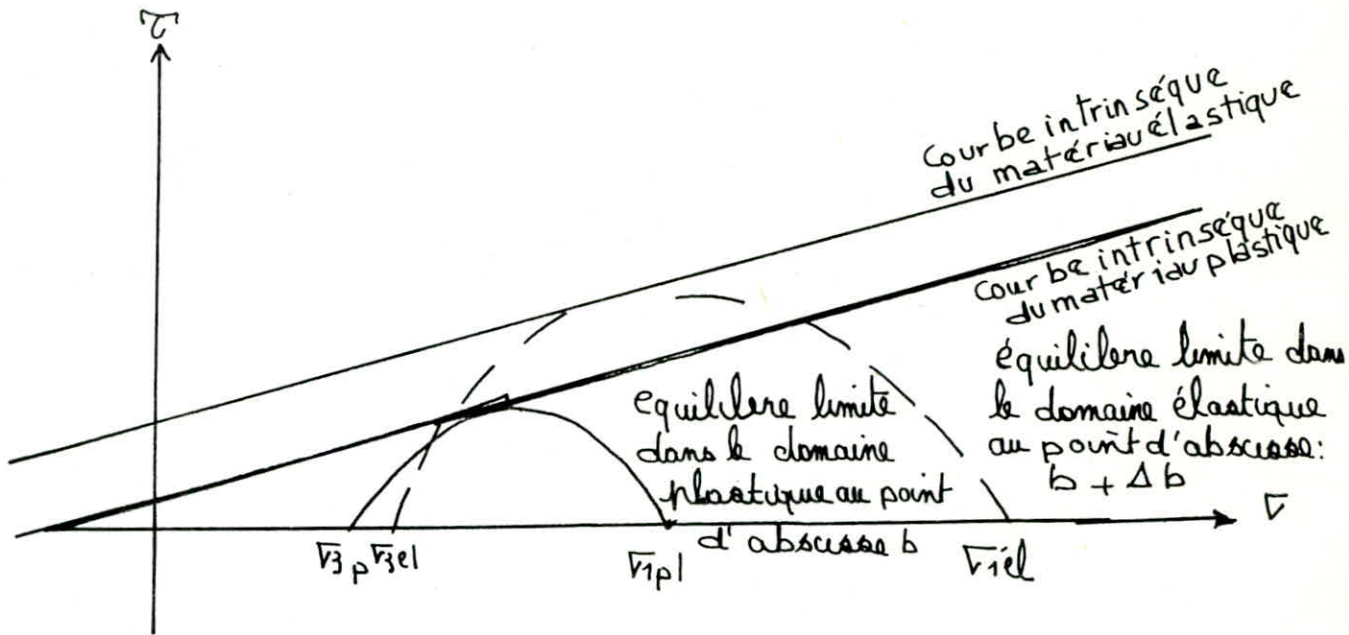
Le calcul de WILSON montre aussi qu'aucune zone déconsolidé ne se développe dans les roches moyennes à des profondeurs inférieures à 200 m et dans les roches dures à des profondeurs à 400 m (WILSON * : * : effets des zones de déformation plastique sur la maîtrise de la tenue des terrains : par le biais de la thèse de Mehdi GHOREYCHI).

Bien que ce calcul ait considéré une galerie de section circulaire, l'étendue de la zone déconsolidée n'est pas grandement affectée par la forme de galerie, pourvu que sa longueur soit sensiblement égale à sa hauteur.

Par contre, la stratification de la roche et l'écart avec l'hypothèse d'un état de contrainte initial hydrostatique ont une influence importante.

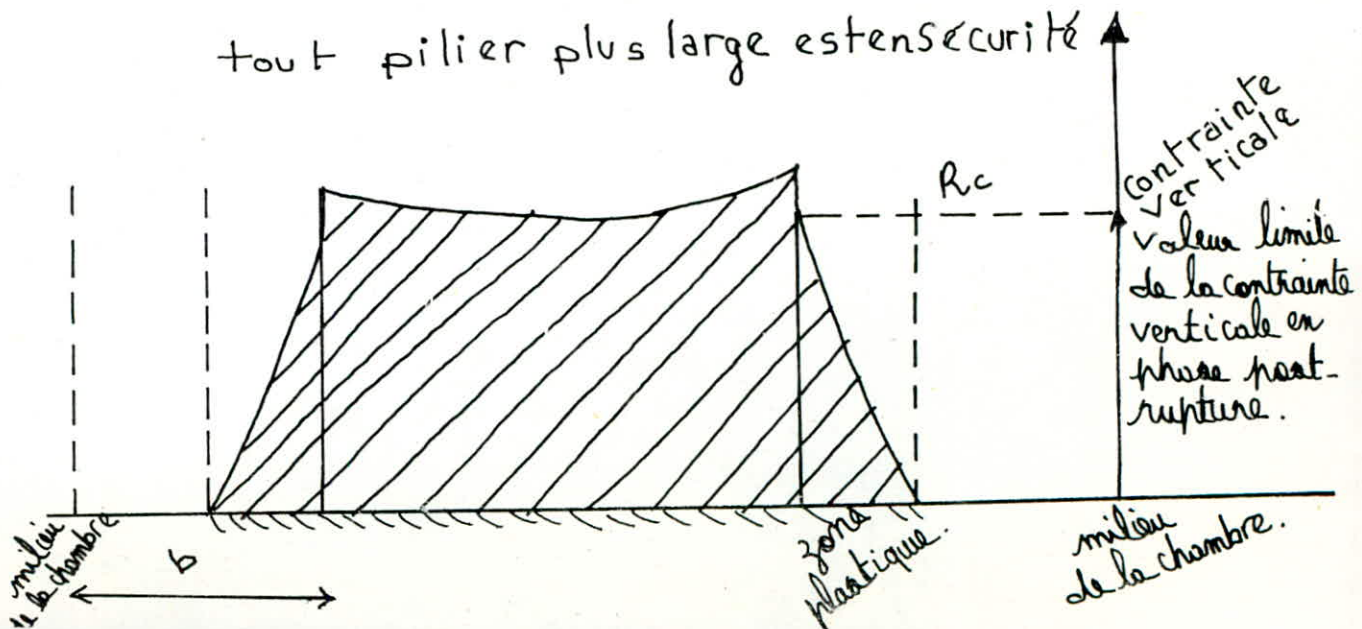
Fig 8: Modèle général d'un pilier Elasto-plastique.

A. Passage du comportement plastique au comportement élastique:

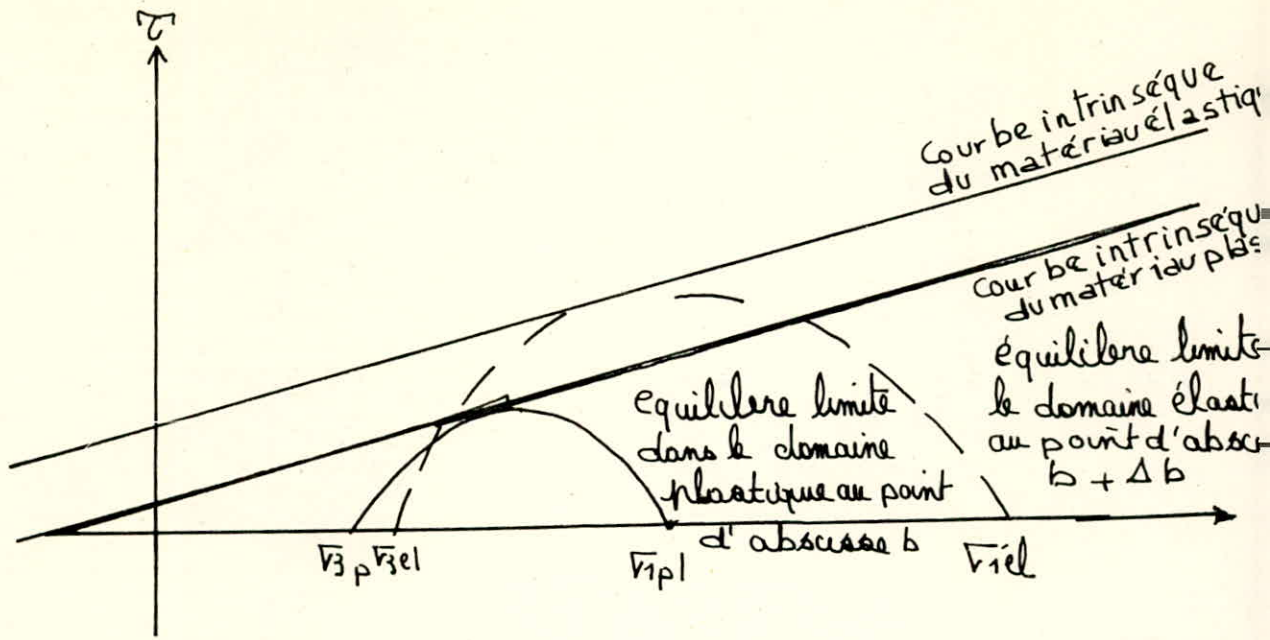


b. état d'un pilier où l'on a limité la contrainte en tenant compte de la discontinuité lors du passage de la phase post-rupture à la phase élastique:

tout pilier plus large est en sécurité



comportement élastique:



b. état d'un pilier où l'on a limité la contrainte en tenant compte de la discontinuité lors du passage de la phase post-rupture à la phase élastique:

tout pilier plus large est en sécurité

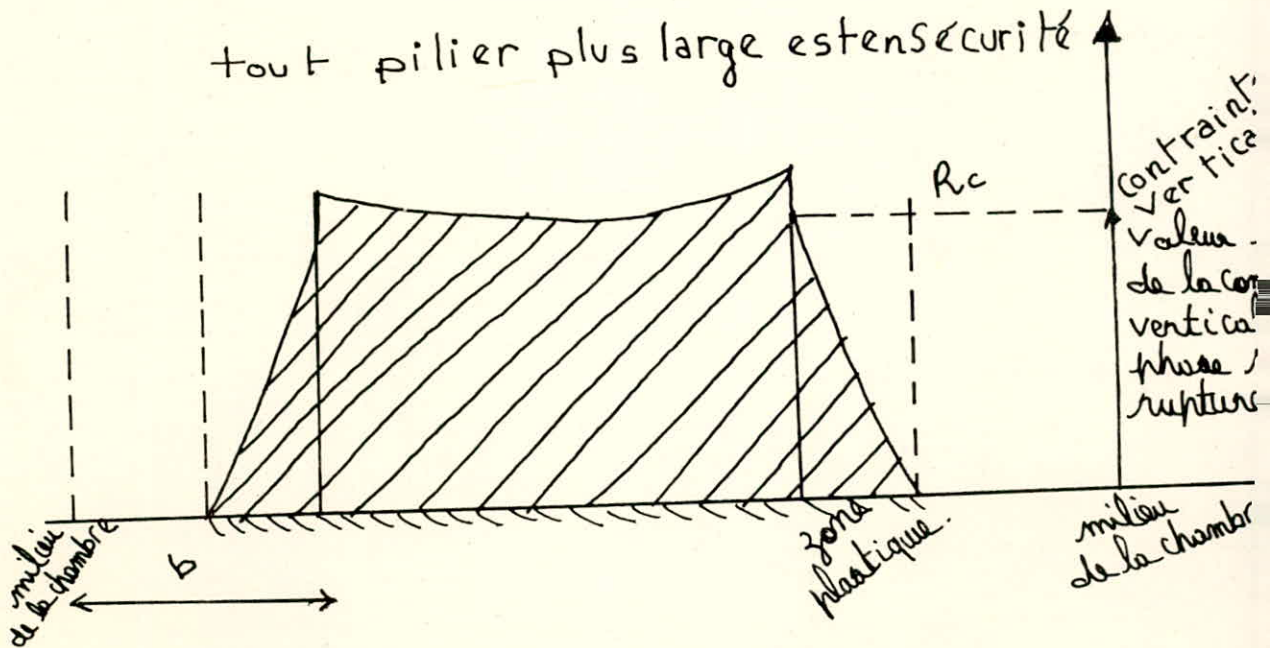
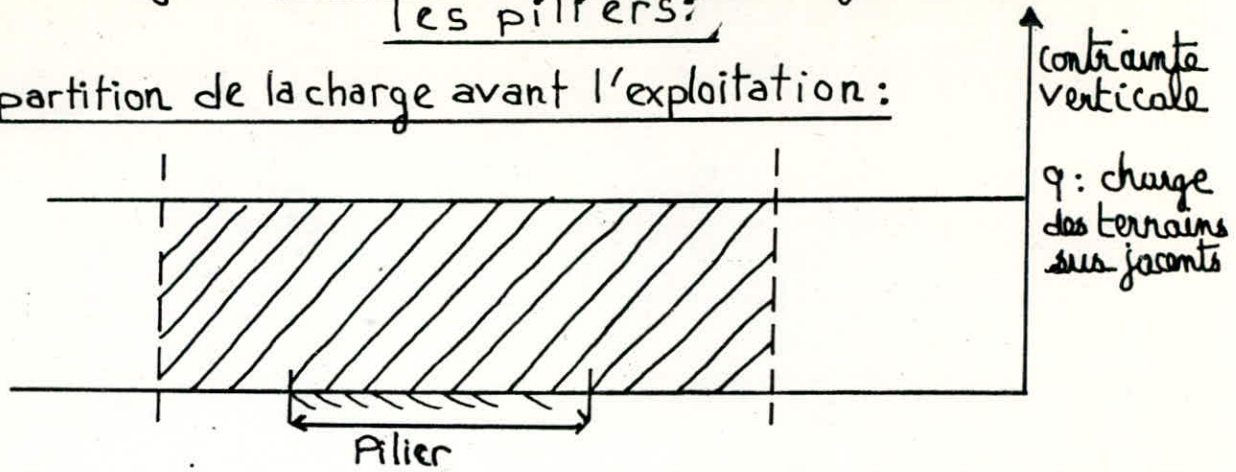
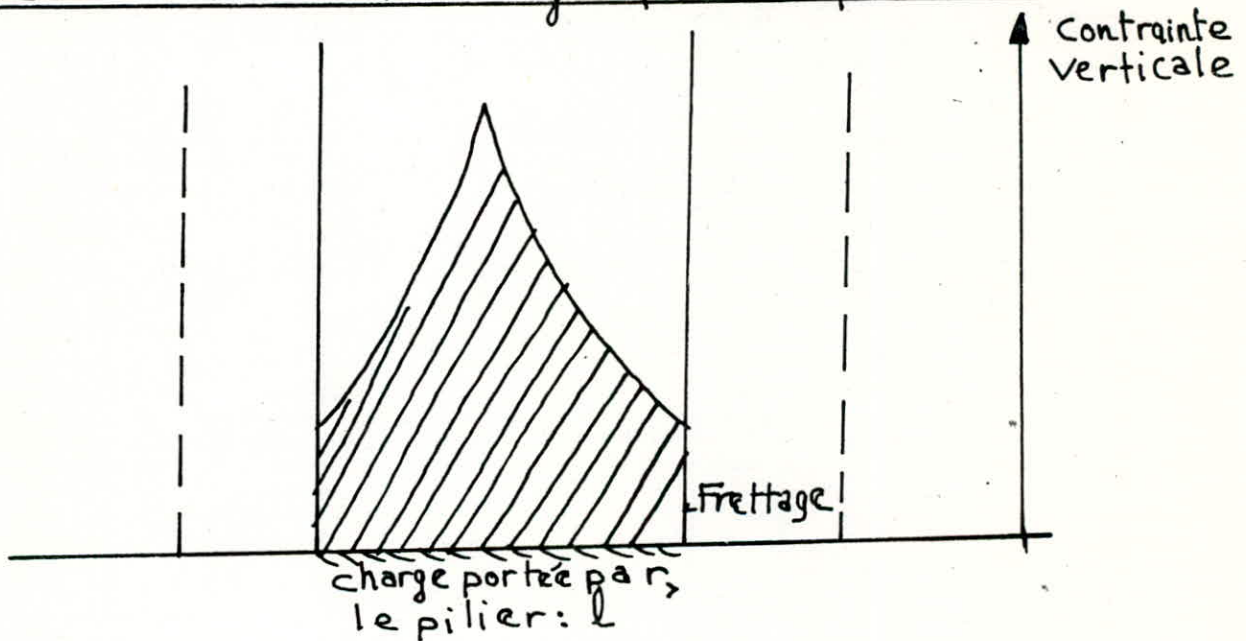


Fig 9: Schématisation de la charge portée par les piliers:

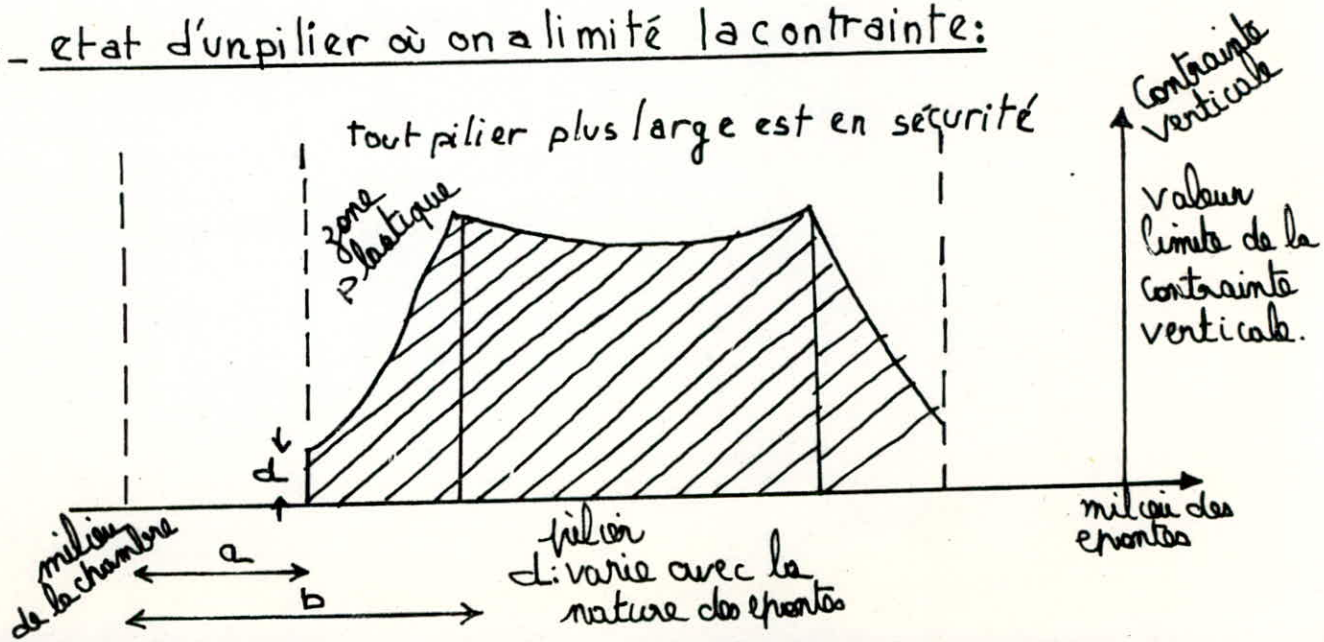
a. répartition de la charge avant l'exploitation:



b. état limite de la charge après l'exploitation:



c. état d'un pilier où on a limité la contrainte:



V-5 APPLICATIONS :

V-5.1 Introduction :

Le chapitre (V-5) sera consacré à l'illustration par des exemples des différents comportements des terrains, précédemment présentés par l'intermédiaire de modèles suivants :

V-5.2 Données du problème :

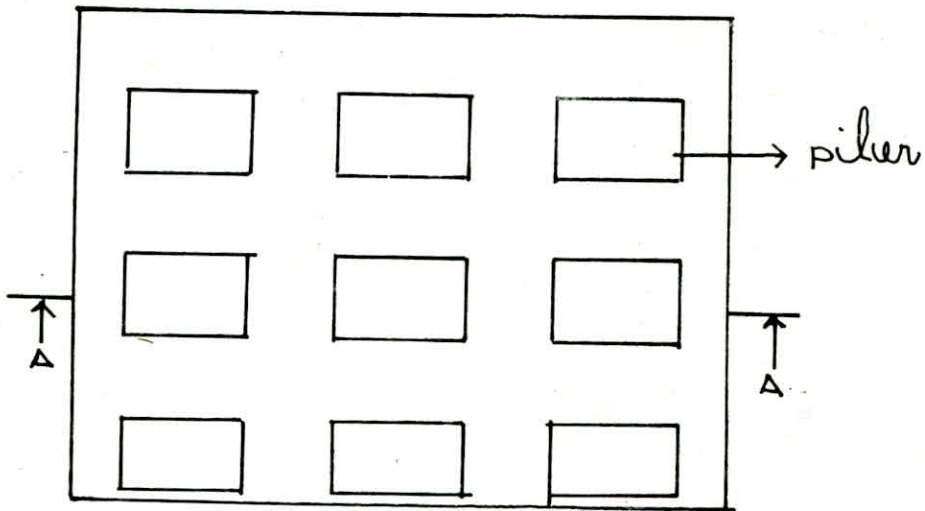
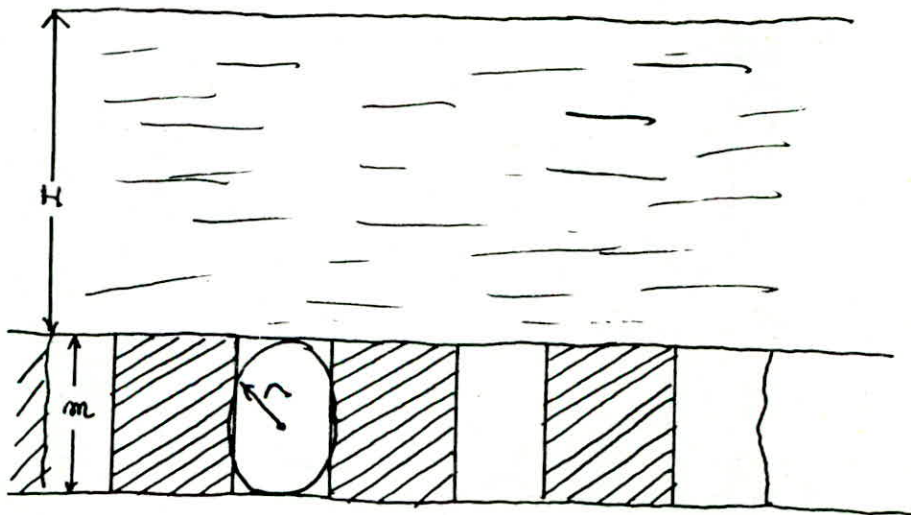


Fig A



coupe A-A.

