



**HAL**  
open science

# Les nouvelles méthodes de modélisations numériques et le volume d'influence des exploitations minières en conditions complexes

Mohamed Marwan Al Heib

## ► To cite this version:

Mohamed Marwan Al Heib. Les nouvelles méthodes de modélisations numériques et le volume d'influence des exploitations minières en conditions complexes. Sciences de l'ingénieur [physics]. Institut National Polytechnique de Lorraine, 1993. Français. NNT : 1993INPL094N . tel-01751234

**HAL Id: tel-01751234**

**<https://hal.univ-lorraine.fr/tel-01751234v1>**

Submitted on 29 Mar 2018

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



## AVERTISSEMENT

Ce document est le fruit d'un long travail approuvé par le jury de soutenance et mis à disposition de l'ensemble de la communauté universitaire élargie.

Il est soumis à la propriété intellectuelle de l'auteur. Ceci implique une obligation de citation et de référencement lors de l'utilisation de ce document.

D'autre part, toute contrefaçon, plagiat, reproduction illicite encourt une poursuite pénale.

Contact : [ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr](mailto:ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr)

## LIENS

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 122. 4

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 335.2- L 335.10

[http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg\\_droi.php](http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg_droi.php)

<http://www.culture.gouv.fr/culture/infos-pratiques/droits/protection.htm>

136 0013 882

22 INPL034 N

INSTITUT NATIONAL  
POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

LABORATOIRE DE MECANIQUE DES TERRAINS  
(ECOLE DES MINES DE NANCY)

[M] 1993 AL HEIB, M.M.

## THESE

présentée devant l'Institut National Polytechnique de Lorraine  
en vue de l'obtention du grade de  
**Docteur de l'I.N.P.L.**  
Génie Civil et Minier

BIU NANCY  
Service Commun de Documentation  
INPL  
2, avenue de la Forêt de Haye - B.P. 3  
54501 VANDOEUVRE Cédex FRANCE

par

**Mohamed Marwan AL HEIB**

Ingénieur en Génie Civil de l'Université  
d'Alep (Syrie)

### LES NOUVELLES METHODES DE MODELISATIONS NUMERIQUES ET LE VOLUME D'INFLUENCE DES EXPLOITATIONS MINIERES EN CONDITIONS COMPLEXES

soutenue publiquement le 23 septembre 1993

Président : C. CHAMBON

Rapporteurs :  
J. DUDEK  
Ph. WEBER

Examineurs :  
M. DEJEAN  
K. BENSLIMANE  
C. GERAUD  
H. KORTH  
J.P. PIGUET





**LES NOUVELLES METHODES DE MODELISATION  
NUMERIQUES ET LE VOLUME D'INFLUENCE DES  
EXPLOITATIONS MINIERES EN CONDITIONS  
COMPLEXES**



## Sommaire

	Pages
Avant propos	9
Résumé	11
Abstract	12
<b>INTRODUCTION GENERALE</b>	<b>13</b>
<b>PREMIERE PARTIE : PRESENTATION GENERALE DE L'ETUDE</b>	<b>17</b>
1. Rappel sur la longue taille	18
2. Volume d'influence d'une exploitation	20
3. Modification des contraintes autour d'un panneau	25
4. Combinaison de plusieurs exploitations	25
5. Affaissement minier	29
5.1 Introduction	29
5.2 Méthodes de calcul	30
5.2.1 Méthodes analytiques	32
5.2.2 Méthodes empiriques	32
5.2.3 Méthodes numériques	35
5.2.4 Modèles physiques	35
5.3. Conclusion	36
6. Importance de la largeur d'exploitation, notion de la largeur critique	37
7. Modélisation numérique pour étudier la pression des terrains	41

	Pages
8. Etudes de cas particuliers des Houillères françaises	48
8.1 Interprétation des mesures de contraintes à Merlebach	49
8.2 Calculs effectués sur le cas du traçage en veine Albert	49
8.3 Etude et essai d'interprétation du phénomène survenu en veine Louise (le 2 août 1983)	52
8.4 Présence d'une faille au toit de l'exploitation	55
9. Conclusion	59
<b>BIBLIOGRAPHIE DE LA PREMIERE PARTIE</b>	62
<b>DEUXIEME PARTIE : ELABORATION D'UNE METHODE DE MODELISATION NUMERIQUE D'UNE GRANDE EXCAVATION : "cas d'une longue taille"</b>	69
<b>CHAPITRE I : Modélisation d'une taille vide ou remblayée</b>	72
1. Présentation des modèles pour le cas d'une taille vide ou remblayée	73
1.1 Géométrie et maillage	75
1.2 Conditions de chargement-conditions aux limites	75
2. Méthode d'analyses, les résultats de modèles	79
3. Taille vide	81
3.1 Une taille vide en élasticité de 150 m	81
3.2 Influence de la largeur du panneau en élasticité	83

	Pages
4. Taille remblayée	90
4.1 Taille de 150 m	90
4.2 Influence de la largeur du panneau	91
5. Une taille vide en élasto-plasticité	97
5.1 Taille de 150 m de large	97
5.2 Effet de la largeur exploitée en plasticité	101
6. Fracturation du massif en fonction du tenseur initial des contraintes	103
6.1 Introduction	103
6.2 Etat initial des contraintes	106
6.3 Modes de ruptures	108
6.4 Galerie rectangulaire	108
6.5 Longue taille	112
6.6 Conclusion	120
7. Effet d'un banc épais	120
8. Conclusion	124
 <b>CHAPITRE II : Modélisation du foudroyage</b>	 128
1. Introduction	129
2. Modélisation par la méthode des Eléments Finis	131
2.1 Présentation du modèle	131
2.2 Panneau de 150 m de large	133
2.3 Effet de la largeur exploitée	136
2.4 Conclusion	138