- * soit un chantier d'exploitation par chambres et piliers (FIG. A), situé à une profondeur H;
- * en se basant sur les paramètres élastiques, plastiques ainsi que les propriétés mécaniques des terrains susjacents à l'exploitation, nous mettrons en évidence, les caractéristiques du comportement élastique et post-élastique des excavations minières, en sus des conclusions à tirer sur le dimensionnement des piliers en partant des contraintes dans lesdits piliers.

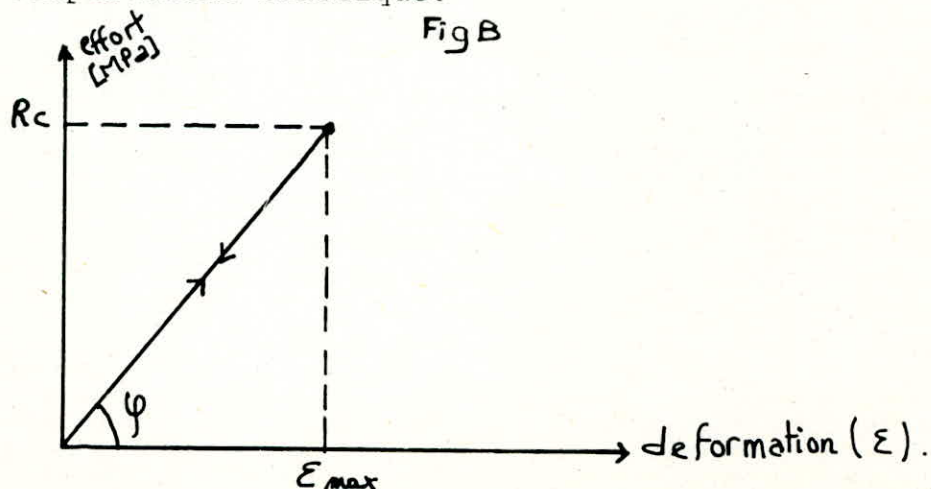
Dans le but de simplifier les calculs, les galeries seront considérées de sections circulaires.

V-5.3 PRESENTATION DES DIFFERENTS CAS DE COMPORTEMENTS :

V-5.3.1 Cas du milieu élastique :

Le milieu élastique est généralement défini, comme étant le domaine des déformations non permanentes, et dans lequel les déformations augmentent de manière linéaire et proportionnelle avec l'effort exercé sur l'éprouvette (au laboratoire) et cela jusqu'à atteinte de la résistance maximale du matériau.

A partir du graphe effort-déformation, on peut définir le module d'YOUNG, un des principaux paramètres du milieu au comportement élastique.



de la fig. B : $E = \operatorname{tg} \psi = \frac{R_c}{\epsilon_{\max}} \Rightarrow R_c = \epsilon E \quad (\text{MPa})$

Dans ce cas, si on considère qu'on est en présence de déformations planes (la déformation associée à la troisième dimension, considérée comme direction principale, est supposée nulle), on a :

$$\bar{\sigma}_n = \frac{\nu}{1 - \nu} \bar{\sigma}_v \quad \text{MPa}$$

où $\bar{\sigma}_n$: contrainte horizontale (MPa) ; ν : coefficient de Poisson
 $\bar{\sigma}_v$: contrainte verticale (MPa)

* Répartition des contraintes autour d'une excavation dans un milieu élastique : (Voir FIG C) :

On définira les contraintes radiales et tangentielles autour d'une excavation à une profondeur (H), et subissant une pression égale à la pression du recouvrement.

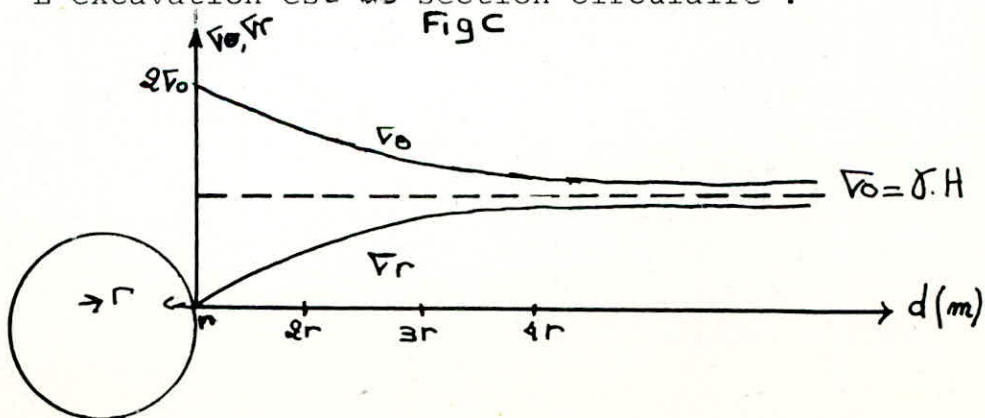
En désignant par (γ) le poids volumique des terrains susjacent à l'excavation, on définit la pression par le recouvrement sur l'excavation par : $\bar{\sigma}_0 = \gamma \cdot H$ MPa

- Contraintes radiales : $\bar{\sigma}_r = \bar{\sigma}_0 \left(1 - \frac{r^2}{d^2} \right)$ MPa

- Contraintes tangentielles : $\bar{\sigma}_\theta = \bar{\sigma}_0 \left(1 + \frac{r^2}{d^2} \right)$ MPa

où : $\bar{\sigma}_r$: Contraintes radiales MPa r : rayon de l'excavation (m).
 $\bar{\sigma}_0$: Contraintes initiales MPa
 $\bar{\sigma}_\theta$: contraintes tangentielles MPa d : distance par rapport aux parois de l'excavation (m).

L'excavation est de section circulaire :



- * Calcul des déformations et des déplacements au niveau des parois et autour des parois des galeries :

PARAMETRES A DETERMINER	FORMULE DE CALCUL
- Déplacement autour des galeries	$U_r = \frac{1 + \nu}{E} \sqrt{\sigma_0} \frac{d^2}{r} \quad m$
- Déplacement au niveau des parois : $U_r \text{ max.}$	$U_r \text{ max} = \frac{1 + \nu}{E} \sqrt{\sigma_0} \cdot r \quad m$
- Déformation autour des galeries	$\epsilon_r = \frac{U_r}{r} = \frac{1 + \nu}{E} \sqrt{\sigma_0} \frac{d^2}{r^2}$
- Déformation au niveau des parois	$\epsilon_r \text{ max} = \frac{1 + \nu}{E} \sqrt{\sigma_0} \quad (r = d)$
- Convergence d'une galerie	$C_v \text{ max} = 2 U_r \text{ max.}$

- * Limites au milieu élastique :

- * Profondeur critique : H_{cr} :

Cette dernière correspond à une profondeur à partir de laquelle, en principe, les ouvrages souterrains et les terrains les contenant rentrent dans un domaine autre qu'élastique, nous verrons dans un chapitre à venir, les différents types de comportements que peuvent avoir lesdits terrains et ouvrages, une fois dépassée la profondeur critique (H_{cr}).

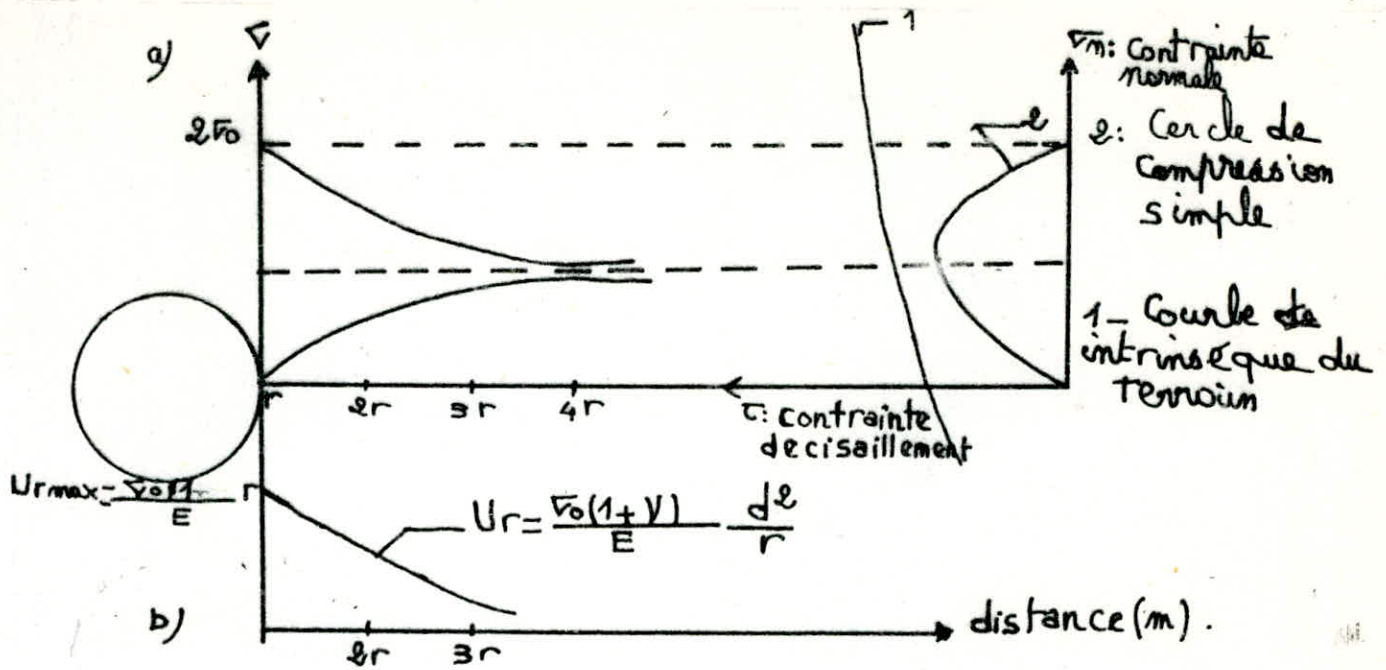


FIG. d : CONTRAINTES EN REGIME ELASTIQUE AUTOUR
D'UNE CAVITE CYLINDRIQUE

a) Etat des contraintes; b) déplacements radiaux; c) représentation de Mohr (Graphique de Mohr).

Le graphique de Mohr permet de représenter la courbe intrinsèque du terrain : Tant que la courbe est extérieure au cercle de compression (FIG. d), le domaine élastique n'est pas dépassé autour de la cavité.

Lorsque la courbe intrinsèque coupe le cercle de compression simple (2); il convient de distinguer plusieurs cas, suivant que le comportement du matériau est dans le domaine de la rupture fragile, un écoulement plastique parfait aucun comportement intermédiaire.

V-5.3.2 Cas du milieu élasto-plastique parfait :

Présenté dans le chapitre V-2, nous nous limiterons à présenter quelques relations permettant de calculer, entre autres, le rayon plastique et nous donnerons aussi la répartition des contraintes dans un tel cas de comportement.

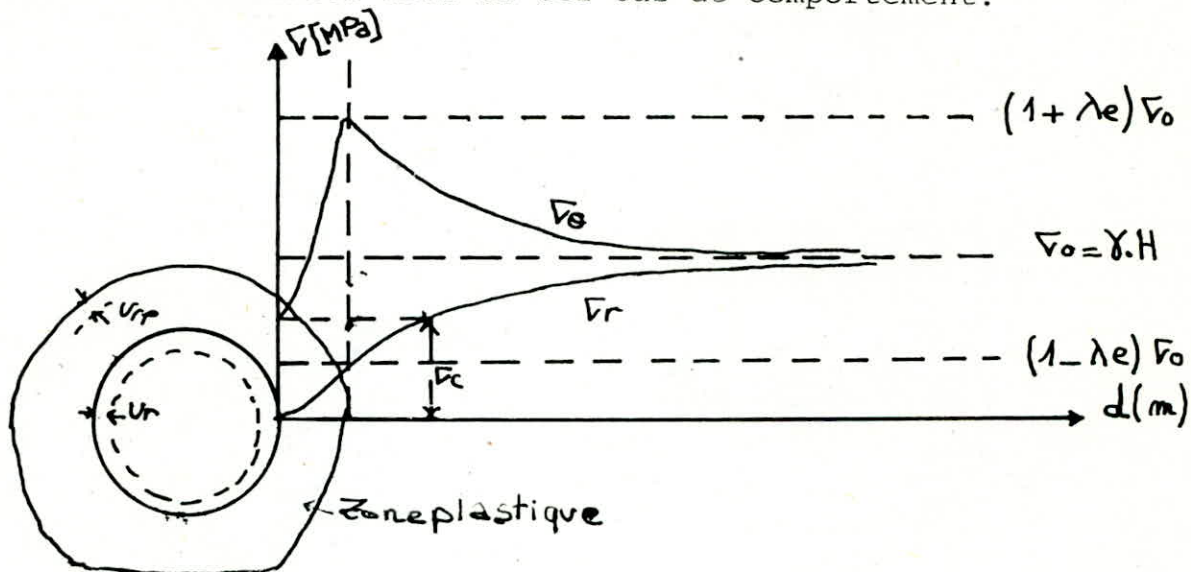


FIG E : CONTRAINTES EN REGIME ELASTO-PLASTIQUE PARFAIT AROUND D'UNE CAVITE CYLINDRIQUE

- Rayon de la zone plastique : r_p	$r_p = r \frac{2}{K_p + 1} \cdot \frac{c + \sqrt{\sigma_0(K-1)}}{c} \frac{1}{K_p - 1}$
- Déformations radiales dans la zone plastique	$U_{rp} = r_p \frac{1 + \nu(\sqrt{\sigma_0} \sin \phi + C \cos \phi)}{E}$
- déformation radiales totales	$U_r = U_{rp} \frac{r_p + (r_{2p} - r_2)(K-1)}{r}$
- Coefficient de butée	$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$
- Résistance à la compression in situ	$\sqrt{\sigma_c} = \frac{2 C \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi}$

- Taux de déconfinement correspondant à la limite élastique - plastique.	$e = \frac{(K_p - 1)\bar{\sigma}_o + \bar{\sigma}_c}{(K_p + 1)\bar{\sigma}_o}$
--	--

$\bar{\sigma}_o$: contrainte initiale en MPa

$\bar{\sigma}_c$: résistance à la compression in situ : MPa

ν : Coefficient de poisson, C : cohésion MPa; ϕ : angle de frottement interne; $1 < K < K_p$ ($K \approx 1,1$).

V-5.3.3 Cas du milieu élasto-fragile :

Comme pour le chapitre précédent, nous nous contenterons de présenter des formules permettant le calcul de certaines grandeurs caractéristiques de ce milieu, ainsi que le régime des contraintes autour d'une cavité cylindrique dans le même milieu.

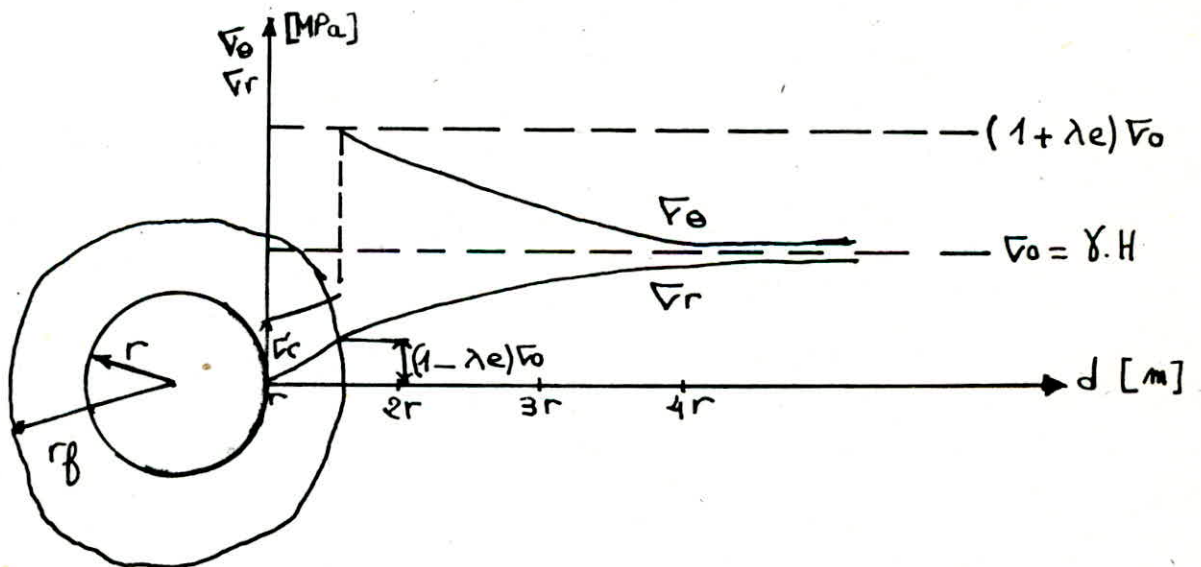


FIG F : REPARTITION DES CONTRAINTES AUTOUR D'UNE EXCAVATION CYLINDRIQUE DANS UN MILIEU ELASTO-FRAGILE.

- Déplacement à la frontière élasto-fragile	$\bar{U} = R_p \frac{(1 + V)(K_p - 1)\bar{V}_o + R_c}{E K_p + 1}$
- Rayon de la zone fragile: Rf m	$R_f = r \left\{ \frac{(\bar{V}_o - c + P'(K_p + 1)) \left(\frac{1}{K_p - 1} \right)}{(P_s + P')(K_p + 1)} \right\}$
- Résistance résiduelle : 'c MPa	$\bar{V}'c = \frac{\bar{V}_c}{10} ; P' = \frac{\bar{V}'c}{K_p + 1}$
- Déplacement de la paroi :	$= R_o \frac{1+V}{E} \left\{ \frac{(2 \sigma - R_c + C' \cot \phi)(K_p + 1)}{P + C' \cot \phi (K_p + 1)} \right\}$ <p><i>($\frac{2 + \epsilon}{K_p - 1}$): le terme entre accolades est à la puissance: $\frac{2 + \epsilon}{K_p - 1}$)</i></p>

\bar{V}_o : contrainte initiale MPa

\bar{V}_c : résistance à la compression in situ MPa

K_p : Coefficient de butée.