	<b>Pages</b>
<b>3. Modélisation par la méthode des Eléments Distincts</b>	<b>140</b>
3.1 Introduction	140
3.2 Objectifs de la modélisation	143
3.3 Présentation des modèles	143
3.3.1 Géométrie du modèle	144
3.3.2 Conditions aux limites	146
3.3.3 Chargement	146
3.3.4 Caractéristiques géomécaniques	149
3.4 Phases du calcul	150
3.5 Résultats et analyse	151
3.5.1 Description du mouvement	151
3.5.2 Iso-valeurs des contraintes	153
3.5.3 Les contraintes maximales	157
3.5.4 Comportement d'un banc de stratification	157
3.5.5 Courbe d'affaissement	159
3.6 Influence des dimensions du modèle	162
3.7 Influence de la largeur du panneau	165
3.8 Conclusion	174
<b>4. Etudes paramétriques sur les propriétés et la géométrie des discontinuités (avec la méthode des Eléments Distincts)</b>	<b>175</b>
4.1 Introduction	175
4.2 Influence de la distance entre les joints de stratification	176
4.3 Influence de la taille des blocs dans la zone foudroyée	179
4.4 Influence des paramètres de joints	180
4.4.1 Influence de l'angle du frottement	180
4.4.2 Influence de la raideur tangentielle	182
4.4.3 Influence de la raideur normale	184
4.5 Influence de l'état des contraintes initiales	187
4.6 Conclusion	191
<b>5. Conclusion</b>	<b>193</b>

	<b>Pages</b>
<b>CHAPITRE III : Effet du pilier</b>	<b>195</b>
1. Introduction	196
2. Deux fronts décalés d'une distance "d"	196
3. Modélisation d'un pilier séparant deux panneaux	203
3.1 Présentation du modèle	203
3.2 Caractéristiques mécaniques et chargement des phases de calcul	206
3.3 Résultats	208
3.4 Conclusion	217
4. Avancement de deux tailles vers un pilier ou à partir d'un pilier	218
5. Conclusion	221
 Bibliographie de la deuxième partie	 222
 <b>TROISIEME PARTIE : Etudes de cas par modélisation afin de comprendre les mécanismes de ruptures</b>	 <b>228</b>
1. Introduction	229
2. Les gisements concernés	229
2.1 Le gisement de Provence	229
2.2 L'unité d'exploitation de Forbach	230
2.3 L'unité d'exploitation de Reumaux	233
3. Prévision de l'affaissement dans le cas des Houillères de PROVENCE	233
3.1. Introduction	233
3.2. Description du modèle	237
3.3. Résultats	240

	Pages
4. Modélisation en grand du gisement de Cocheren (U.E. Reumaux)	245
4.1. Objectifs de la modélisation	245
4.2. Description du phénomène et de l'environnement	245
4.3. Description du modèle	247
4.4. Résultats et interprétation	250
5. Analyse du comportement d'un pilier à l'U.E. Forbach	255
5.1. Description des phénomènes observés et de leur environnement	255
5.2. Analyse des mesures de déformation	255
5.3. Modélisation numérique	260
5.3.1. Description	260
5.3.2. Résultats	262
5.4. Conclusion	264
6. Etudes effectuées sur les veines Henri et Wohlwerth (Wendel champ Marienau b)	267
6.1. Le cas étudié	267
6.2. Modélisation	267
6.3. Résultats	269
6.4. Influence de la contrainte horizontale	274
6.5. Influence du module d'Young	275
6.6. Conclusion	278
7. Conclusion	278
Bibliographie de la troisième partie	280
<b>CONCLUSION GENERALE</b>	<b>282</b>



	Pages
<b>Annexes</b>	289
Annexe 1	290
Annexe 2	299
Annexe 3	311
Annexe 4	318
Annexe 5	331
Annexe 6	337
Annexe 7	349
Liste des tableaux	354
Liste des figures	356



## AVANT PROPOS

Ce travail a été effectué au Laboratoire de Mécanique des Terrains à l'Ecole des Mines de Nancy, sous la direction de Monsieur J. P. PIGUET, Professeur à l'Institut National Polytechnique de Lorraine.

Je tiens à remercier tout ceux qui, de loin ou de près, ont contribué à sa concrétisation et particulièrement :

Monsieur CHAMBON, Professeur à l'Institut National Polytechnique de Lorraine, qui m'a donné l'opportunité d'accomplir cette formation, et pour l'honneur qu'il me fait en acceptant la présidence de mon jury de thèse.

Monsieur PIGUET, mon Directeur de thèse, responsable du Laboratoire de Mécanique des Terrains associé à l'INERIS, Professeur à l'Institut National Polytechnique de Lorraine, pour ses conseils et son aide qui m'ont permis de mener à bien mon travail et qui m'a suivi, encouragé et apporté son soutien moral tout au long de mes recherches et m'a fait l'honneur d'accepter d'être le Directeur de ma thèse. Ses conseils et son aide m'ont permis de mener à bien mon travail. Qu'il veuille bien trouver dans ces quelques mots l'expression de ma profonde reconnaissance.

Monsieur Ph. WEBER, Professeur et Adjoint au Directeur des recherches de l'Ecole des Mines d'Alès et Ex-Directeur de l'IMGM, Monsieur J. DUDEK Professeur de l'Ecole polytechnique de Wroclaw, Institute de Géotechnique, pour l'intérêt qu'il ont apporté à ce travail et pour avoir accepté d'être les rapporteurs de cette thèse.

Que soient remerciés Monsieur H. KORTH Ex-Ingénieur DMT, Monsieur M. DEJEAN, Chef des Services communs des Houillères de Provence, Monsieur GERAUD Chef de l'UCAD aux Houillères du Bassin de Lorraine qui ont accepté d'être membres du jury.

J'adresse mes remerciements à Monsieur K. BEN SLIMANE, Ingénieur à l'ANDRA, détaché de l'INERIS, pour sa disponibilité, ses conseils et ses encouragements pour mener à bien ce travail.

Je voudrais remercier le personnel de l'INERIS, en particulier, Monsieur J.P. JOSIEN Directeur de, H. BAROUDI, A. THORAVAL et P. BIGARRE.

## Avant Propos

---

J'exprime aussi mes remerciements à Madame V. SOUTKATCHOFF et à Monsieur Y. GUENIFFEY, enseignants à l'Ecole des Mines de Nancy, pour leur accueil à l'Ecole.