V-6 EXEMPLES CONCRETS RELATIFS AUX DIFFERENTS MODELES DE
COMPORTEMENT DES TERRAINS :

V-6.1 CAS DU MILIEU ELASTIQUE :

Soit un chantier d'exploitation soutenu par des piliers, pour faciliter l'interprétation et la représentation graphique, les chambres seront assimilées à des galeries à section circulaires de rayon donné.

Nous supposerons que les piliers supportent les terrains sus-jacents jusqu'à la surface.

Les calculs seront effectués d'après les formules présentées dans le chapitre (V-5.3.1) en utilisant les paramètres élastiques et caractéristiques suivantes du terrain.

◇ Résistance à la compression au laboratoire des roches du terrain susjacent : $R_c = 20,6$ MPa.

∇c : résistance à la compression in situ : $\nabla c = R_c \cdot K_s \cdot K_c$
(K_s et K_c) : coefficient de diminution de la résistance

$$\nabla c = 20,6 \times 0,65 \times 0,8 = 10,71 \quad \nabla c = 10,71 \quad \text{MPa}$$

∇t = résistance à la traction in situ : $\nabla t = 1,66$ MPa

◇ Angle de frottement interne : $\phi = \arctg \left(\frac{c - t}{c + t} \right) = \arctg \left(\frac{10,71 - 1,66}{10,71 + 1,66} \right)$
= 40,4

$$\underline{\phi = 40,4^\circ}$$

* Module d'YOUNG : $E = 18570$ MPa.

* Coefficient de poisson : $\nu = 0,37$.

Les résultats des différents calculs sont présentés sur les tableaux (1 & 2).

Pronfondeur critique : $H_{cr} = \frac{\nabla c}{2 \gamma} \quad \text{m}$

Détermination de la profondeur critique :

Le critère de rupture Mohr-COULOMB est donné par la formule :

$$\bar{\sigma}_e = K_p \bar{\sigma}_r + c \quad (1) \quad \text{MPa} \quad \text{où}$$

$\bar{\sigma}_e$: contrainte tangentielle; K_p : coefficient de butée;
 $\bar{\sigma}_r$: contrainte radiale; $\bar{\sigma}_c$: résistance à la compression in situ.

En se basant sur la répartition des contraintes autour d'une galerie circulaire dans un milieu élastique (FIG C et FIG D CHP. V-5.3.1), on remarque qu'aux parois de la galerie, la contrainte radiale ($\bar{\sigma}_r = 0$), en utilisant ou en remplaçant $\bar{\sigma}_r$ par la valeur ($\bar{\sigma}_r = 0$), (1) devient :

$$\bar{\sigma}_e = \bar{\sigma}_c \quad (2)$$

or, dans le milieu élastique $\bar{\sigma}_e = 2\bar{\sigma}_o$; $\bar{\sigma}_o$: contrainte initiale aux pressions des terrains : $\bar{\sigma}_o = \gamma \cdot H$ MPa.

En remplaçant $\bar{\sigma}_e$ par $2\bar{\sigma}_o$ dans (2), on obtient :

$$2\bar{\sigma}_o = \bar{\sigma}_c \quad 2\gamma \cdot H = c \quad H = \frac{\bar{\sigma}_c}{2\gamma} \quad (m)$$

$H = \frac{\bar{\sigma}_c}{2\gamma}$: est définie comme étant la profondeur critique
 (Voir chp. V-5.3.1)

TABLEAU N° 1

RAYON DE LA GALERIE : $R_1 = 2M$

PROFONDEUR DE L'EXPLOITATION (M)	DEPLACEMENT RADIAL MAXIMUM DE LA PAROI UR MAX (M)	CONVERGENCE MAXIMALE DE LA PAROI CV MAX (M)	DEFORMATION ϵ	PROFONDEUR CRITIQUE: H. c r
20	$7,35 \cdot 10^{-5}$	$1,47 \cdot 10^{-4}$	$3,68 \cdot 10^{-5}$	214,2
50	$1,83 \cdot 10^{-4}$	$3,66 \cdot 10^{-4}$	$9,21 \cdot 10^{-5}$	"
100	$3,67 \cdot 10^{-4}$	$7,35 \cdot 10^{-4}$	$1,83 \cdot 10^{-3}$	"
150	$5,51 \cdot 10^{-4}$	$1,10 \cdot 10^{-3}$	$2,76 \cdot 10^{-4}$	"
200	$7,35 \cdot 10^{-4}$	$1,47 \cdot 10^{-3}$	$3,68 \cdot 10^{-4}$	"

TABLEAU N° 2 : RAYON DE LA GALERIE : R2 = 3 m :

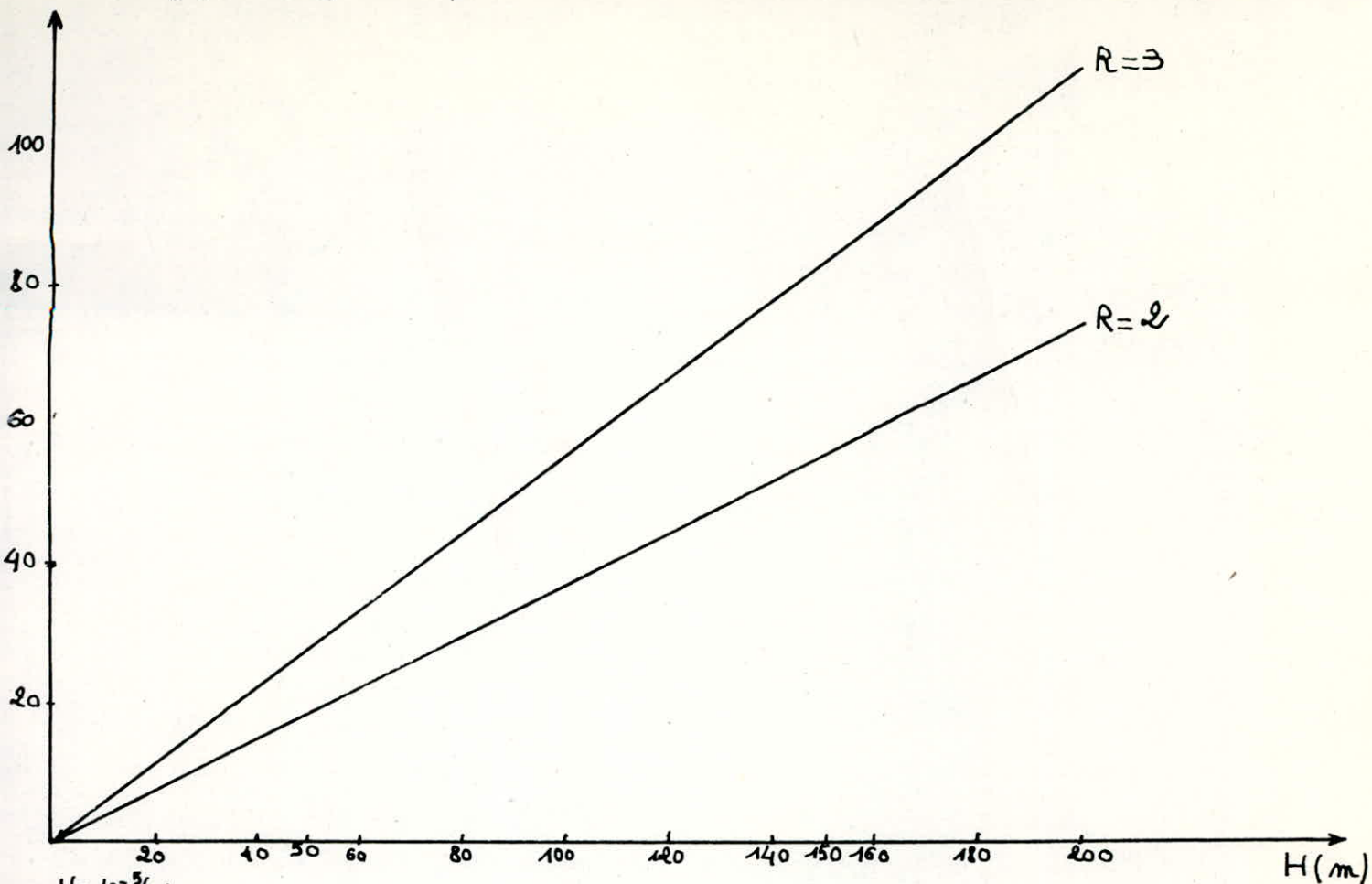
PROFONDEUR DE L'EXCAVATION.	DEPLACEMENT RADIAL MAXIMUM DE LA PAROI (UR MAX) (m)	CONVERGENCE MAXIMALE DE LA PAROI CV MAX (M)	DEFORMATION ϵ	PROFONDEUR CRITIQUE
20	$1,10 \cdot 10^{-4}$	$2,21 \cdot 10^{-4}$	$3,68 \cdot 10^{-5}$	214,2
50	$2,77 \cdot 10^{-4}$	$5,55 \cdot 10^{-4}$	$9,21 \cdot 10^{-5}$	"
100	$5,55 \cdot 10^{-4}$	$1,11 \cdot 10^{-3}$	$1,84 \cdot 10^{-3}$	"
150	$8,32 \cdot 10^{-3}$	$1,66 \cdot 10^{-3}$	$2,76 \cdot 10^{-4}$	"
200	$1,11 \cdot 10^{-3}$	$2,22 \cdot 10^{-3}$	$3,68 \cdot 10^{-4}$	"

CONCLUSIONS A TIRER A PARTIR DE CES CALCULS :

- * Le déplacement radial des parois, leurs convergences ainsi que les déformations, augmentent avec l'augmentation de la profondeur de l'excavation. (FIG 1 & 2).
- * La profondeur critique (Hcr), ne dépend pas des dimensions de l'excavation.
- * Les valeurs des déplacements et convergences augmentent avec l'augmentation des dimensions des excavations (FIG 1 & 2).

Ur. 10^{-3} (m)

Fig 1: déplacements radiaux (Ur) en fonction de la profondeur



$U_r \cdot 10^{-5}$ (m)

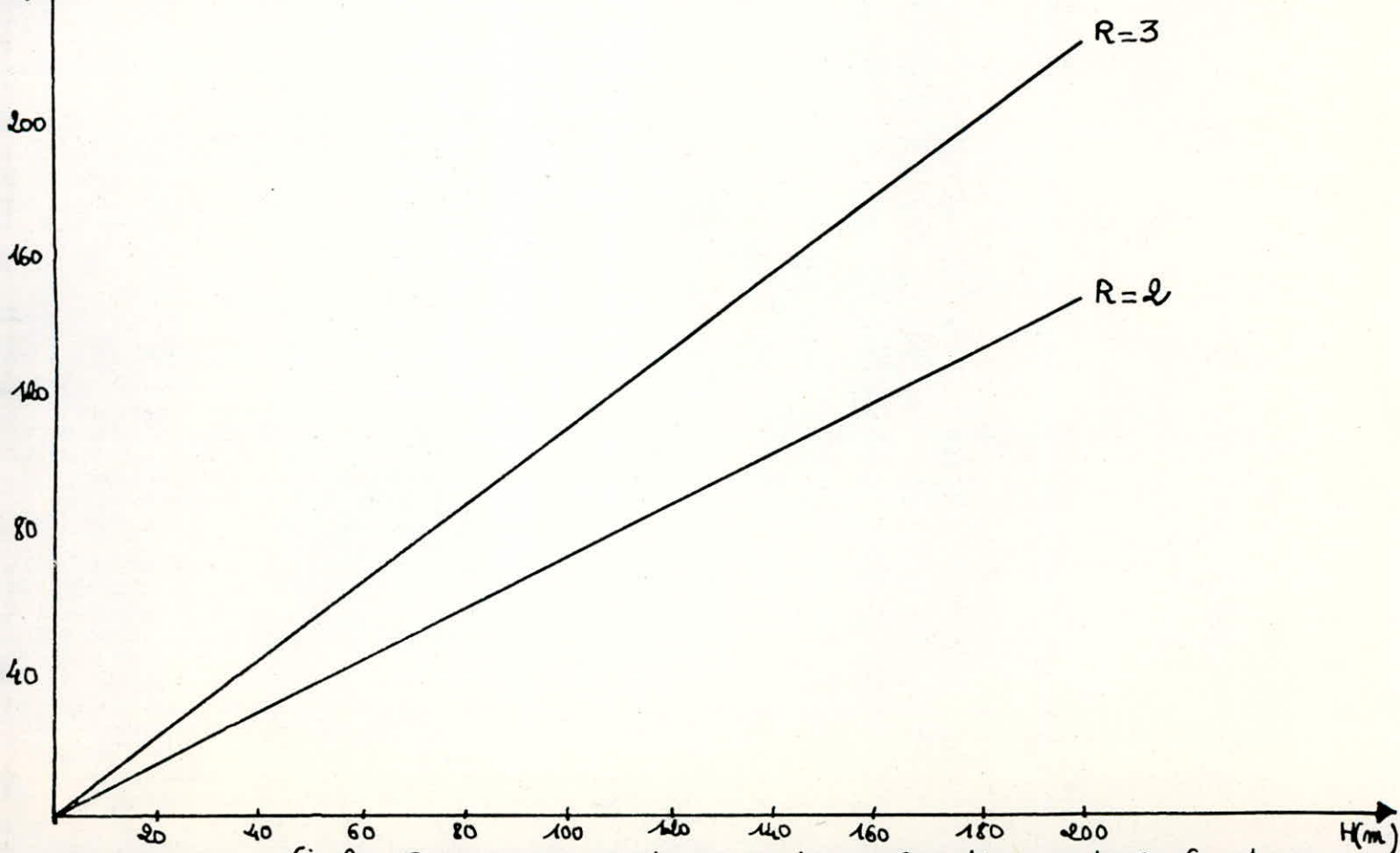


Fig 2. Convergence des parois en fonction de la Profondeur

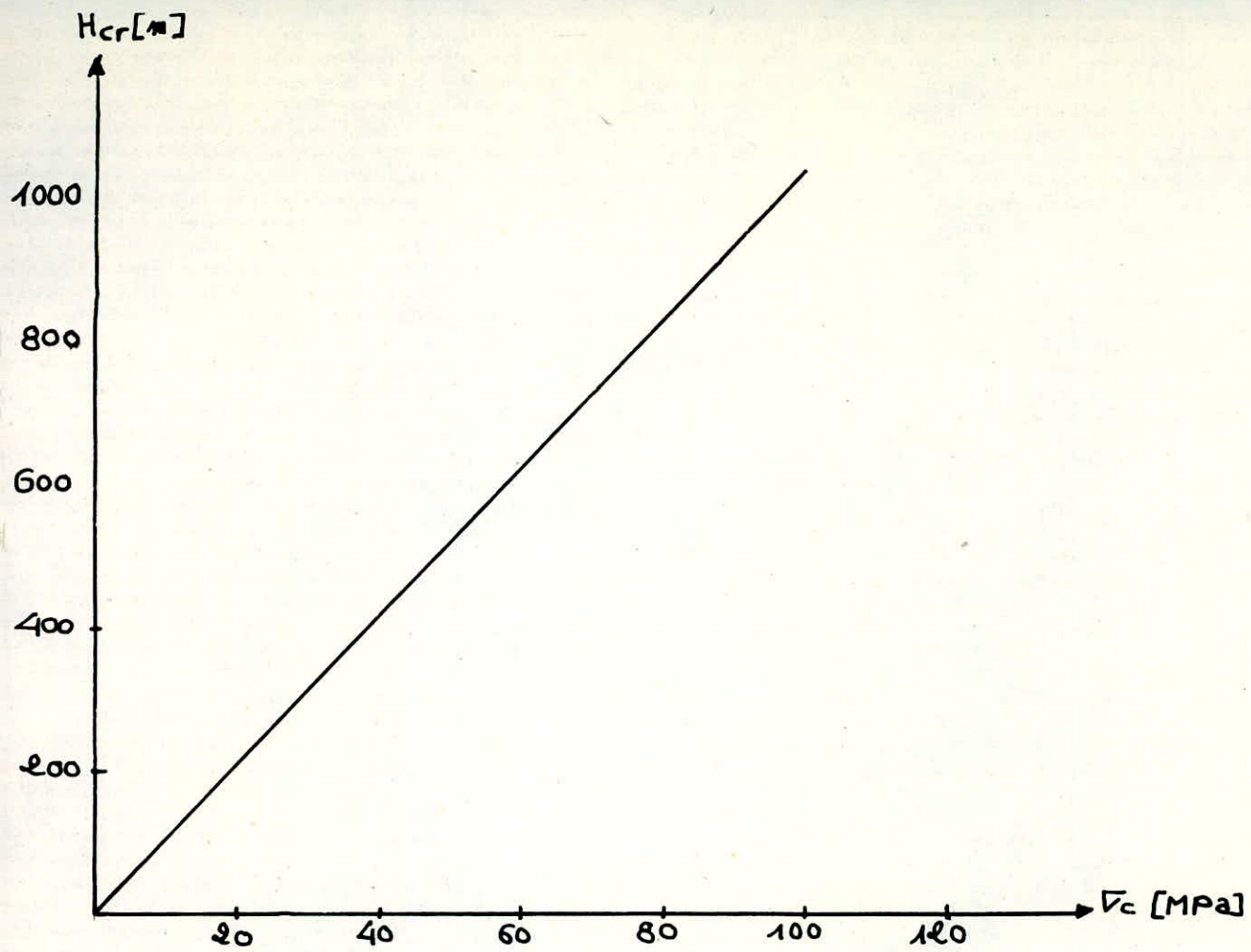


fig 3:

Profondeur critique (H_{cr}) en fonction de la résistance
à la compression.

TABLEAU N° 3 : VARIATION DE LA PROFONDEUR CRITIQUE, EN FONCTION DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION DU MASSIF :

Résistance à la compression au laboratoire R_c MPa	20	40	60	80	100
Résistance in situ $\sqrt{c} = R_c \times 0,65 \times 0,8$ MPa	10,4	20,8	31,2	41,6	52
Profondeur critique (m) $H_{cr} = \frac{\sqrt{c}}{2\gamma}$	208	416	624	832	1 040

◇ REMARQUE :

La profondeur critique croit avec l'augmentation de la résistance mécanique du massif (FIG.3), ce qui implique un plus grand domaine élastique.