Mes remerciements s'adressent aussi à :

A l'équipe informatique du Laboratoire.

Les chercheurs au laboratoire, pour leur soutien et leur coopération.

A l'équipe du secrétariat du Laboratoire pour une partie de la préparation matérielle de ce mémoire.

Je n'aurais pu mener à bien ce travail sans la compréhension et la patience de mon épouse.

Enfin je voudrais accorder mes remerciements à ma famille qui n'a jamais manqué de soutenir mes efforts tout au long de ces années d'études.

---

## Résumé

Sous la terminologie "pressions de terrains" se regroupent les principaux soucis des exploitants. Les mines sont de plus en plus profondes et les conditions d'exploitation de plus en plus difficiles. De plus, afin d'améliorer la productivité imposée par les contraintes économiques, la largeur des tailles (panneaux) est augmentée. Pour pouvoir agir et prévoir le comportement des terrains dans de telles conditions, les aspects pratique et méthodologique de la question sont abordés. Un panorama complet a été présenté en rappelant les résultats des études et les règles précédentes.

Deux approches de modélisation sont employées : la modélisation classique et une modélisation évolutive. La modélisation porte sur le mode de traitement : taille remblayée ou foudroyée, largeur importante, tenseur des contraintes initiales et stratification. Une modélisation par phases a été développée pour tenir compte de l'évolution de chantier, et a été appliquée pour connaître le comportement d'un pilier. La méthode des Eléments Distincts est employée pour modéliser le comportement du foudroyage, une validation du modèle est établie entre l'affaissement calculé par le modèle et les mesures d'affaissement réalisées in situ.

Enfin, des études de cas réels des Houillères du Bassin de Lorraine et des Houillères de Provence ont été réalisées. La modélisation numérique s'avère être un outil indispensable pour la planification des chantiers et pour l'établissement des règles de "pressions de terrains" adaptées.

## Abstract

The main concerns of mine operators could be grouped under the term "strata control". Mines get deeper and the conditions of exploitation become more difficult. In order to improve the productivity, usually imposed by the economic situations, the longwall has to be larger. For this conditions, a method was developed to understand the strata behavior. This method has tow main aspects : practical and methodological.

A complete panorama about the rules and past results were presented.

Tow modeling approaches were used : classic and evaluative one. These approaches studied the effect of : type of mining method (back filling or caving longwall), longwall width, in situ stress and stratification'.

Modeling by phases was developed to take into account the evolution of workings and was applied to understand the pillar behavior. Distinct Elements method was also used for studying the behavior of goaf and associated conditions. The validity of the model was established by comparing subsidence measurements and modeling values.

Finally real cases have been studied in the "Houillères du Bassin de Lorraine" and "Houillères de Provence". Numerical modeling seems to be indispensable tool for planning and to adapt rules for strata control.

# INTRODUCTION GENERALE





Les exploitations souterraines provoquent un déséquilibre dans les terrains environnants par suite de la création de vides dus à l'exploitation du minerai en place. Les modifications de comportement du massif qui en résultent dépendent à la fois des conditions naturelles et des conditions d'exploitation dont les principales sont la géométrie des chantiers et la méthode du traitement de l'arrière taille.

Chaque élément d'un champ d'exploitation est supposé dans un état d'équilibre avant l'exploitation. Après la réalisation de l'exploitation, un volume très important de terrains est affecté par les travaux d'exploitation. En conséquence, l'ampleur des désordres ou perturbations causés par ces travaux est également importante. Par ailleurs, le nouvel équilibre précaire trouvé par les terrains, après une première exploitation est souvent encore modifié par d'autres travaux dans le voisinage (exploitation d'une autre taille, d'une autre veine). Ajoutons à ceci la complexité géométrique qui parfois est considérable. La sismicité induite est associée aux fortes concentrations des contraintes et causée par des géométries complexes (SATO et al, 1988).

Cette situation peut entraîner des ruptures des roches qui se traduisent, dans la majorité des cas, par des déformations et des déplacements d'ensemble des ouvrages qui peuvent être parfois très importants et des ruptures brutales appelées coups de terrains ou phénomènes dynamiques. Compte tenu de leur incidence au niveau de la sécurité et de la rentabilité des chantiers, des études sont engagées pour comprendre, prévoir et prévenir ces phénomènes.

Dans un système de contrôle des terrains dans un projet d'exploitation, les objectifs principaux d'après JACOBI (1980) sont :

- Calculer ou évaluer les "pressions de terrains" ;
- Planifier la mine en plaçant les voies à long terme dans une zone à faible pression ;
- Définir les panneaux en optimisant la pression ;
- Contrôler les terrains et le soutènement in-situ ;
- Résoudre les problèmes particuliers.

Les effets des "pressions de terrains" sont toujours des critères pour la planification en matière de mécanique des terrains. Ces effets sont liés à la sécurité et à la rentabilité des travaux. Ils constituent un critère indirect, son importance est en relation avec les phénomènes survenus dans les chantiers d'exploitation (IRRESBERGER, 1982).

L'objectif principal de cette thèse est de déterminer les "pressions de terrains" exercées, définies par leur valeurs et leur localisation. Ce qui est particulièrement important, est surtout la modification de la pression au cours de l'exploitation.

Pour répondre à cet objectif, nous envisageons essentiellement d'étudier le comportement des terrains sensibles aux travaux d'exploitation dans une zone appelée la zone d'influence. Nous verrons qu'il est effectivement nécessaire de revoir les règles classiques établies, pour mieux comprendre les désordres actuels, et prévoir une meilleure planification.

Le travail présenté dans ce mémoire est une suite des travaux de recherches sur la description et la prévision des phénomènes des "pressions de terrains". Il apporte une contribution à l'approche permettant de comprendre l'environnement et les conditions dans lesquels les phénomènes, liés à l'exploitation peuvent être dangereux. Nous nous sommes basés sur des cas concrets, en amont et en aval de cette thèse, qui étaient le siège de ce type de phénomènes bien particuliers, occasionnant ainsi de nombreux problèmes à l'exploitation. Entre les deux parties, nous étudions très en détail les facteurs naturels ou imposés, cela est possible grâce à la progression de la modélisation ce qui nous permet de mieux comprendre les phénomènes des "pressions de terrains".

Dans la première partie, après une brève description de notion du volume d'influence, les règles de pressions de terrains appliquées dans les chantiers d'exploitation, l'affaissement minier induit par l'exploitation, nous présentons les méthodes numériques qui sont développées dans le monde pour étudier les pressions de terrains. Nous présentons également quelques exemples d'études, des Houillères françaises, où l'on a utilisé la modélisation pour comprendre les mécanismes de ruptures survenus dans ces chantiers. En conclusion de cette partie, nous dégagons les facteurs d'exploitation qui paraissent jouer un rôle dans l'initialisation des phénomènes et des mécanismes écrits auparavant.

La deuxième partie est consacrée plus en détail à l'étude de l'influence des facteurs naturels ou imposés dans les chantiers d'exploitation. Nous utilisons la modélisation numérique la plus évoluée en faisant varier le maximum de paramètres des terrains et d'exploitations. Les méthodes de modélisation utilisées sont, la méthode des Eléments Finis et la méthode des Eléments Distincts.

Dans le premier chapitre de cette partie, nous étudions l'influence des modes de traitement dans l'arrière taille. Nous comparons le volume d'influence d'une taille isolée d'une largeur de 150 m, dans un massif vierge, simulée par un vide, et une taille simulée par un remblai, puis le volume d'influence pour des largeurs plus importantes. Nous étudions l'influence d'un tenseur des contraintes initiales sur la fracturation induite dans une excavation, les modes de rupture dans les cas des ouvrages de petites dimensions, tels que les galeries ou les ouvrages de grandes dimensions. Puis nous montrons l'importance du tenseur initial des contraintes dans les exploitations par longue taille.

Ensuite, dans le deuxième chapitre de la deuxième partie, nous essayons de modéliser le foudroyage. Tout d'abord, nous étudions l'influence de sa géométrie après l'exploitation, nous modélisons dans ce cas le foudroyage par un remblai (milieu équivalent). Puis, nous utilisons la méthode des Eléments Distincts pour étudier le comportement du foudroyage et les conditions dans lesquelles ce comportement se modifie. Cette dernière méthode de calcul a permis aussi de mieux estimer l'affaissement induite par l'exploitation et de comparer pour une largeur importante, la valeur calculée par une méthode numérique et la valeur calculée par la méthode empirique. Des études paramétriques sont aussi réalisées dans ce cadre.

Le troisième chapitre de cette partie concerne les études de la géométrie de plusieurs excavations. Nous étudions le comportement d'un pilier dans plusieurs configurations. Nous développons une méthodologie pour tenir compte de l'évolution des "pressions de terrains" avec la progression du chantier, il s'agit d'une nouvelle technique de modélisation, dite par phases, qui n'a pas été utilisée en génie minier jusqu'à présent.

A la fin de cette partie, nous essayons d'établir une méthodologie de modélisation en précisant l'utilité de chaque type de modélisation et sa contribution à résoudre un problème bien précis ou aider à comprendre les phénomènes des "pressions de terrains".

Dans la troisième partie, nous tentons de mettre en application la méthodologie établie auparavant sur des cas réels où des phénomènes de pressions de terrains sont survenus dans des conditions particulières de chantiers.

La conclusion générale tout d'abord rassemble les points importants issus de ce travail et représente les éléments qui modifient le volume d'influence d'une exploitation, ensuite nous représentons les perspectives dans ce domaine.



**PREMIERE PARTIE**

**PRESENTATION GENERALE DE L'ETUDE**



## 1. Rappel sur la longue taille

L'exploitation par taille est la méthode la plus répandue pour exploiter les gisements de charbon depuis un certain temps et surtout en Europe. Il existe plusieurs catégories d'exploitations par taille :

- la longue taille, dont la longueur peut atteindre 250 m et davantage ;
- la taille courte dont la longueur avoisine 50 m ;
- la mini-taille dont la longueur se situe aux environs de 25 m.

L'abattage est effectué sur un front de 100 à 400 mètres de largeur qui se déplace sur l'ensemble du panneau à exploiter (JOSIEN, 1974) (Fig. 1-1). Le front de taille avance parallèlement aux deux voies de desserte : la voie de tête, bordée généralement par les vieux travaux de la taille précédente (tailles adjacentes), et la voie de base, bordée par le massif vierge.

A sa naissance, la taille n'est qu'une simple voie ; avec l'avancement du front, le vide créé et la zone où l'équilibre des terrains est modifié, deviennent importants et se manifestent alors les effets des "pressions de terrains".