* REPARTITION DES CONTRAINTES AUTOUR D'UNE GALERIE EN REGIME ELASTIQUE :

$$R = 3 \text{ m}$$

TABLEAU N° 4 : Profondeur : 20 m; contrainte initiale
 $\sigma_0 = \gamma \cdot H = 0,025 \cdot 20 = 0,5$ $\sigma_0 = 0,5$ MPa

d	r	2 r	3 r	4 r	∞
Contraintes radiales $\sigma_r = \left(1 - \frac{r^2}{d^2}\right)$	0	0,37	0,44	0,46	$\sigma_0 = 0,5$
Contraintes tangentes $\sigma_\theta = \sigma_0 \left(1 + \frac{r^2}{d^2}\right)$	$2 \sigma_0 = 1$	0,62	0,55	0,53	$\sigma_0 = 0,5$

TABLEAU N° 5 : Profondeur : 100 m; $\sigma_0 = 2,5$ MPa

d	r	2 r	3 r	4 r	∞
- Contraintes radiales $\sigma_r = \sigma_0 \left(1 - \frac{r^2}{d^2}\right)$	0	1,87	2,22	2,34	2,5
- Contraintes tangentielles $\sigma_\theta = \sigma_0 \left(1 + \frac{r^2}{d^2}\right)$	$2\sigma_0 = 5$	3,12	2,77	2,65	2,5

TABLEAU N° 6 : Profondeur : 200 m; $\sigma_0 = 5$ MPa

d	r	2 r	3 r	4 r	∞
- Contraintes radiales $\sigma_r = \sigma_0 \left(1 - \frac{r^2}{d^2}\right)$	0	3,75	4,45	4,7	$\sigma_0 = 5$
- Contraintes tangentielles $\sigma_\theta = \sigma_0 \left(1 + \frac{r^2}{d^2}\right)$	$2\sigma_0 = 10$	8,75	5,55	5,31	$\sigma_0 = 5$

* CONTRAINTES DANS UN PILIER SE TROUVANT A L'ETAT ELASTIQUE :

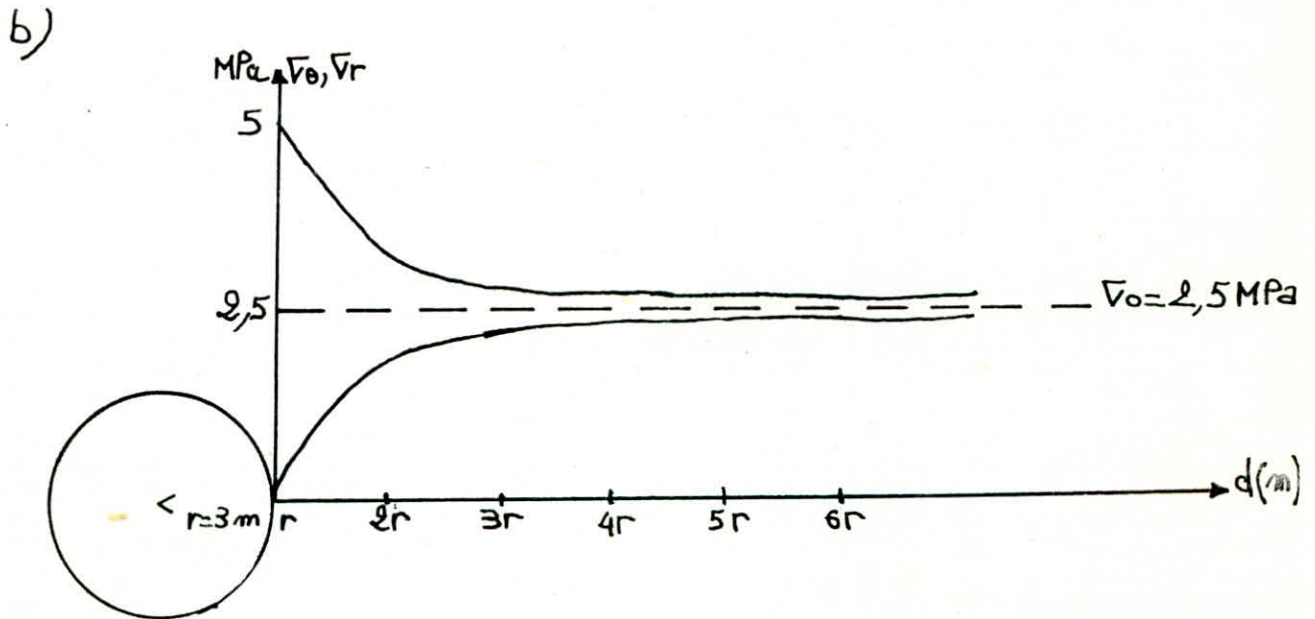
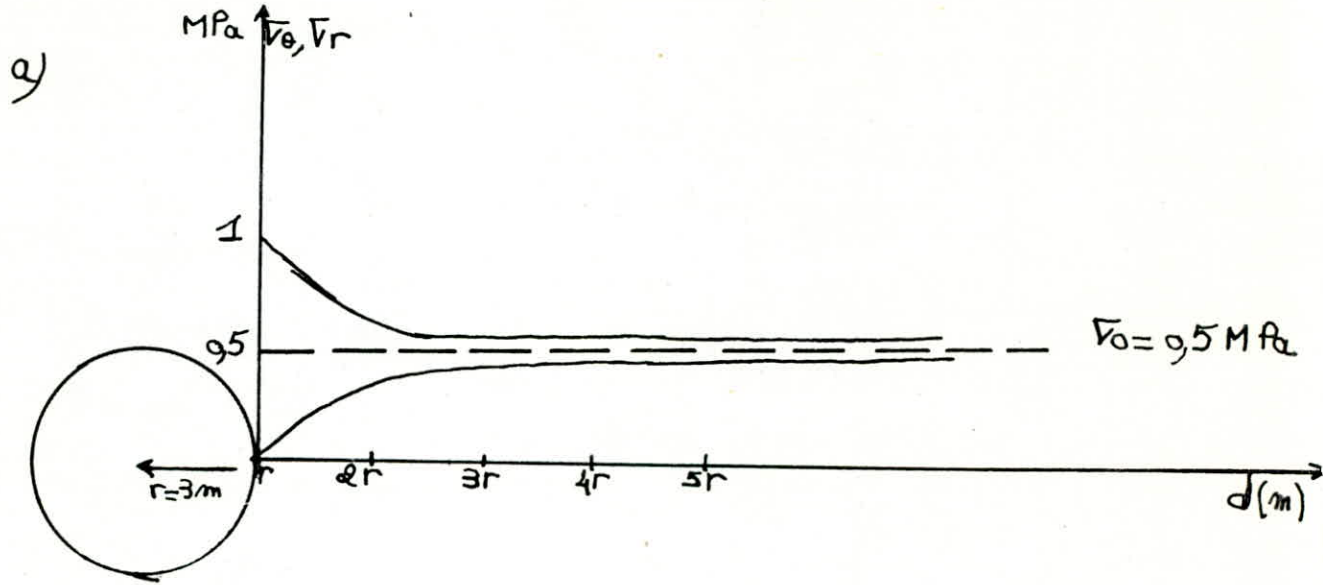
Soit un chantier d'exploitation, soutenu par des piliers de largeur $b = 7$ m et de hauteur $h = 6$ m, les chambres ont 6 m de largeur et sont assimilées à des galeries circulaires de 3 m de rayon.

FIG4

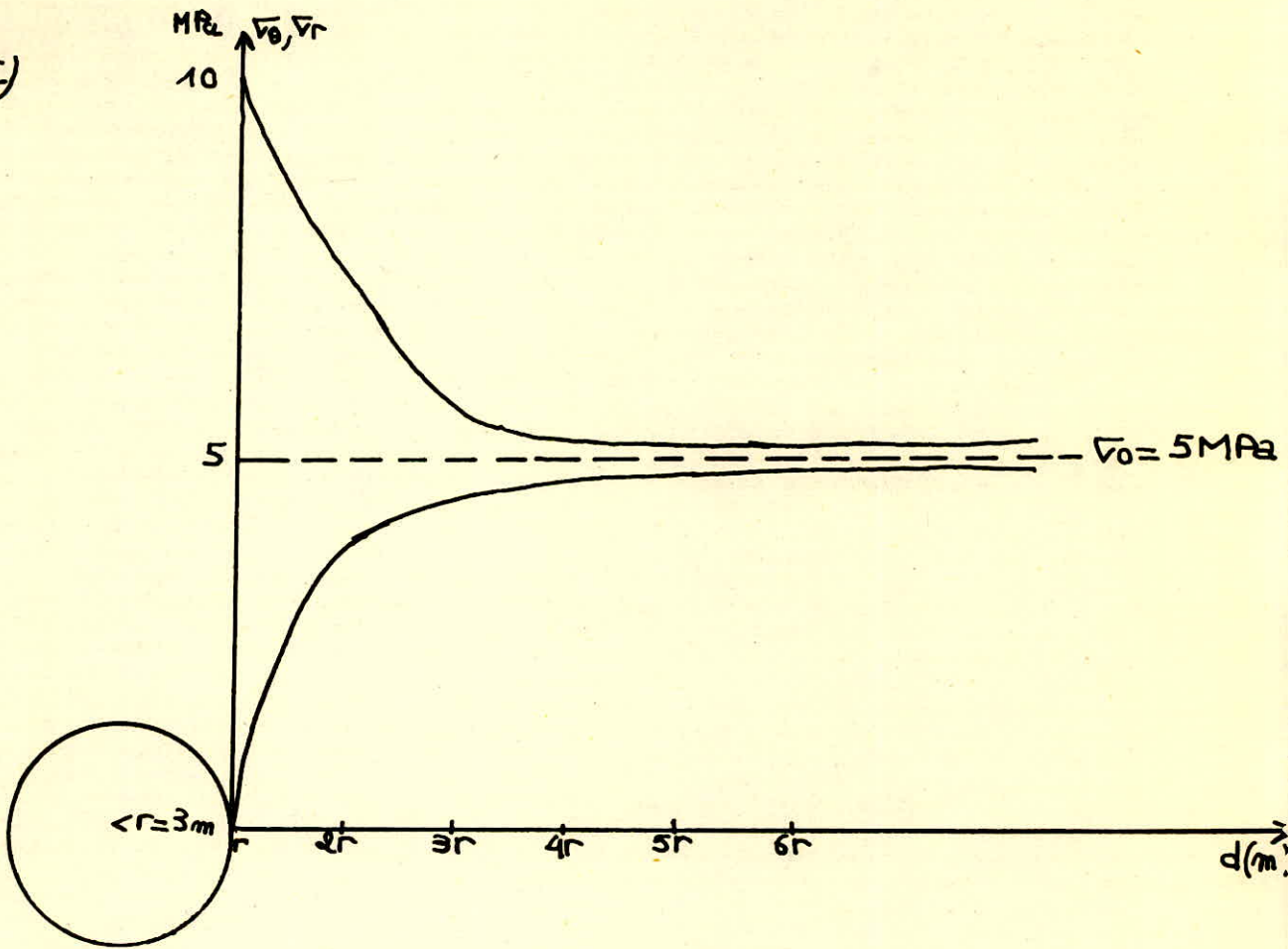
* Repartition des contraintes en regime élastique
autour d'une galerie circulaire*

a) pour une profondeur de 20m.

b) " " " " " de 100m
 " " " " " de 200m.



g)



Le chantier est à 100 m de profondeur et on supposera que les piliers supportent la charge des terrains jusqu'à la surface.

En prenant les mêmes paramètres et caractéristiques que pour les précédents calculs, et en se basant sur la répartition des contraintes tangentielles (∇_0), représentée dans la FIG.4-C on représentera les contraintes dans des piliers à l'état élastique.

* DONNEES POUR LA REPRESENTATION :

- ◇ Largeur des piliers : $b = 7$ m; hauteur des piliers : $h = 6$ m
- ◇ Contrainte initiale ou pression des terrains susjacents :
 $\nabla_0 = \gamma \cdot h = 0,025 \times 100 = 2,5$ $\nabla_0 = 2,5$ MPa
- ◇ Les chambres sont assimilées à des galeries circulaires de rayon $R = 3$ m.
- ◇ On supposera que les travaux de tir ne produisent aucun effet sur le comportement des terrains et piliers, ainsi que l'influence des vieux travaux.

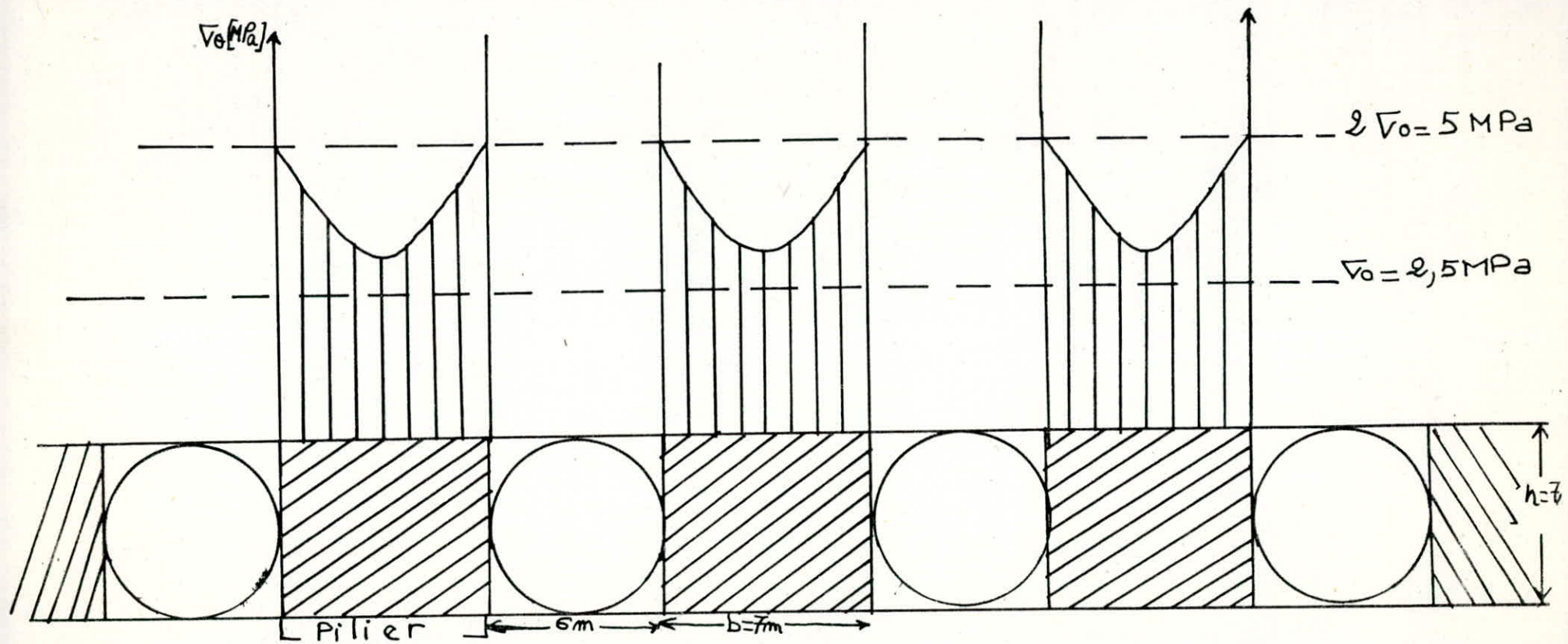


Fig 5: Contraintes dans des piliers à l'état élastique:

* ANALYSE ET COMMENTAIRES SUR LES PILIERS A L'ETAT ELASTIQUE :

Des piliers à l'état élastique, en réalité et surtout dans le domaine de l'exploitation minière n'existent pratiquement pas et cela à cause de l'influence des travaux de tir et aussi de l'effet des vieux travaux et des fronts d'exploitation, on peut alors affirmer que dans un pilier, nous avons souvent deux états (un état élastique au milieu, et un matériau dans l'état post-rupture (sur les côtés) comme nous allons le préciser dans les chapitres se rapportant au milieu élastoplastique parfait et au milieu élasto-fragile.

Dans ce qui suit, nous pourrions parler de l'effet d'un front d'exploitation sur le comportement des terrains.

Le cas le plus dangereux est celui correspondant à la rencontre de 2 ondes de pression, l'amplitude d'après la loi de superposition de deux ondes, sera la somme de 2 amplitudes des 2 ondes de pression, qui a pour conséquence la formation d'une zone en post-rupture précédant le front d'exploitation.

La superposition de deux maximums d'ondes de pression peut se produire, pour certaines configurations, qu'il faut éviter ou pour lesquelles il faut prendre de très grandes précautions (mesures de contraintes, etc ...) pour être à l'abri des coups de terrain.

Dans ce qui suit, nous allons représenter quelques unes des configurations qui produisent la superposition de deux maximums de deux ondes de pression.

Les configurations (A1), (B1) et (C1), représente le cas où l'on a la superposition de deux maximums, en effet, la configuration (A1) représente le cas le plus dangereux du moment que le chantier d'exploitation est entouré de tous les côtés par les anciens travaux, ce qui nous donne la superposition de 3 maximums, engendrant la formation de deux zones de très hautes contraintes, remettant en cause l'exploitation, vu le passage du

massif vierge à l'état post-rupture en avant du front de taille et au niveau de ce dernier.

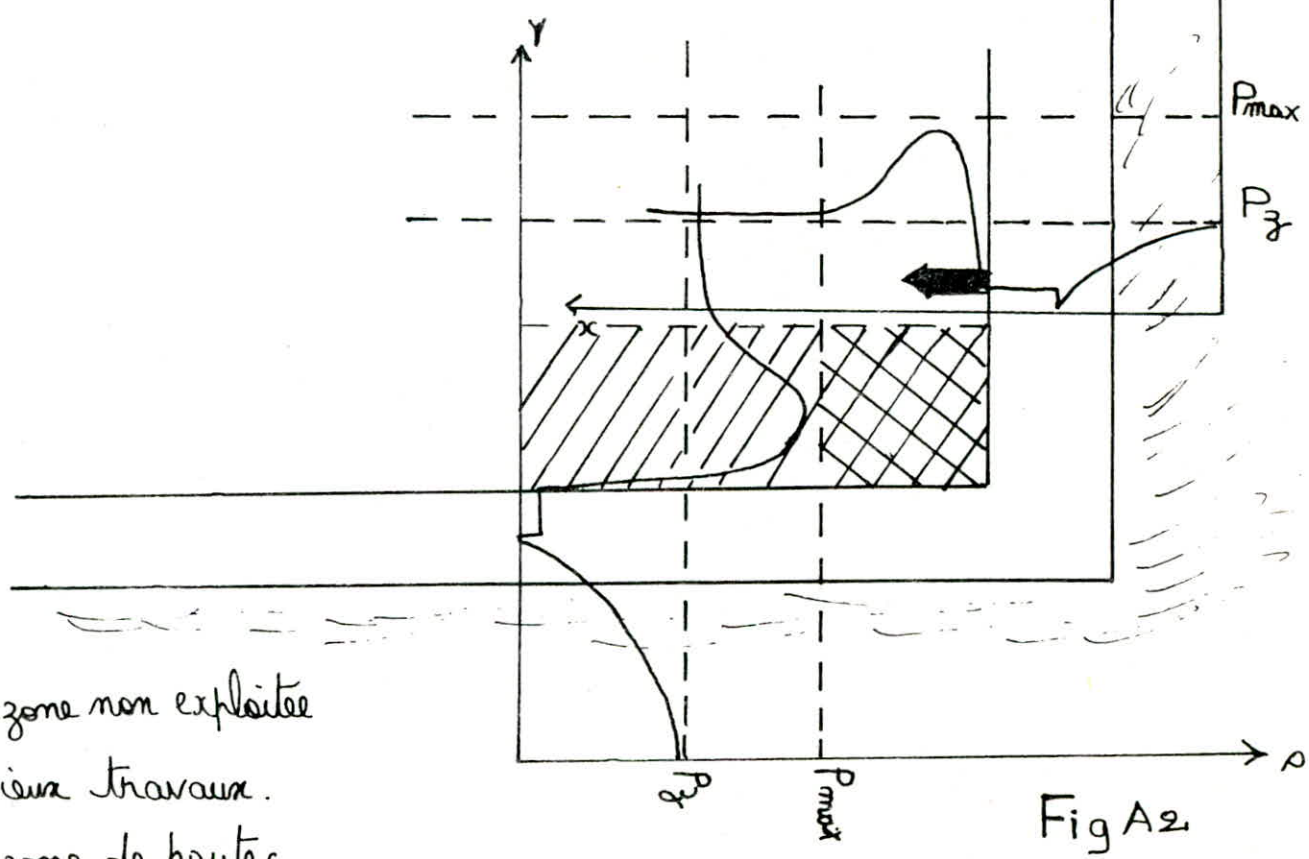
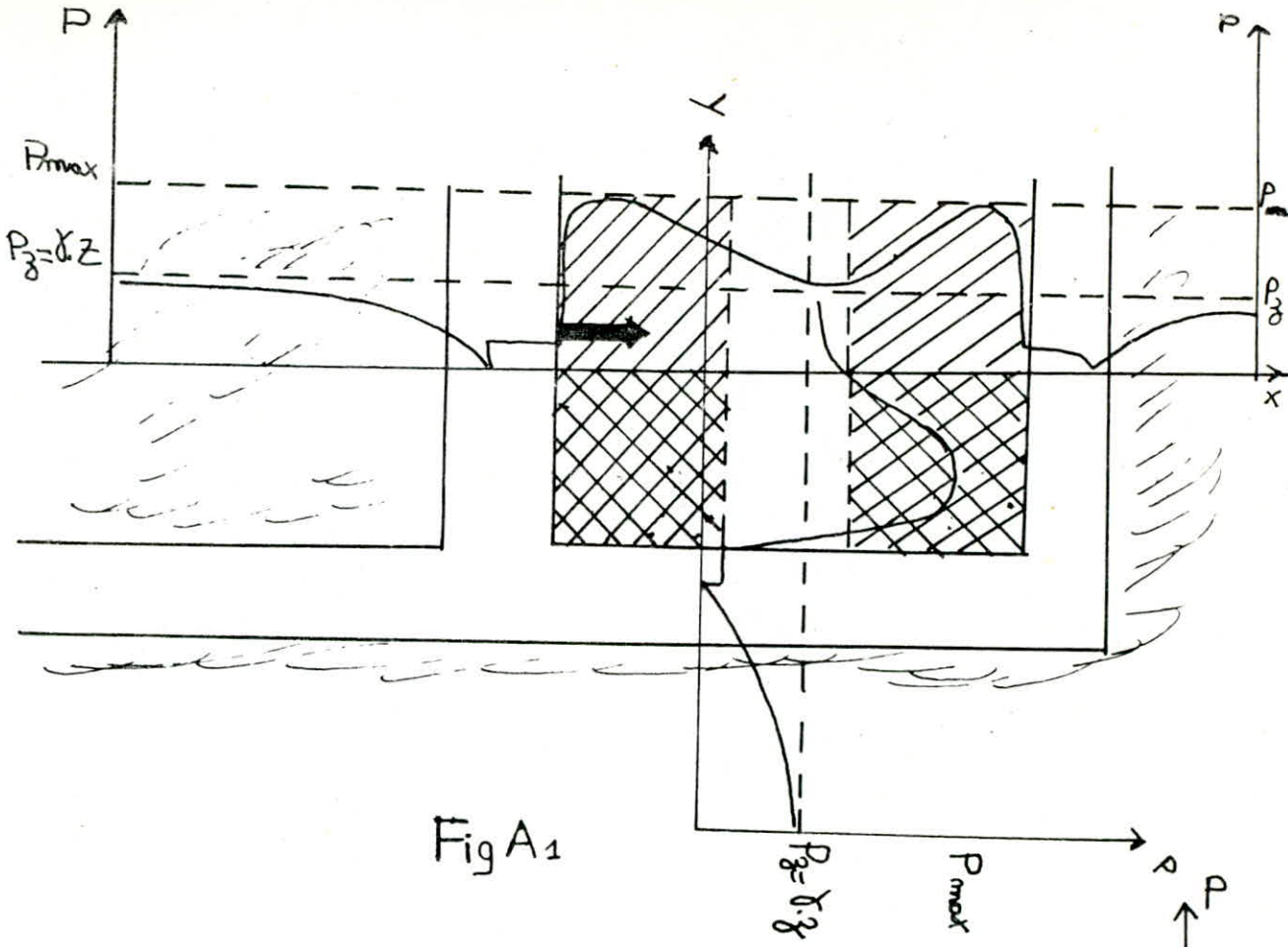
La configuration (B1) est moins dangeureuse que (A1), mais engendre la formation d'une zone de très hautes contraintes, à cause de la superposition de deux maximums, engendré par l'avancement des travaux parallèlement à une zone déjà exploitée





Les configurations (A1) et (B2) se retrouvent généralement quand les travaux de dépilage ont été conduits de mauvaise manière, mais en tout état de cause, il est très difficile d'éviter ce genre de situations, notamment quand les travaux de dépilage ont atteint un degré d'avancement assez important.