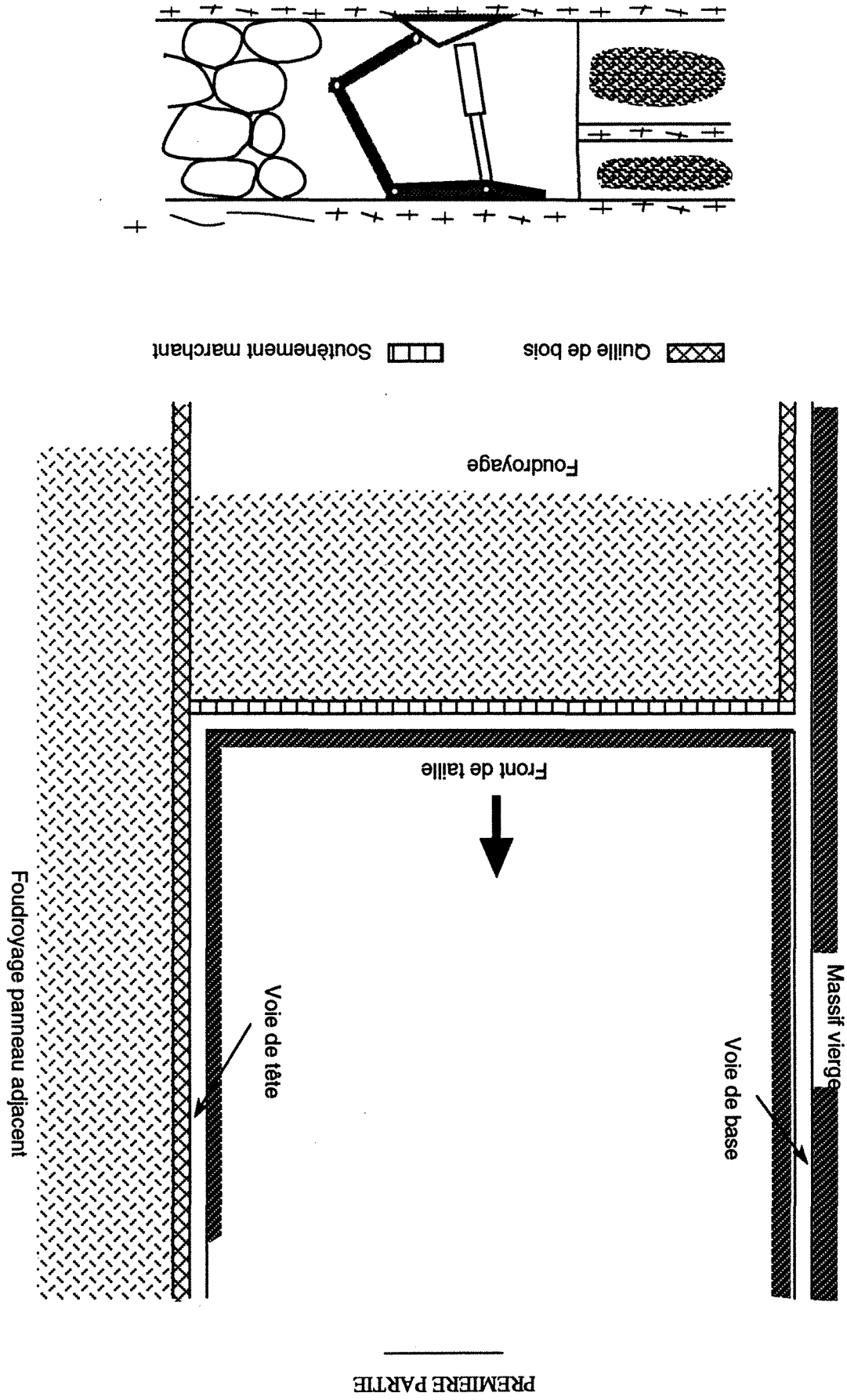
Les "pressions de terrains" ont une influence considérable sur la conduite des travaux du fond, tant au plan des résultats techniques qu'à celui de la sécurité. Ces travaux ont pour conséquence une différenciation entre le volume des roches en surcontraintes et des volumes détendus, d'où la nécessité d'en tenir compte dans un projet d'exploitation.

Le projet d'exploitation consiste à concevoir et à fixer la position, la dimension et le soutènement nécessaires des ouvrages miniers destinés à permettre l'exploitation du gisement dans les meilleures conditions et avec les meilleurs résultats.

Compte tenu de la profondeur et des dimensions des vides créés, ce type d'exploitation perturbe l'état d'équilibre des terrains dans un volume très important (le volume d'influence) puisque certains effets sont ressentis jusqu'en surface. Dans ce cadre, un modèle global est nécessaire pour étudier le comportement des terrains (JOSIEN et al, 1987).

Pour ce faire, depuis très longtemps, des études sont menées pour étudier le comportement des terrains dans les voies soumises à l'influence de l'exploitation (CHAMBON, 1966 ; RAFFOUX, 1967). La tenue des ouvrages dans les zones d'influence des exploitations en longues tailles qu'elles soient en plateure, dressant ou semi-dressant, et l'interaction entre la taille exploitée et

Fig. 1.1 : U.E. Provence  
Représentation schématique d'une exploitation par taille





l'environnement (ouvrages à la surface, ouvrages d'infrastructures et dans le chantier) ont fait l'objet de plusieurs études fondées sur l'observation et les calculs numériques (PIGUET, 1974 ; JOSIEN, 1974 ; ENCHAYAN, 1977 ; HENRY, 1978 ; ARCAMONE, 1980 et PIGUET, 1983). Plus récemment, les études se sont orientées vers la caractérisation de roches et de charbons susceptibles de produire des phénomènes dynamiques (DECHELETTE, 1983 ; CHEMAOU, 1984 ; MOUDAFI, 1986) ainsi que vers la détection des risques de coups de terrains par écoute sismoacoustique (MATHIEU, 1989 ; BEN SLIMANE, 1990 et REVALOR, 1991).

## 2. Volume d'influence d'une exploitation

Le volume d'influence est défini comme l'ensemble des points de l'espace souterrain, mis en mouvement à cause de l'exploitation ou comme le volume de terrains soumis à la fracturation. Ceci, selon que l'attention porte davantage sur l'un ou l'autre de ces deux aspects des phénomènes (PIGUET, 1983). Le mouvement à la surface et la fracturation au fond sont les manifestations les plus couramment perceptibles et mesurables.

Selon les auteurs et selon le type de problèmes considérés, il existe plusieurs façons de décrire le volume général d'influence en zones. On peut en citer quelques unes :

En ce qui concerne les ouvrages qui se situent au voisinage d'une exploitation, la zone d'influence se divise schématiquement en 4 zones d'après HENRY, 1978, représentées sur la (fig 1-2) :

- zone 0 : les ouvrages sont situés au-dessus ou au-dessous du charbon encore en place. On n'y observe pas d'influence.

- zone 1 : les ouvrages sont situés dans la zone limite de l'exploitation : effet limite, qui correspond à une augmentation de contraintes, et se traduit par de fortes déformations.

- zones 2 et 3 : les ouvrages, situés au toit ou au mur de la zone exploitée, sont en zone détendue ; ceci se traduit par un déplacement d'ensemble (affaissement ou montée des terrains).