Les configurations (A2) et (B2) représentent les configurations d'exploitation qui donneraient une grande sécurité des travaux d'exploitation, et qui ne peuvent être suivies que lors des premiers travaux de dépilage et plus rarement quand ces travaux tirent à leur fin.

Cependant, une conduite rationnelle des travaux de dépilage du début jusqu'à la fin peut nous valoir une situation assez voisine de celles présentées sur les configurations (A2) et (B2) (FIG. A2 et FIG. B2).

Enfin, dans le cas d'une exploitation en double-unités, le décollage d'une taille par rapport à une autre (C1) permet la superposition de deux maximums et engendre la formation d'une zone de très haute contrainte, au niveau du front en retard par rapport à l'autre, (C2) incarne la procédure à suivre, en maintenant les deux fronts parallèles au même niveau.



-  : zone non exploitée
-  : visée travaux.
-  : zone de hautes contraintes
-  : zone de superposition de zones de pression.

Sens d'avancement

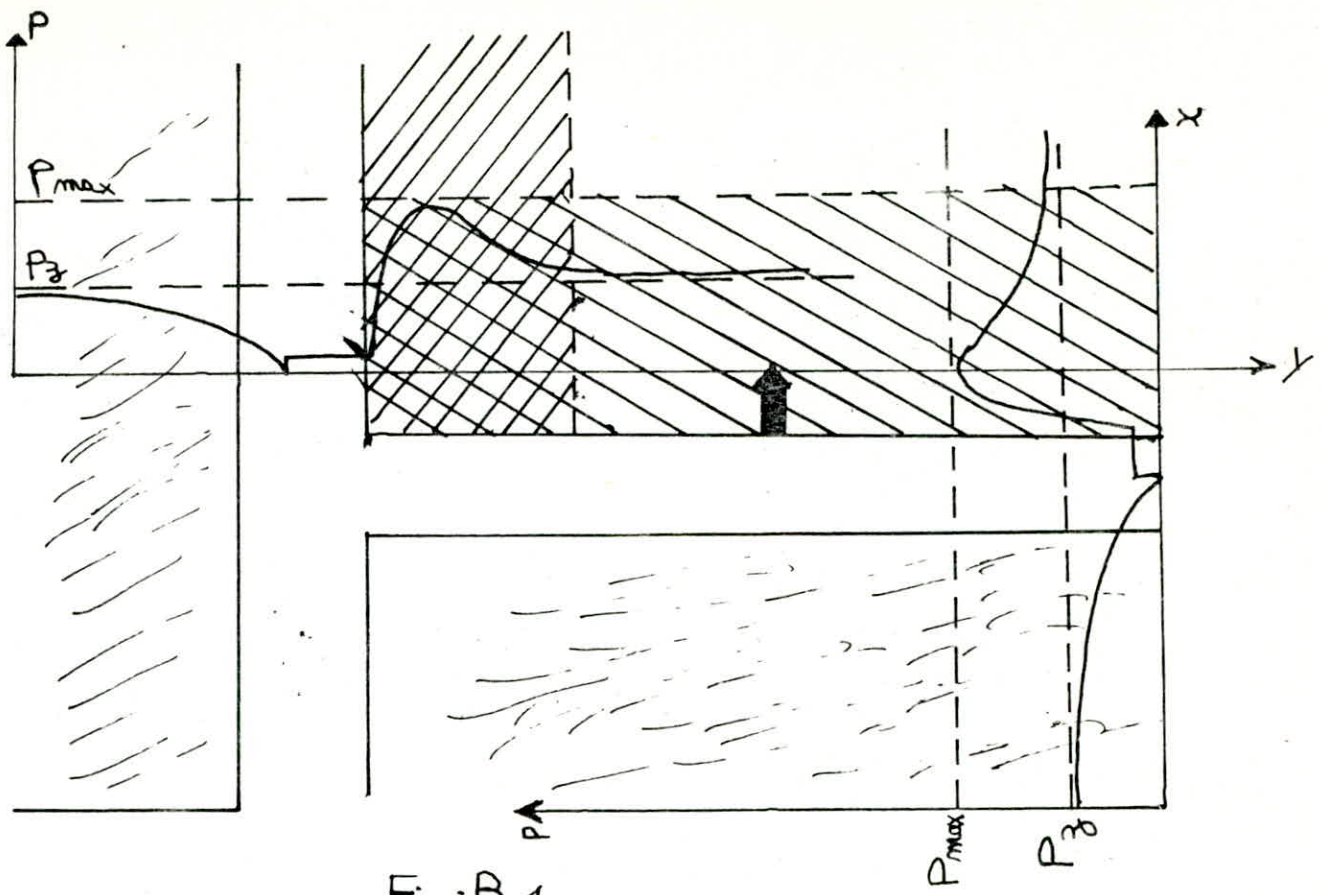


Fig: B 4

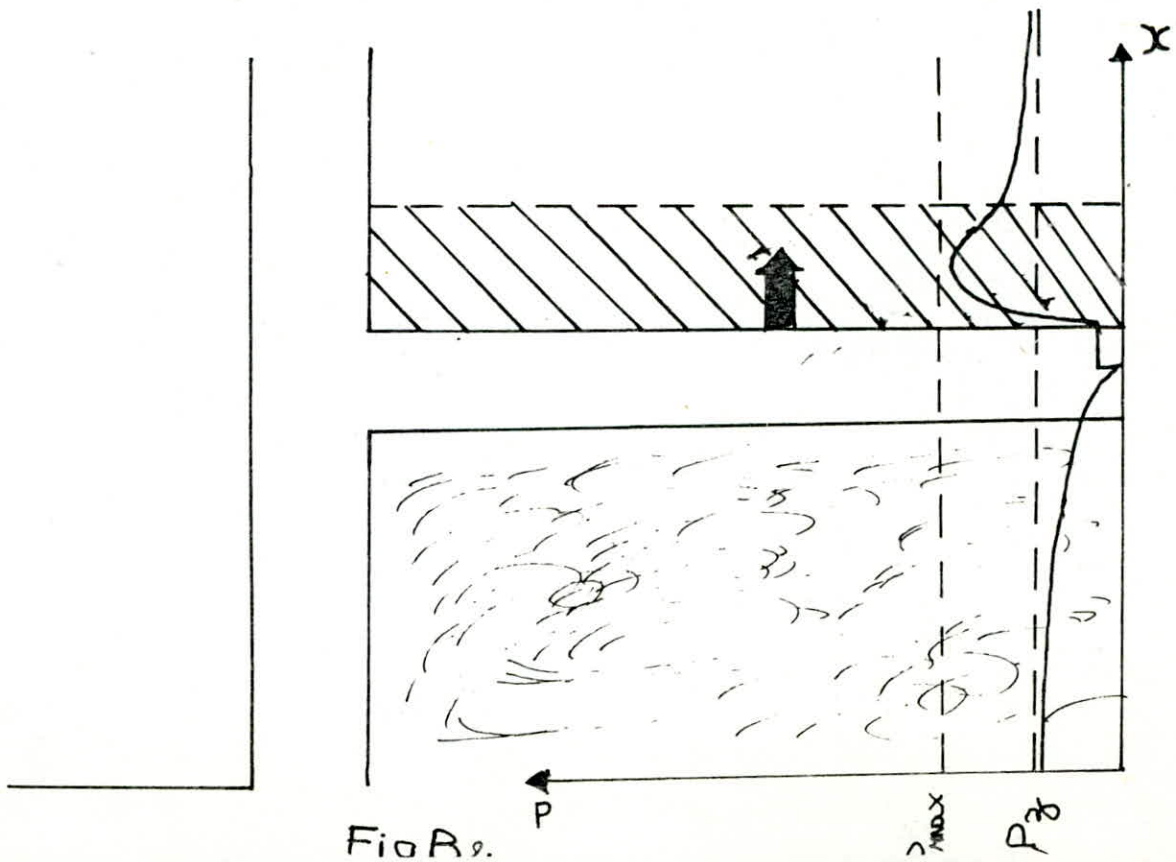
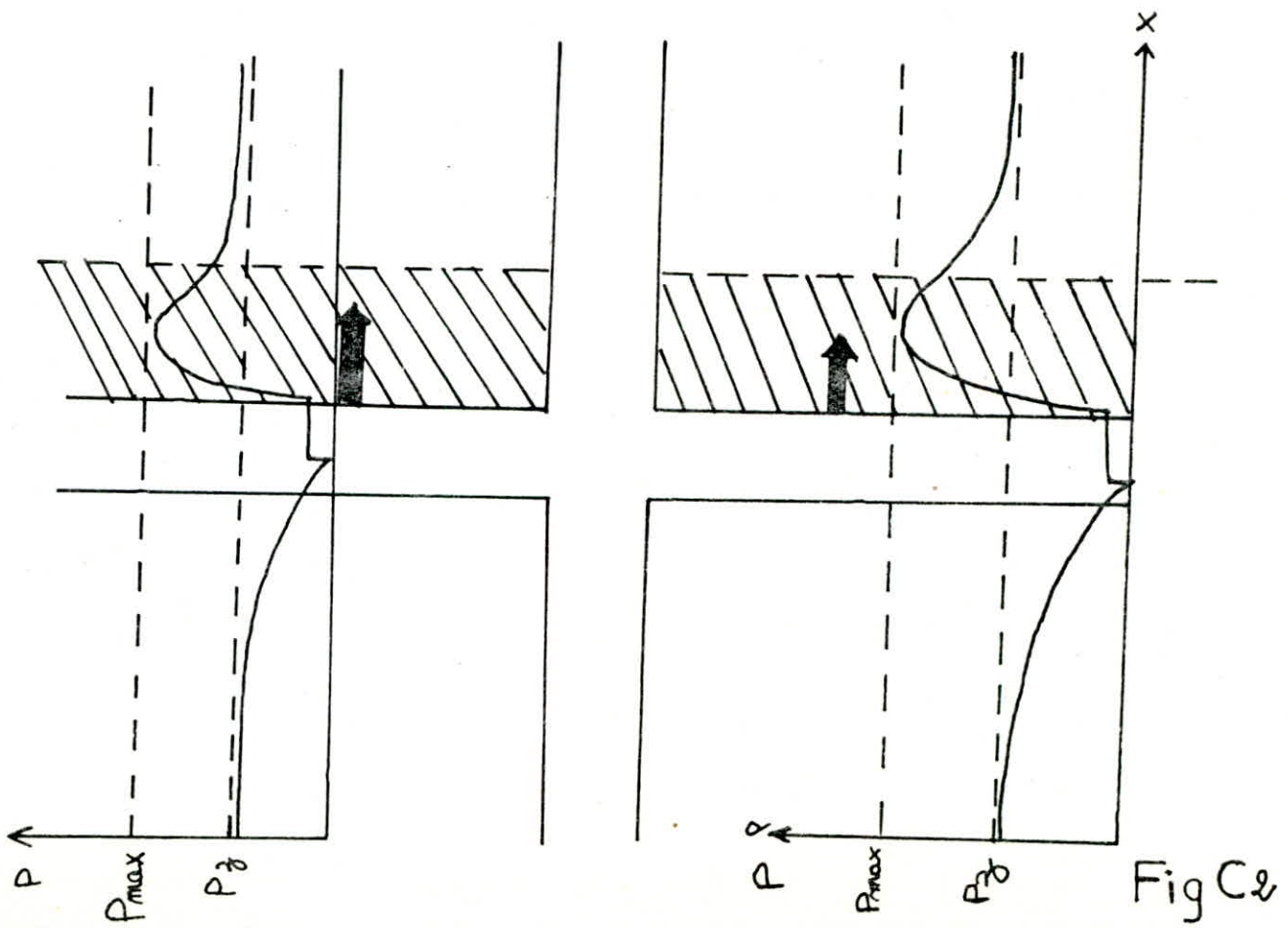
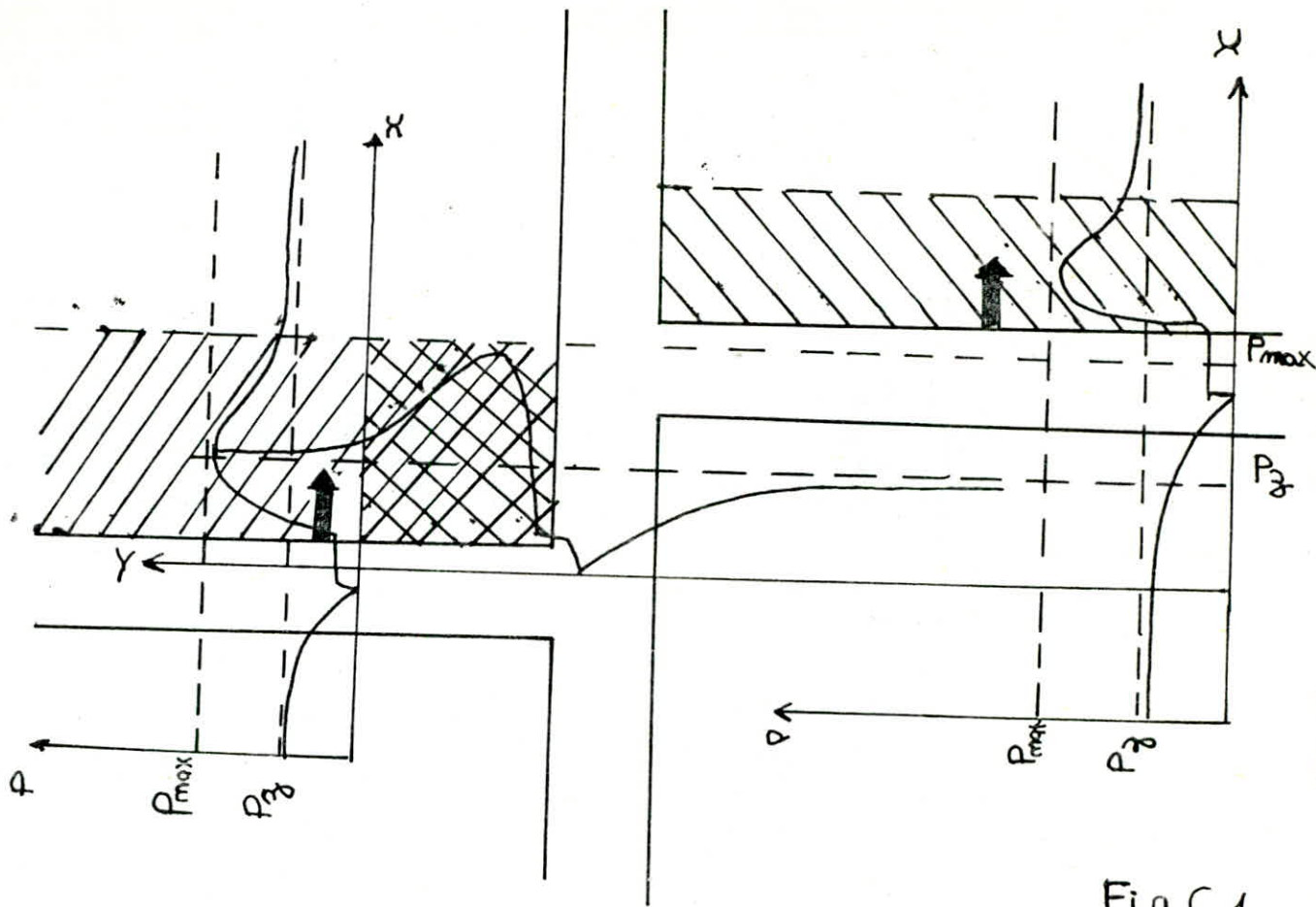


Fig: B 5



* CONCLUSION :

Malgré toutes les configurations d'exploitation utilisées et qui assurent une grande sécurité des travaux, l'influence des fronts d'exploitation, des vieux travaux, travaux de tir ne peuvent être endiguée, ce qui nous amène à conclure qu'au niveau des exploitations minières, le comportement élastique est rarement rencontré, surtout quand les travaux ont atteint un avancement assez conséquent, donc en ce qui concerne les piliers, ces derniers sont toujours dans un état regroupant l'état élastique et un des état post-rupture.

Dans les deux chapitres qui suivent, nous étudierons les contraintes dans les piliers dans un état élasto-plastique parfait et élasto-fragile.

V-6.2 Cas du milieu élasto-plastique parfait :

Utilisant les formules énumérées au chapitre (V-5.3.2), on calcule les paramètres figurant sur le tableau suivant (N°7):

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{1 + \sin (40,4)}{1 - \sin (40,4)} = 4,55 \quad \phi = 40,4^\circ$$

Pour nos calculs, on a pris : $K = 1,1$.

Les données et les hypothèses de calcul sont similaires à celles énoncées dans le chapitre précédent. La profondeur des excavations et piliers est supérieure à la profondeur critique pour le terrain considéré. (CHAPITRE V-6.1).