En ce qui concerne la fracturation induite par la nouvelle répartition des pressions à l'issue d'une exploitation, nous pouvons noter 2 zones distinctes (Fig. 1-3) :

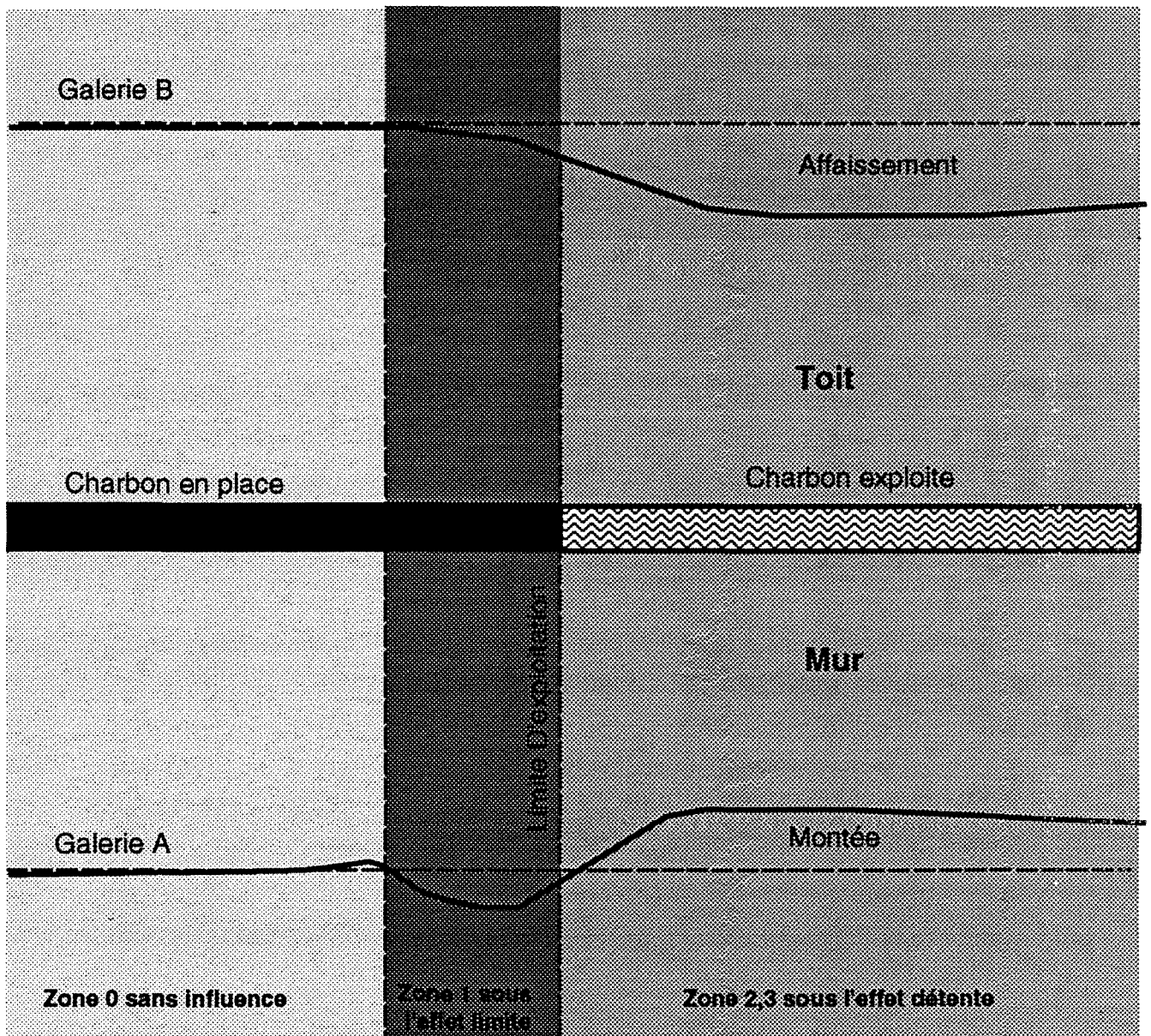
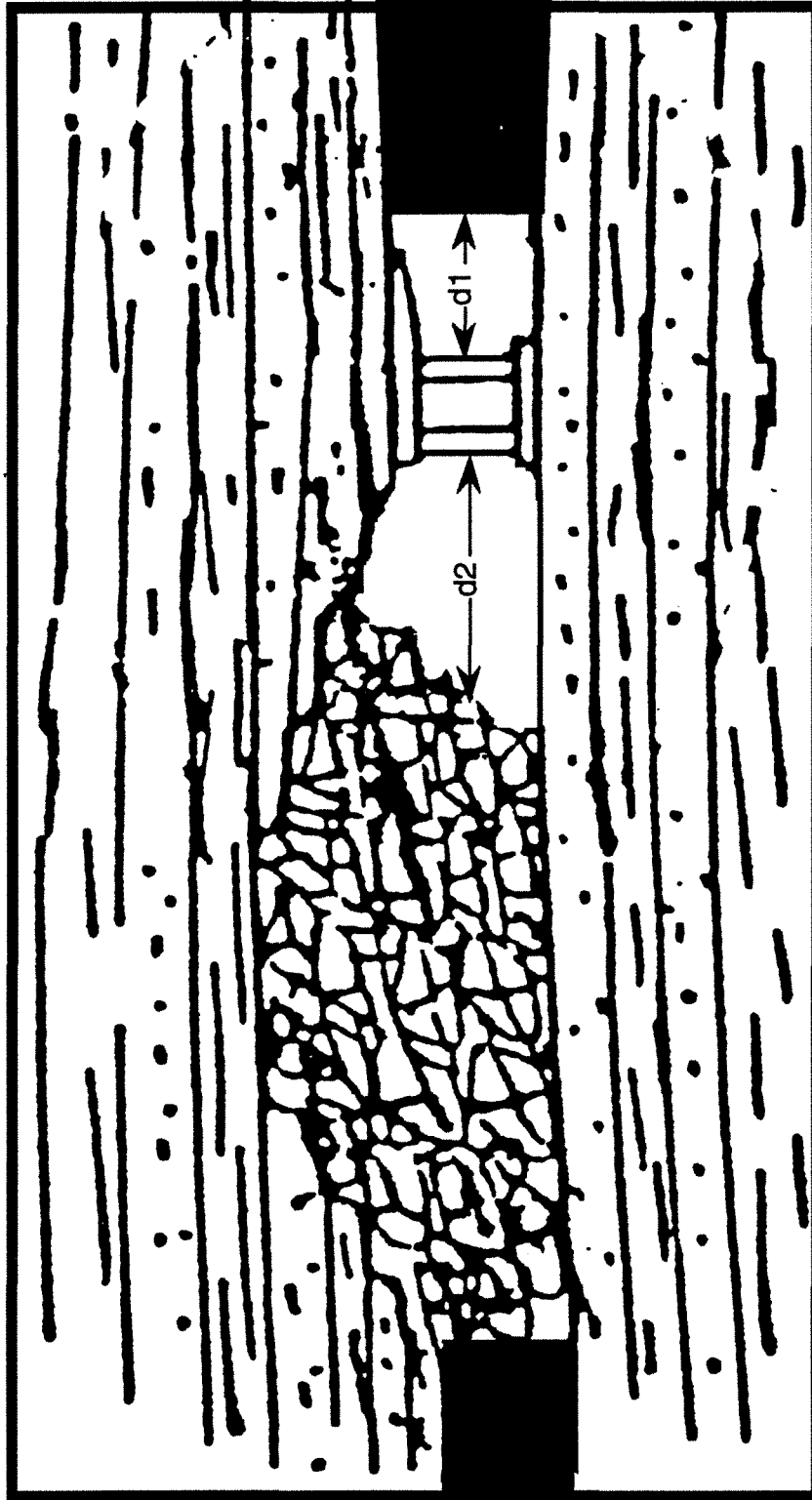


Fig. 1.2 : Position d'une galerie par rapport à une exploitation  
(Volume d'influence en plateaux, d'après HENRY, 1978)

Fig. 1.3 : Répartition des zones derrière le front de la taille



$d1$  : distance entre le front de la taille et le soutènement  
 $d2$  : distance entre le soutènement et le foudroyage

a- une zone d'une distance "d1", entre le soutènement et le front, elle varie avec le pas d'avancement (CHAMBON, 1985). Cette distance a une importance particulière pour le calcul du soutènement.

b- une zone située entre le soutènement et le foudroyage d'une largeur variable "d2", cette distance est fonction du comportement du toit, du plan d'exploitation et de la vitesse d'avancement. Cette distance est de l'ordre de 30 mètres au moment du démarrage de la taille et varie épisodiquement environ de 5 à 15 mètres et davantage dans certains cas. Le foudroyage consolidé se situe dans l'arrière-taille à une distance importante comprise entre 40 et 60 m (SCHWARTZMANN, 1983).

On distingue au-dessus du foudroyage et jusqu'à la surface (fig 1-4), l'existence de trois zones distinctes identifiées par leur comportement (BIENIAWSKI, 1987) :

**a) Zone foudroyée**

La hauteur de cette zone varie de 2 à 8 fois la puissance de la couche exploitée. Le facteur de foisonnement est supérieur à 1, sa valeur définit la hauteur de cette zone, il est fonction du comportement du massif et de la puissance de couche (BENYAKHLEF, 1983).

**b) Zone fracturée**

Elle se situe entre la zone foudroyée et le premier banc continu. Les bancs sont décomposés en blocs limités par des joints ou fissures quasi verticaux à cause de la rupture, et des plans de la stratification. Les contraintes horizontales (confinement) empêchent les blocs de bouger individuellement. La hauteur de cette zone varie de 28 à 42 fois l'ouverture de la couche exploitée (PENG et al, 1984).

**c) Zone continue**

Cette zone s'étend au-dessus des bancs fracturés jusqu'à la surface du sol. Dans cette zone, les bancs restent à peu près intacts, on ne remarque plus de décomposition en blocs, les bancs se comportent comme des poutres de résistances et d'épaisseurs différentes (BIENIAWSKI, 1987).