TABLEAU N° 7 : Le rayon de la galerie est $R = 3$ m

	Rp	Urp	Ur	
PROFONDEUR M	RAYON DE LA ZONE PLAS- TIQUE RP (M)	DEPLACEMENT RADIAL AU NIVEAU DE LA ZONE PLASTIQUE	DEPLACEMENT RADIAL AU NIVEAU DE LA PAROI (M)	CONVERGENC DE LA PAROI (M)
250	3,21	$1,5 \cdot 10^{-3}$	0,023	0,046
300	3,53	$1,7 \cdot 10^{-3}$	0,043	0,083
350	3,87	$2,0 \cdot 10^{-3}$	0,102	0,240

- * On voit directement que (R_p); U_{rp} , U_r et (C_{vr}) augmentent avec la profondeur, en supposant des dimensions identiques pour les galeries et des caractéristiques du terrain inchangé.
- * Répartition des contraintes en régime élasto-plastique parfait autour d'une galerie d'une section circulaire : $R = 3$ m

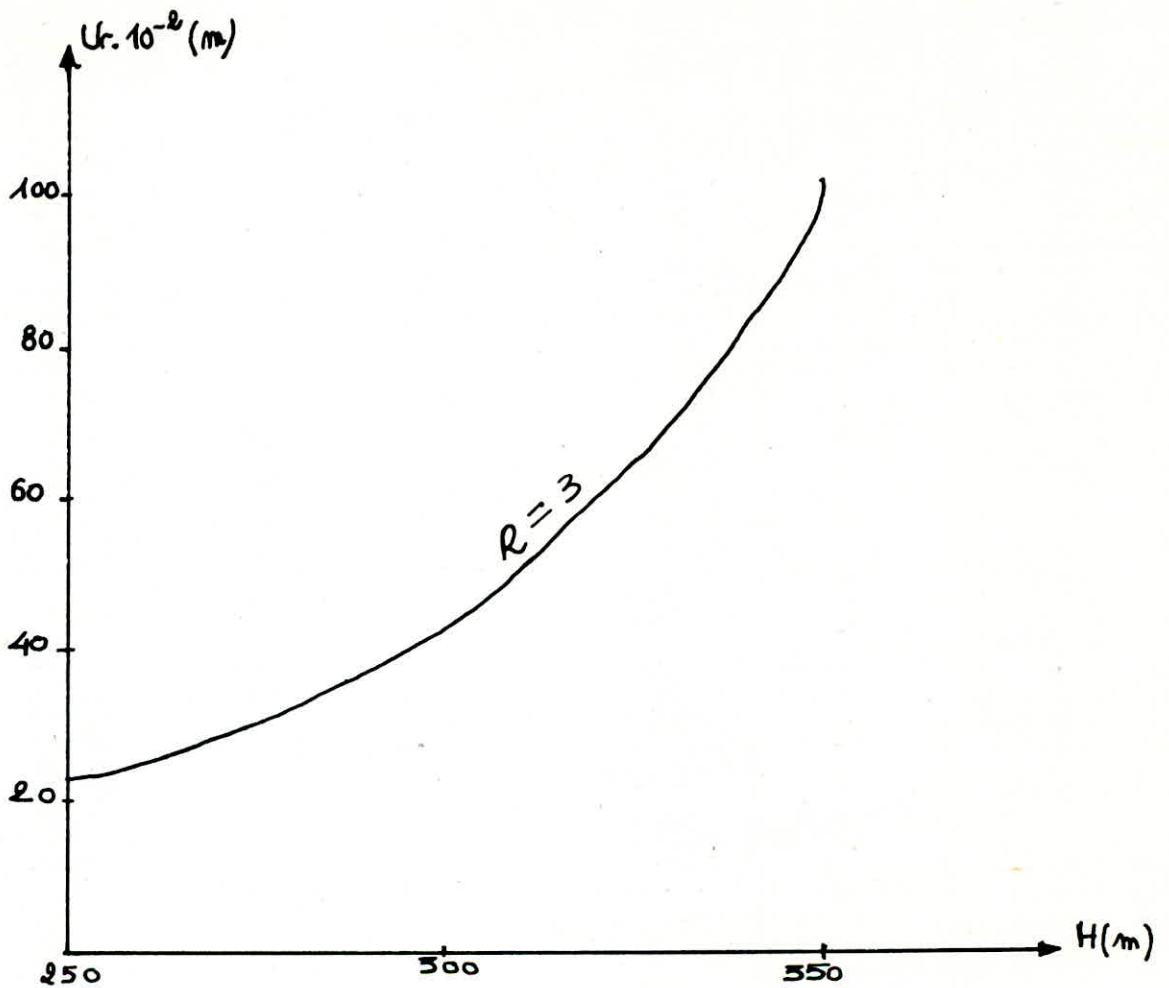


fig 1 : Variation des déplacements radiaux
en fonction de la Profondeur

TABLEAU N° 8 : Pour une profondeur $H = 250$ m :Contrainte initiale : $\nabla_o = \delta \cdot H = 0,025 \times 250 = 6,25$

$$\nabla_o = 6,25 \text{ MPa} ; \quad \lambda e = 0,82$$

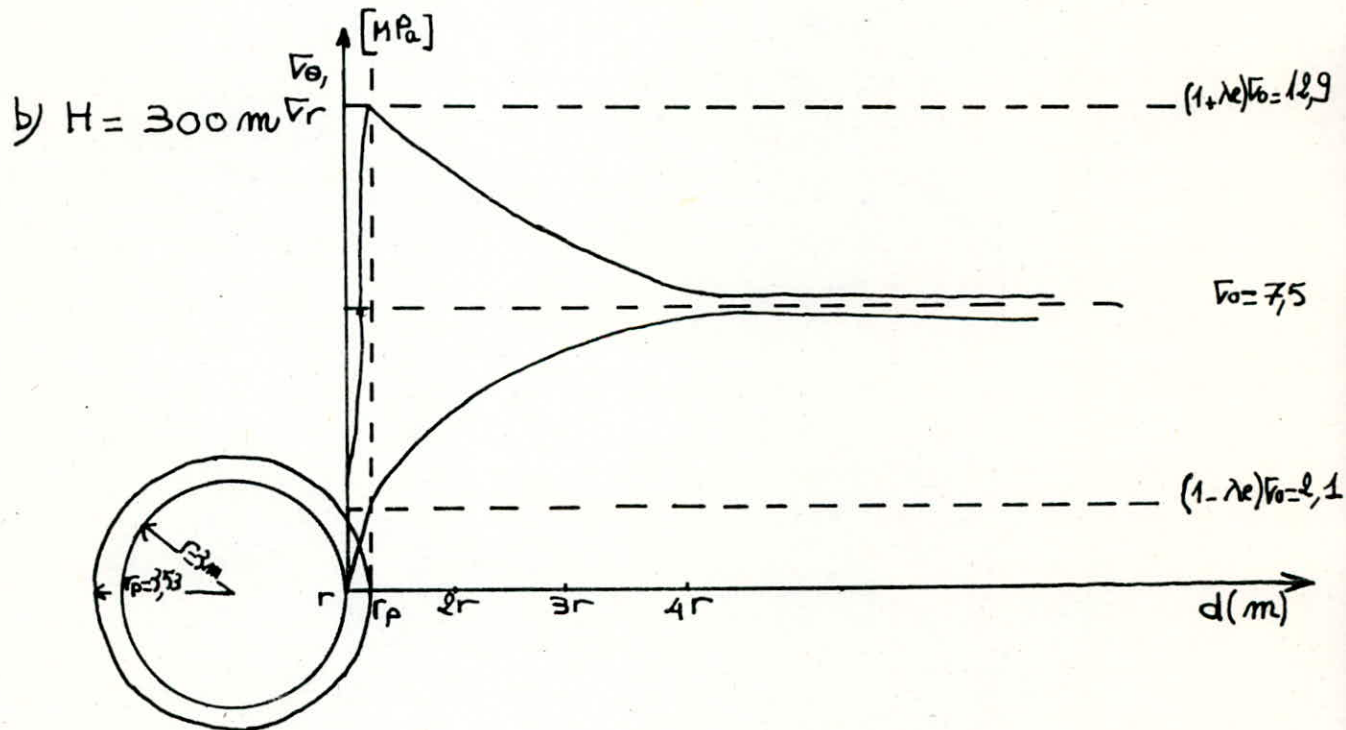
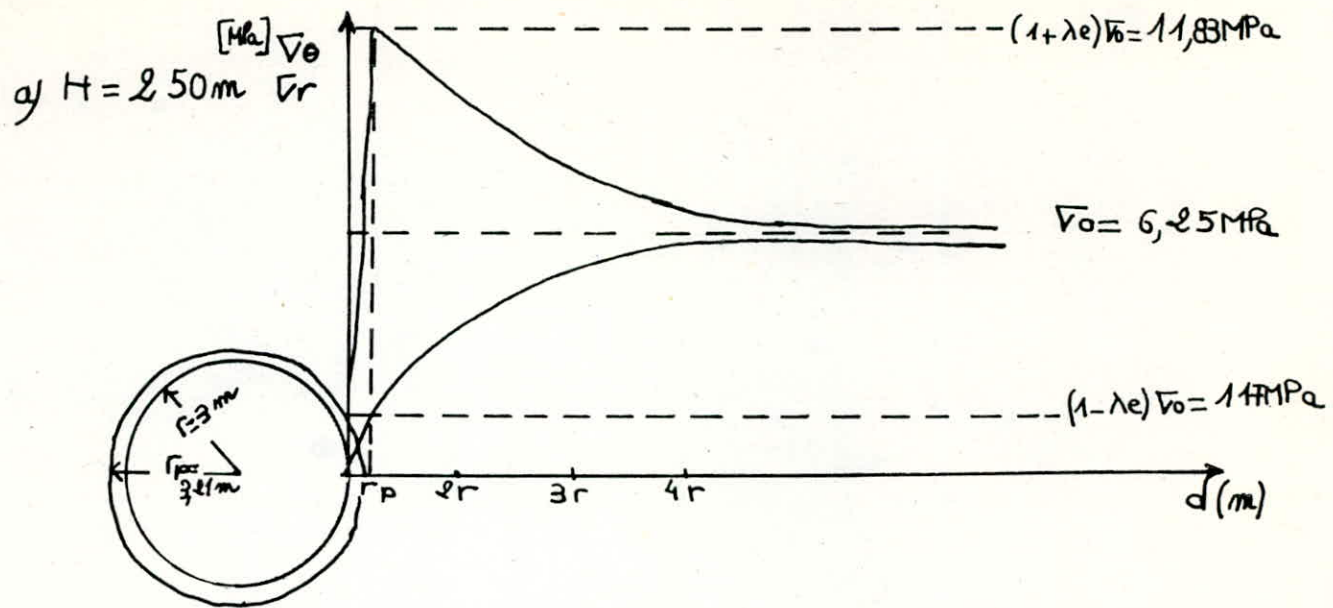
(m)	r	rp	4 r	∞
Contraintes radiales : ∇_r (MPa)	0	$(1 - e) \nabla_o$ = 1,17	6,1	6,25
Contraintes tangentielles : ∇_θ	2,46	$(1 + e) \nabla_o$ = 11,83	6,9	6,25

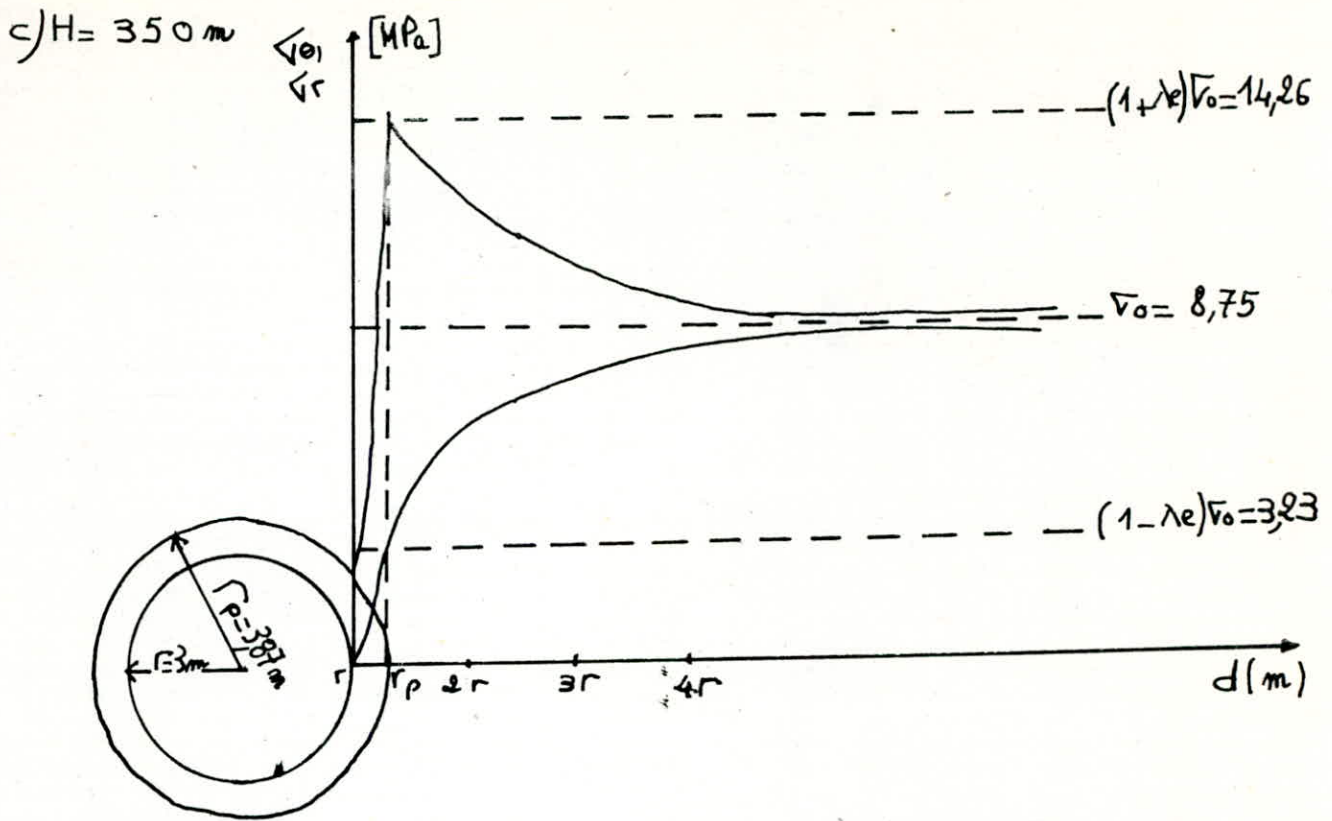
TABLEAU N° 9 : $H = 300$ m ; $\nabla_o = 7,5$ MPa ; $\lambda e = 0,72$

d (m)	r	rp	4 r	∞
Contraintes radiales : ∇_r (MPa)	0	2,10	7,03	7,5
Contraintes tangentielles : ∇_θ	2,46	12,9	7,96	7,5

TABLEAU N° 10 : $H = 350$ m ; $\nabla_o = 8,75$ MPa ; $\lambda e = 0,63$

d (m)	r	rp	4 r	∞
Contraintes radiales ∇_r (MPa)	0	3,23	8,20	8,75
Contraintes tangentielles : ∇_θ	2,46	14,26	9,29	8,75





* Fig 2(a,b,c) : Repartition des contraintes en regime elasto-plastique parfait autour d'une galerie circulaire Pour differentes profondeurs (H) *

Sur la fig. 2, sont représentées les répartitions des contraintes autour de la galerie pour les trois profondeurs (250, 300 et 350 m).

* Contraintes dans des piliers à l'état élasto-plastique parfait

Données :

Profondeur du chantier d'exploitation : $H = 300$ m

Les autres données sont analogues à celles utilisées dans le cas élastique.

◇ Contraintes initiales : $\sqrt{\sigma_0} = 7,5$ MPa

◇ Pour la représentation graphique des contraintes on utilisera les résultats de la répartition des contraintes autour d'une galerie circulaire, en régime élasto-plastique parfait, déterminés pour la profondeur $H = 300$ m.

◇ On néglige l'influence des travaux de tir et des vieux travaux.

◇ Les piliers soutiennent la charge des terrains susjacents jusqu'à la surface

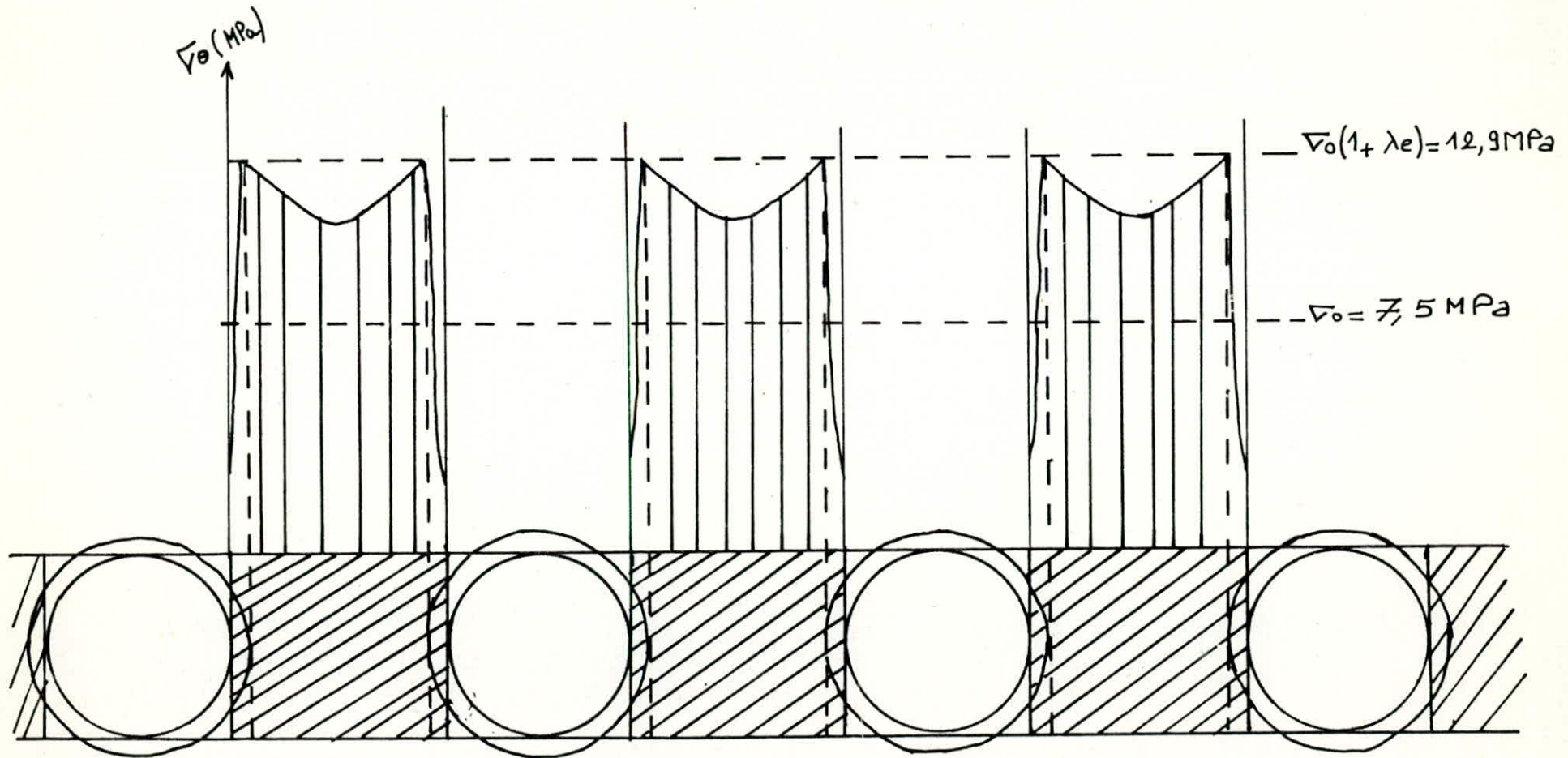
◇ Les chambres sont assimilées à des galeries circulaires de de rayon $R = 3$ m.

◇ On ne tiendra pas compte de la discontinuité lors du passage de la phase post-rupture à la phase élastique.

* Caractéristiques d'un pilier à l'état élasto-plastique parfait

Un pilier à l'état plastique parfait est caractérisé par :

- Une zone élastique occupant la partie centrale du pilier.
- De part et d'autre de la zone élastique, deux parties à l'état plastique, qui peuvent se confondre quand le pilier est complètement dans l'état post-rupture.



* Fig 3 *

* Contraintes dans des piliers à l'état élasto-
plastique parfait, à 300 m de profondeur *

* Dimensionnement des piliers situés dans des terrains ayant un comportement élasto-plastique parfait :

Le dimensionnement des piliers situés dans les terrains ayant un comportement élasto-plastique parfait, nous confronte à un épineux problème..

En effet, dans ce genre de situation, vu les caractéristiques de ce comportement et guidé par le souci de sécuriser et stabiliser le chantier, nous nous orientons naturellement vers le choix de dimensions assez importantes des piliers, cependant, ce surdimensionnement peut nous conduire à réunir les conditions nécessaires et suffisantes pour une destabilisation de notre chantier par le biais d'un coup de terrain qui se produirait après un certain temps, en raison principalement de la libération brutale de l'énergie élastique qui se serait accumulée dans les piliers, en raison des conditions générales particulières.

En se basant sur ce qu'on a affirmé ci-dessus, le surdimensionnement défavoriserait la stabilité de nos piliers à long terme et vu l'impossibilité de dimensionner les piliers en assurant une situation de notre chantier à l'état limite de la stabilité, on se propose dans le but d'harmoniser le surdimensionnement et le dimensionnement assurant une stabilité précaire du chantier, et en partant du fait que la variante de la méthode d'exploitation par chambres et piliers considérée dans ce cas, préconise la récupération presque totale des piliers, et en signalant que cette proposition tient compte des conditions géologiques, lithologiques et tectoniques susceptibles d'être rencontrées dans ce genre d'exploitations, voilà dans ce qui suit les principes de ladite méthode ou proposition de dimensionnement.

Avant de présenter la proposition de dimensionnement des piliers, nous devons signaler qu'au cas où nous nous trouverions en présence de roche ayant une forte susceptibilité à donner un coup de terrain ($WET > 5$) (Voir chapitre IV-1.3), nous devons nous garder de prendre des piliers dont les dimensions (hauteur du pilier (h); largeur du pilier (b), vérifient le rapport suivant :

$$\frac{\text{hauteur des piliers (h)}}{\text{largeur des piliers (b)}} = 0,8 \div 0,12$$

et cela à cause de l'énergie élastique qui serait emmagasinée par ces piliers et dont la libération provoquerait un coup de terrain pour la raison citée ci-dessus ($WET > 5$).

* L'essentiel de la proposition de dimensionnement des piliers est résumé dans ce qui suit :

- Durant la phase de traçage, on découpe dans le gisement des piliers d'assez grandes dimensions, suivant les conditions dans lesquelles nous nous trouvons.
- Durant la phase de rabattement, les grands piliers sont découpés suivant leurs dimensions en deux (2) ou quatre (4) petits piliers qui répondraient aux caractéristiques du plus petit pilier, ce dernier est défini comme suit :

" Le plus petit pilier capable de supporter la charge imposée (c'est à dire le poids des terrains susjacent majoré éventuellement d'une surcharge) est celui qui a atteint le domaine post-rupture dans tout son volume".

(DEJEAN - PIGUET (CECHAR), en référence à la thèse de D.E.A de Mehdi GHOREYCHI).

* Plus petit pilier capable de supporter la charge des terrains susjacentes :

On prendra par exemple le pilier ayant pour hauteur ($h=6m$) et pour largeur ($b=7m$), l'état de contrainte dans ce pilier est

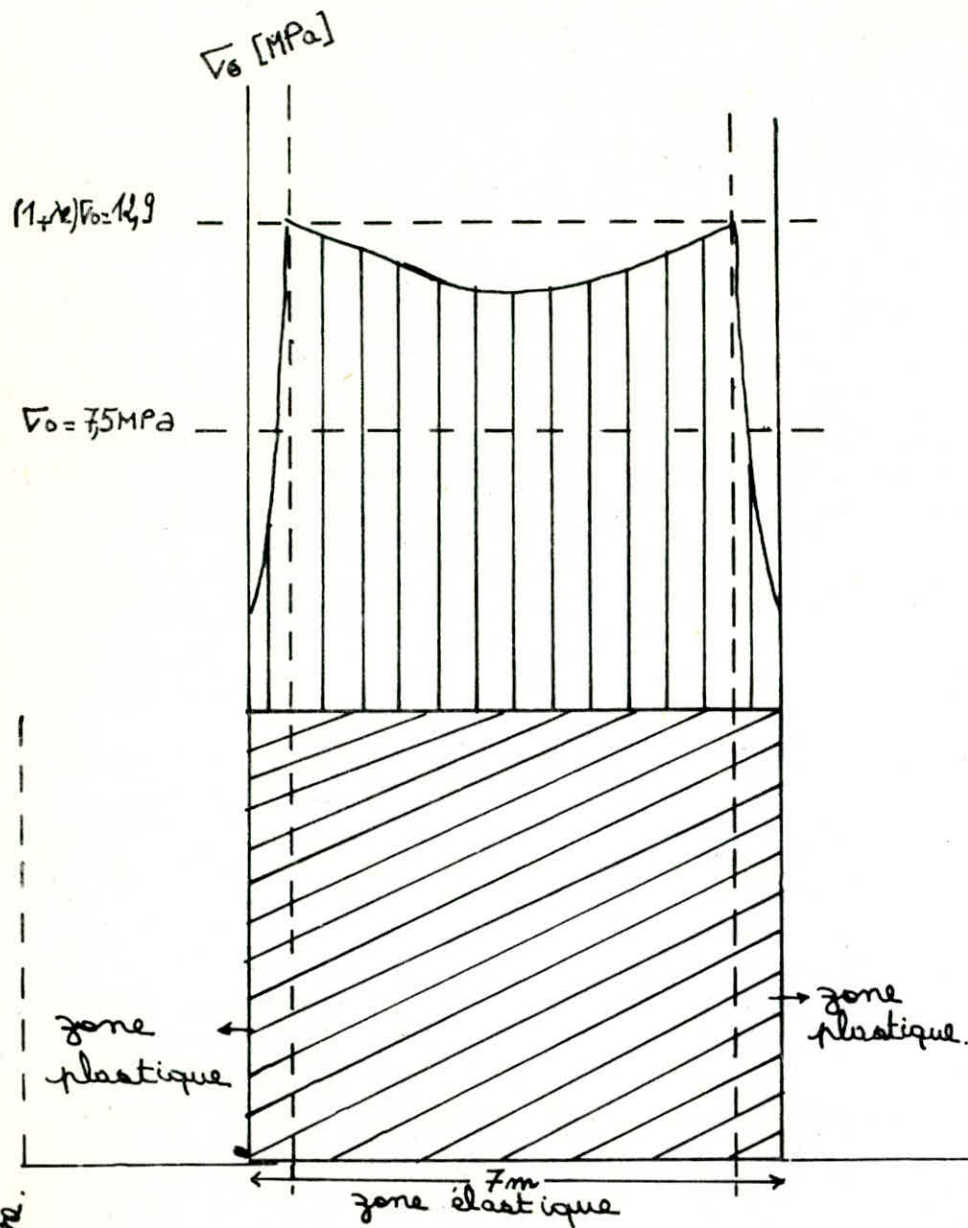


Fig: 4 A

Etat d'un pilier où l'on a limité la contrainte.

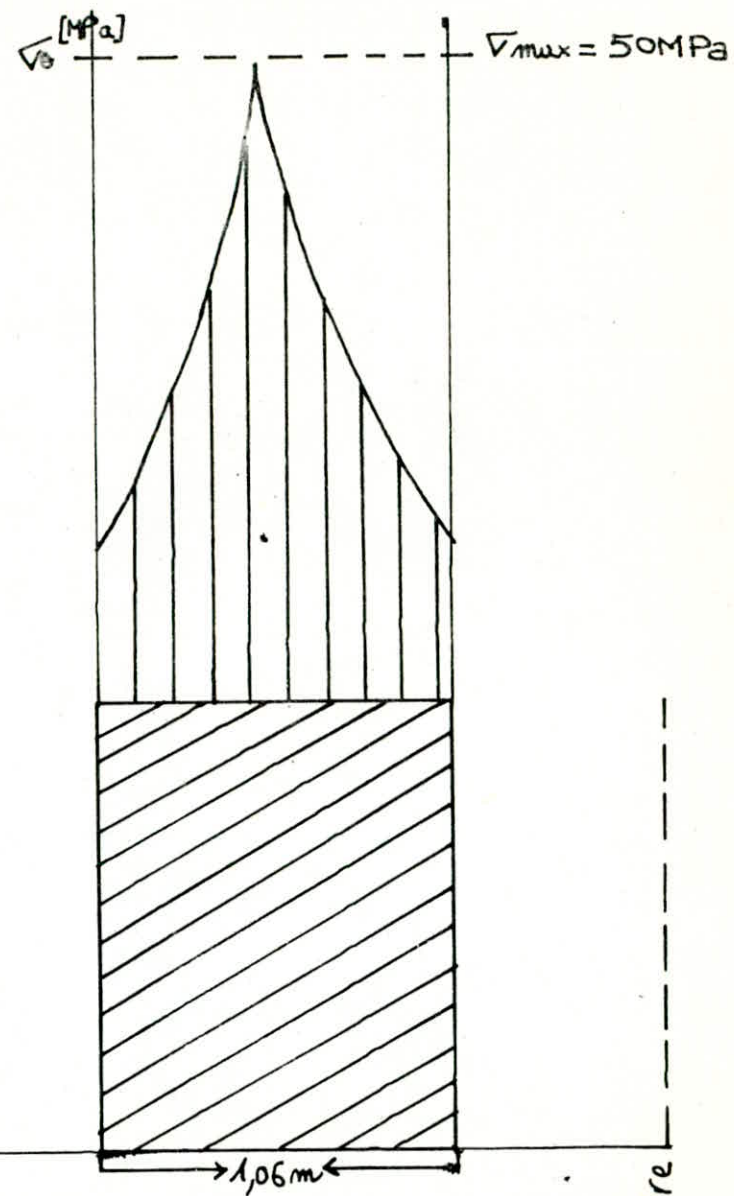


Fig: 4 B

etat limite de la charge après exploitation.

lieu de la chambre.

lieu de la chambre
lieu de la chambre

lieu de la chambre

montré par la figure 4A.

En utilisant ces données et connaissant la définition du plus petit pilier capable de supporter la charge imposée, ce dernier aura pour hauteur ($h = 6 \text{ m}$) et pour largeur, la somme des largeurs des 2 zones plastiques du pilier dont on a limité la contrainte (FIG. 4 A); donc $b_1 = 2 \times 1,06 \text{ m}$.

L'état de contrainte dans le nouveau pilier est donné par la FIG. 4 B (V.6.2). La section transversale du pilier est définie par :

HAUTEUR : $h = 6 \text{ m}$

LARGEUR : $b_1 = 1,06 \text{ m}$

* Conclusion :

La prise en considération du facteur temporel, des conditions naturelles, le problème économique et la combinaison de plusieurs techniques et méthodes de dimensionnement, permet d'obtenir la stabilité recherchée des excavations minières soutenues par des piliers à l'état élasto-plastique parfait.

V-6.3 Cas du milieu élasto-fragile :

Le problème est le même que celui posé pour les deux cas de comportements précédents, on calculera le rayon fragile, le déplacement de la paroi de la galerie, ainsi que le déplacement à la frontière élasto-fragile, grâce aux formules présentées au niveau du sous-chapitre (V-5.3.3).

* Les simplifications et les assimilations utilisées pour les deux cas sont reprises ici.

* Données pour le calcul:

Résistance à la compression : $\sigma_c = 4,8 \text{ MPa}$

- Angle de frottement interne : $\varnothing = 39,3^\circ$; cohésion résiduelle :
C' = 1,15 MPa;
- Poids volumique des terrains susjacents : $\gamma = 0,025$ MPa
- Pression de soutènement : Ps = 0,5 MPa (K = 2)

TABLEAU N° 11 : rayon de la galerie : R = 3 m

PROFONDEUR M	RAYON FRAGILE Rp M	DEPLACEMENT DE LA PAROI $\mu = (M)$	DEPLACEMENT AU NIVEAU DE LA FRONTIÈRE ELASTO-FRAGILE
250	3,30	0,16	$9,1 \cdot 10^{-4}$
275	3,86	0,22	0,0011
300	4,81	0,31	0,0014
325	5,75	0,37	0,002

* Pour des caractéristiques du terrain invariables, nous remarquerons d'après le tableau n° 11 que les paramètres calculés dans ce cas de comportement augmentent avec la profondeur.

* Répartition des contraintes en régime élasto-fragile autour d'une galerie de section circulaire (R = 3 M)

Contrainte initiale : $\sigma_0 = \gamma \cdot H$ (MPa) où γ : poids volumique des terrains susjacents : $\gamma = 0,025$ MN/M³

H : Profondeur de l'excavation en m.

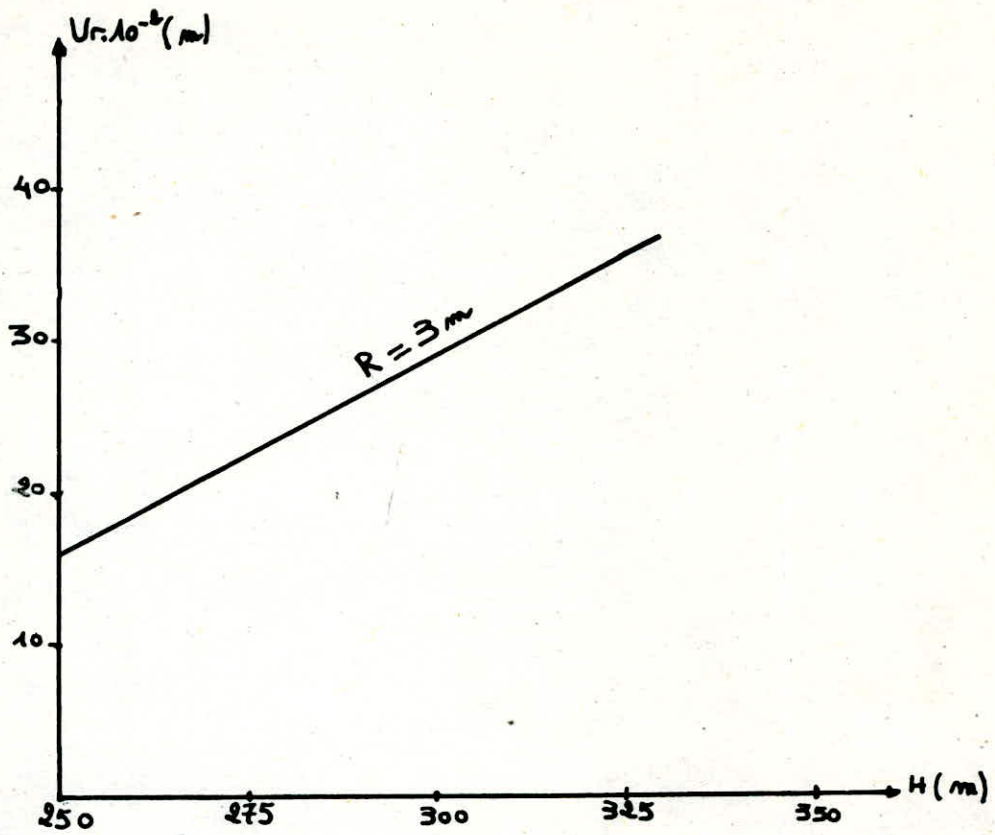


fig 1:
deplacement radial en fonction de
la profondeur

TABLEAU N° 12 : H = 250 m, $\lambda_e = 0,57$; $\sigma_o = 6,5$ MPa

d(m)	r	rf	4r	∞
Contraintes radiales σ_r (MPa)	0	2,79	6,1	6,5
Contraintes tangentielles σ_θ	0,48	10,20	6,9	6,5

TABLEAU N° 13 : H = 300 m; $e = 0,54$; $\sigma_o = 7,5$ MPa;

d(m)	r	rf	4r	∞
Contraintes radiales σ_r (MPa)	0	3,45	7,03	7,5
Contraintes tangentielles σ_θ (MPa)	0,48	11,55	7,96	7,5

Sur la FIG. 2, sont représentées la répartition des contraintes autour d'une galerie, en régime élasto-fragile pour les profondeurs 250 et 300 m.

* Contraintes dans des piliers à l'état élasto-fragile :

- Données :

Profondeur du chantier d'exploitation : H = 300 m.

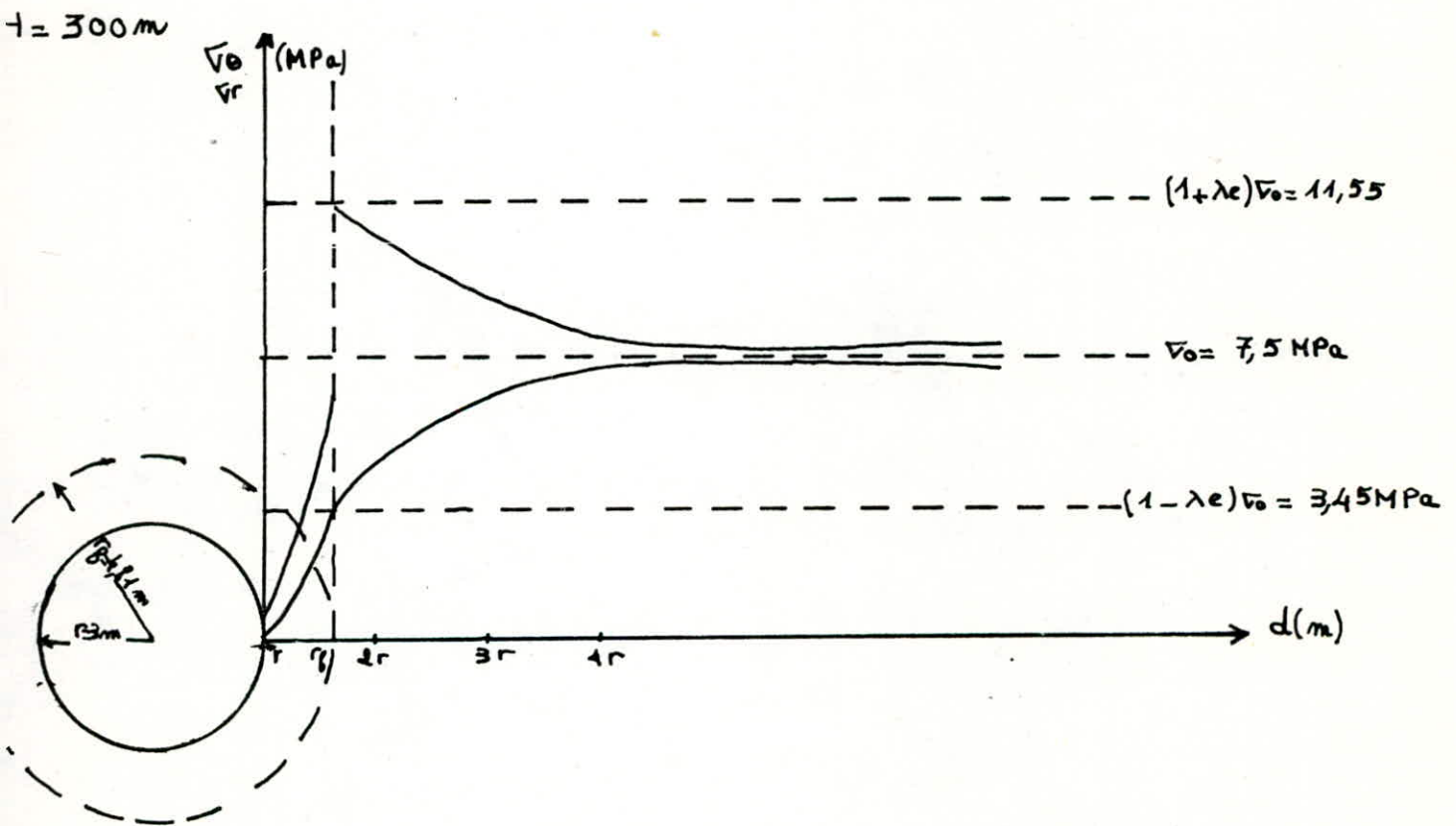
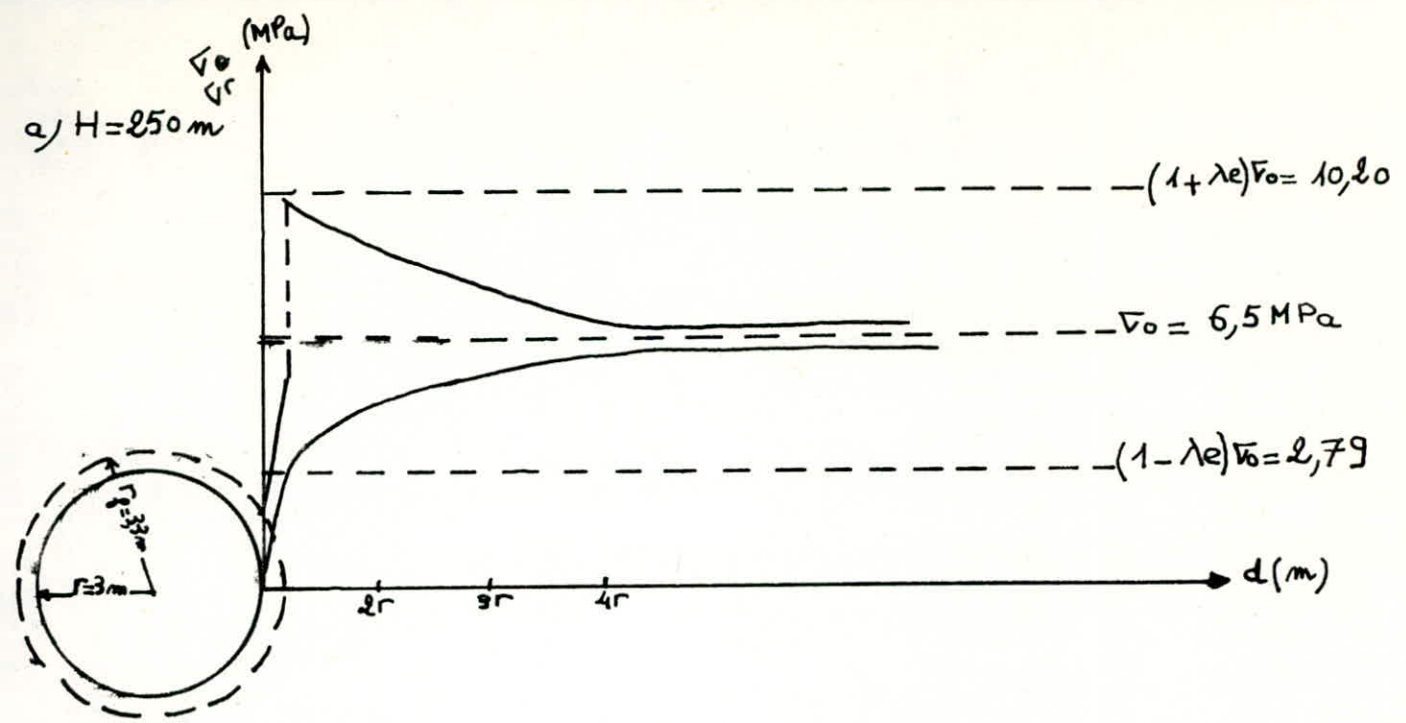


Fig 2:

* Repartition des contraintes en regime elasto-fragile autour d'une cavité circulaire *

NB: H : profondeur de l'exploitation en m.

- * Contrainte initiale : $\sigma_0 = 7,5 \text{ MPa}$
- * Pour la représentation graphique, on utilisera les résultats de la répartition des contraintes autour d'une galerie circulaire, en régime élasto-fragile pour la profondeur $H = 300 \text{ m}$ (FIG. 2 b).
- * Les piliers soutiennent la charge des terrains susjacents jusqu'à la surface.
- * On néglige l'influence des travaux de tir et des vieux travaux.
- * Les chambres sont assimilées à des galeries circulaires de rayon $R = 3 \text{ m}$.
- * On ne tiendra pas compte de la discontinuité lors du passage de la zone post-rupture à la phase élastique.

* Discussion sur l'état des piliers à l'état élasto-fragile :

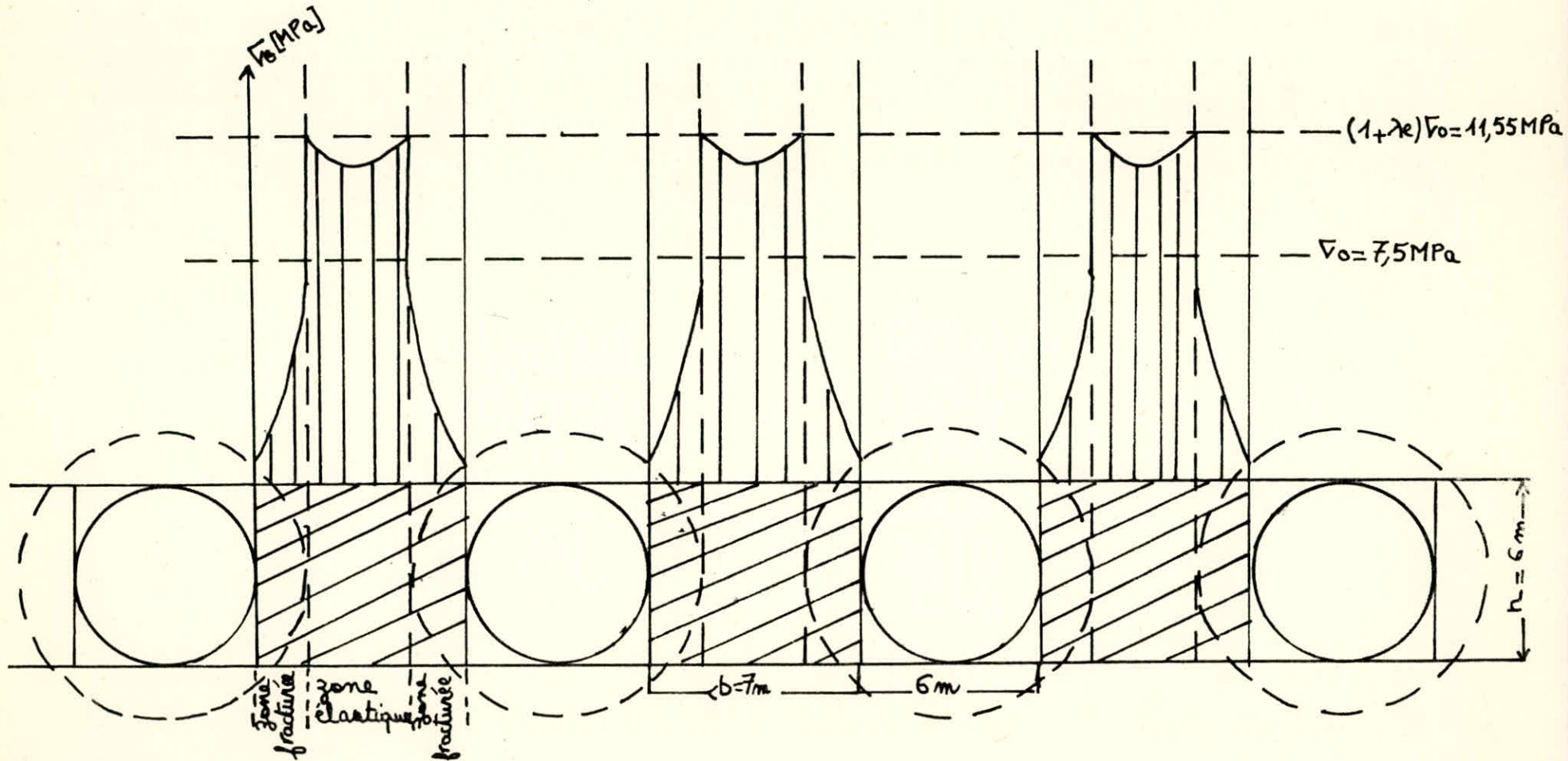
Comme pour le cas précédemment défini et présenté (V-6.2) et pour la même profondeur, nous noterons l'existence au sein des piliers à l'état élasto-fragile, d'une zone élastique moins importante que dans le cas d'un comportement élasto-plastique parfait, entourée de deux zones fracturées (post-rupture) plus importantes que dans le cas antérieur et cela en raison de la plus faible résistance qu'offre les piliers à la charge des terrains susjacents dans le cas d'un comportement élasto-fragile, les conclusions à tirer de la comparaison de l'état des piliers et leur comportement dans les cas présentés respectivement dans les chapitres (V-6.2) et (V-6.3) seront présentées après avoir déterminé le plus petit pilier capable de supporter la charge des terrains susjacents dans le cas d'un comportement élasto-fragile.

* Plus petit capable de supporter la charge des terrains susjacents :

On prendra par exemple le pilier ayant pour hauteur ($H = 6 \text{ m}$) et pour largeur ($b = 7 \text{ m}$), l'état de contrainte dans ce pilier est illustré par la FIG. 4A.

Fig3: * Contraintes dans des piliers à l'état elasto.Fragile

pour une profondeur $H=300\text{ m}$ *



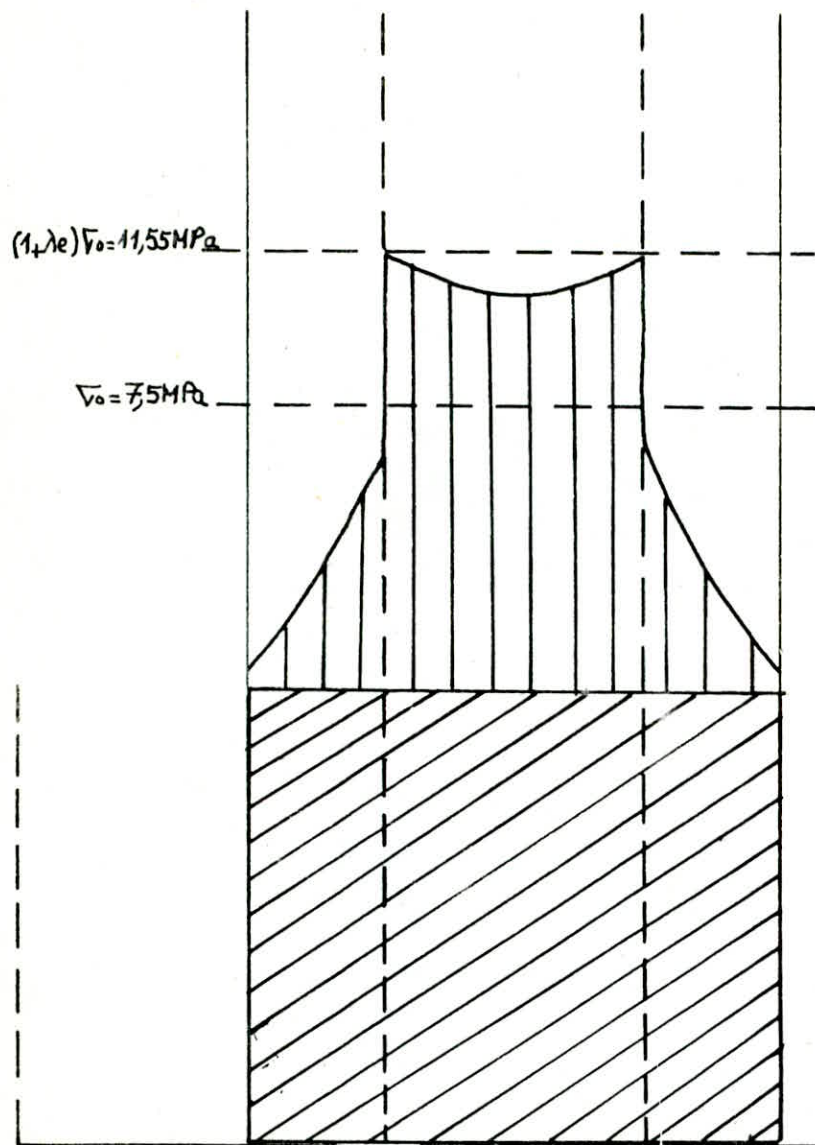


Fig 4A:

état d'un piliere où l'on a limité la contrainte

milieu de la chambre.

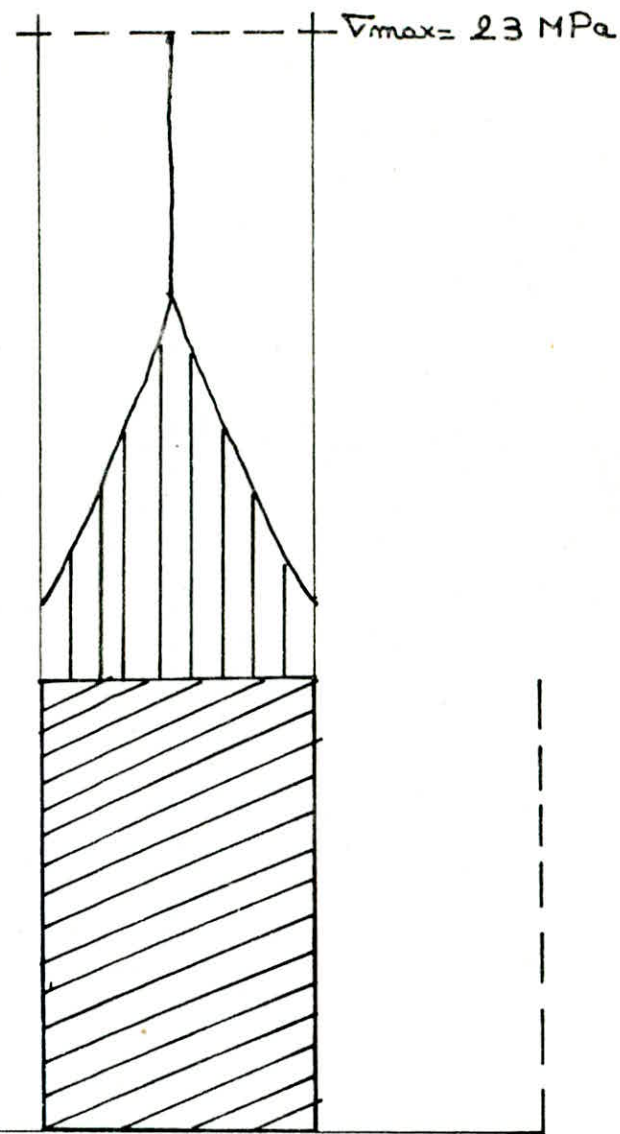


Fig 4B:

etat limite de la charge après exploitation.

milieu de la chambre
milieu de la chambre

milieu de la chambre

En utilisant ces données et connaissant la définition du plus petit pilier capable de supporter la charge des terrains susjacents, ce dernier aura pour hauteur ($h = 6 \text{ m}$) et pour largeur la somme de des largeurs des deux zones fracturées (post rupture du pilier) dont on a limité la contrainte donc :

$$b_2 = 2 \times 1,81 = 3,62 \text{ m.}$$

l'état de contrainte dans le nouveau pilier est donné par la FIG. 4B.

La section transversale du pilier sera définie par les dimensions suivantes :

$$\underline{\text{hauteur : } H = 6 \text{ m} ; \text{ largeur : } b_2 = 3,62 \text{ m}}$$

V-7 CONCLUSIONS A TIRER A LA LUMIERE DE L'ETUDE DE L'ETAT DES PILIERS A L'ETAT ELASTO-PLASTIQUE PARFAIT ET ELASTO-FRAGILE :

Ces conclusions à intérêt pratique n'intéresseront que les cas de comportements élasto-plastique parfait et élasto-fragile, du moment que le comportement élastique comme il a été dit dans le sous-chapitre (V-6.1) ne se rencontre pratiquement jamais dans les chantiers d'exploitation soutenues par des piliers et autres, contrairement aux deux types de comportement cités en début de paragraphe en sus du comportement élasto-plastique radoucissant présenté dans le chapitre (V-3) que nous rencontrons presque toujours.

Les conclusions basées sur les résultats des calculs effectués dans les deux cas de comportements élasto-plastique parfait et élasto-fragile transgressent le cas de comportement élasto-plastique radoucissant, en signalant au passage que ce dernier se trouve entre les deux cas de comportements sur lesquels est basée cette conclusion.

En se basant sur les résultats du calcul pour une même profondeur du chantier d'exploitation et même charge sur les piliers, des zones en phase post-rupture au sein des piliers supportant la charge, les déplacements

radiaux des parois des excavations, les dimensions de la section transversale du plus petit pilier capable de supporter la charge, l'état de contrainte en son sein, on affirme directement que le comportement élasto-plastique parfait permet par rapport au comportement élasto-fragile, une plus grande stabilité du chantier, d'où une plus grande sécurité, un taux de défruitage des piliers plus important, donc, plus rentable et la possibilité d'une grande mécanisation des travaux.

Donc, mis à part le comportement élastique qu'il est souhaitable de rencontrer et que malheureusement les conditions générales d'exploitation éliminent le plus souvent, le cas le plus favorable pour nous serait le cas de comportement élasto-plastique et comme ce sont des paramètres sur lesquels on ne peut pas influencer d'une manière évidente dans tous les cas, alors il faudrait dans chaque cas de comportement réunir les conditions de stabilité en utilisant les nombreux procédés techniques d'exploitation à bon escient et de manière rationnelle et réfléchie.

CHAPITRE VI

CONCLUSION

VI- CONCLUSION :

Le développement du sujet " Analyse de l'influence des facteurs naturels et des paramètres d'exploitation sur le comportement des terrains dans la méthode d'exploitation par chambres et piliers", a permis en considérant comme facteur naturel, les propriétés mécaniques des roches de la couche de minerai et des terrains subjacents l'exploitation, et le dimensionnement des chambres et piliers comme paramètre d'exploitation, de mettre en évidence d'une part l'interpédance entre facteurs naturels et paramètres d'exploitation et d'autre part comment ces derniers peuvent être choisis ou modifiés en se basant sur des théories bien établies et des procédés pratiques, élaborés à partir des données de la théorie et de l'expérience, pour dans certains cas, enrayer l'influence néfaste des facteurs naturels sur le comportement des terrains influencés par l'exploitation souterraine, ou bien dans certains autres cas profiter de l'influence positive desdits facteurs naturels **Sur** lesdits terrains, en ayant pour but final, d'assurer la stabilité du chantier d'exploitation, créant ainsi des conditions favorables pour le déroulement des travaux miniers et un taux d'extraction élevé, impliquant par la même, l'abaissement du prix de revient d'extraction d'une tonne de minerai et la réalisation de bénéfices par l'entreprise minière.

Ce travail basé sur les analyses et conclusions établies sur la base de résultats obtenus lors de campagnes de mesures dans des mines étrangères, aurait été beaucoup plus complet et d'un plus grand intérêt au secteur minier et notamment celui de notre Pays, s'il avait été étayé par une campagne de mesures dans plusieurs mines nationales exploitant par chambres et piliers, lesquelles mesures auraient permis une confrontation avec les résultats de comportements obtenus d'après la théorie, permettant ainsi, de tirer des conclusions relatives aux lois de comportements applicables dans les cas les plus souvent rencontrés, malheureusement et pour

des raisons indépendantes de notre volonté, cette partie du travail prévue n'a pu être réalisée et nous le regrettons vivement.

Nous espérons seulement que ce travail malgré son penchant et accent théorique, apportera ne serait-ce qu'une petite contribution au secteur minier Algérien.

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

- 1) M. DEJEAN : " Exploitation par chambres et piliers " CERCHAR, Nancy, Février 1979.
- 2) Mehdi GHOREYCHI : " Etude de comportement à la rupture des roches en vue de la stabilité " D.E.A soutenu le 21.10.1980 à l'Ecole des Mines de Nancy.
- 3) Ph. WEBER : " Approche énérgitique de la stabilité d'exploitation par chambres et piliers abandonnés tenant compte du comportement post-rupture des piliers ". Ecole Nationale Supérieure des Techniques Industrielles et des Mines d'Alés.
- 4) R. HUPPERT : " La rupture fragile des roches " Ecole Nationale Supérieure de Géologie, Nancy.
- 5) E. HORK; E.T BROWN : " Underground Excavations in Rock " the institution of Mining and Metallurgy, London 1980.
- 6) E. TINCELIN : " La mécanique du foudroyage dans l'exploitation des couches en plateau ". Annales des mines, Avril 1983.

- 7) P. STASSEN : " Méthodes d'exploitation, Vol. 2
Exploitation souterraine des gisements
métallifères "
1981, Université de Liège
- 8) Industrie minérale : 1979
- 9) H. BEDJAOUI : " Soutènement en Galeries "
Projet de fin d'études dirigé par S. PLANETA
Ecole Nationale Polytechnique.