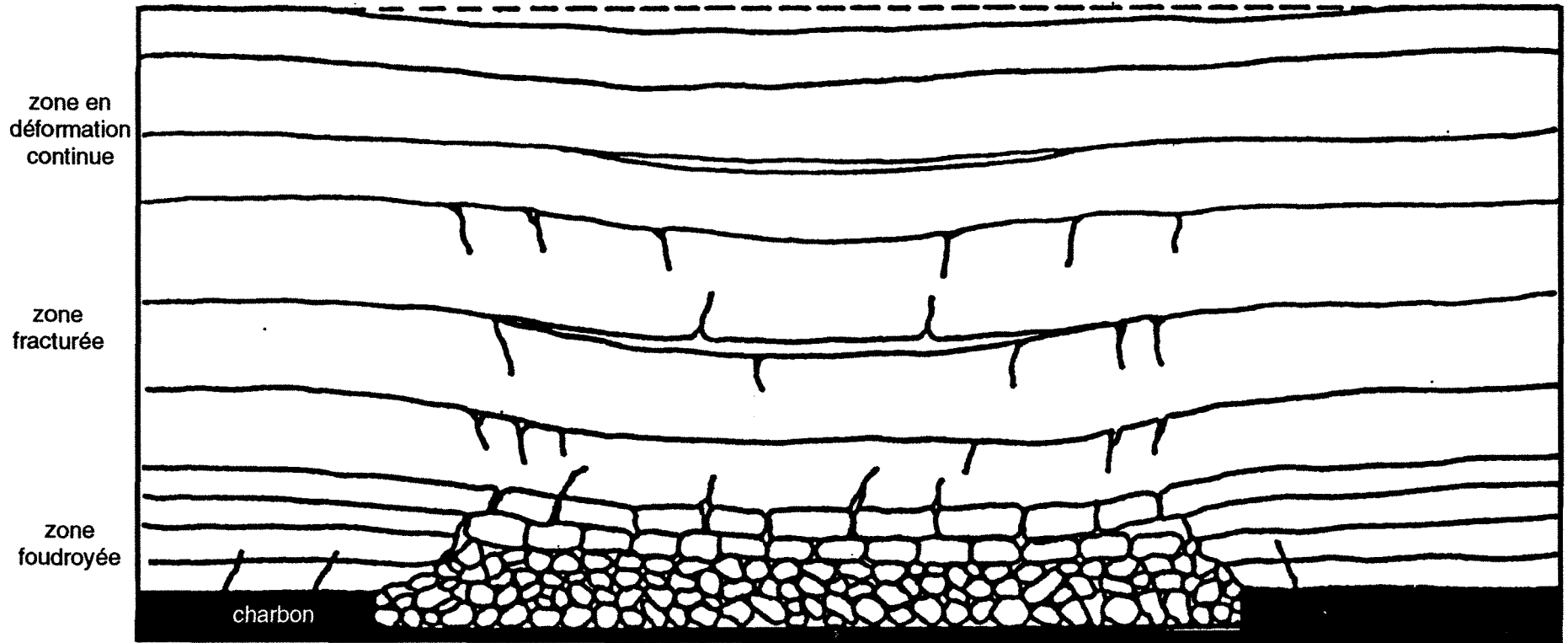


Fig. 1.4 : Répartition des zones au dessus de la taille, loin derrière le front de taille (d'après Peng et Chiang, 1984)

### 3. Modification des contraintes autour d'un panneau

Plusieurs théories ont été envisagées pour étudier la redistribution des contraintes autour d'un panneau en exploitation (PIGUET, 1983). Elles examinent les contraintes en bordure du montage de départ, en bordure des deux voies d'exploitation (voie de tête et voie de base) et naturellement en avant et en arrière de la taille, ainsi qu'au-dessus et en dessous de la zone exploitée.

La zone de fortes contraintes en avant de la taille (accompagnant l'avancement) est bien mise en évidence par tous les auteurs (Fig. 1-5), ainsi, par exemple, les observations faites avec des capsules pressiométriques posées dans la veine exploitée très loin en avant de la taille (DEJEAN, 1976). Dans le cas d'une exploitation par longue taille foudroyée, la valeur maximale de la contrainte verticale est largement supérieure à  $\sigma_v$  ( $\sigma_v$  contrainte verticale avant toute exploitation) et elle dépasse généralement la résistance élastique de la couche exploitée (TINCELIN, 1983).

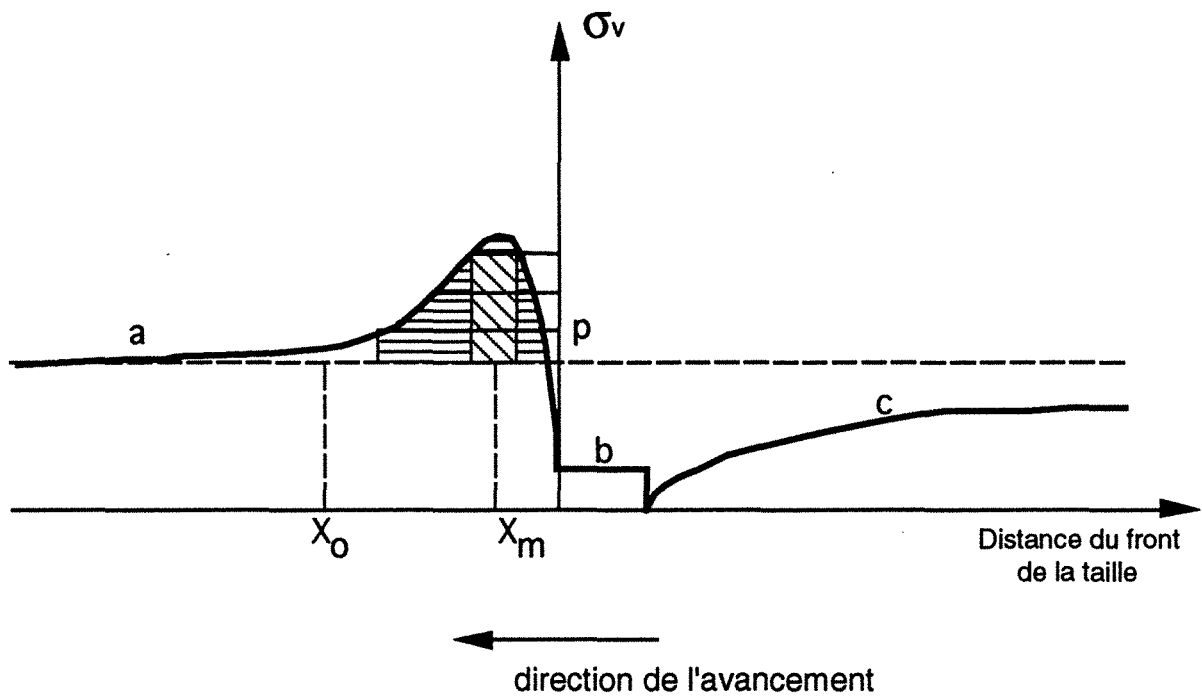
Sur les autres bords du panneau, le long de la voie de tête et de la voie de base, s'établit également une zone de fortes contraintes (STASSEN, 1982). Mais celles-ci n'atteignent leur valeur maximale qu'à une certaine distance derrière le front de taille (Fig. 1-6). Ces zones latérales constituent les appuis des bancs qui se sont affaissés au-dessus du vide de la partie exploitée. Les contraintes peuvent atteindre plusieurs fois la pression initiale (contrainte verticale due au poids propre des terrains susjacentes). Elles sont plus importantes pour des largeurs de front importantes (SATO et al, 1988).

Quand on s'éloigne de la zone exploitée, ces phénomènes s'atténuent jusqu'à devenir pratiquement insensibles à une centaine de mètres. A l'arrière de la taille, la pression augmente pour retrouver la pression initiale à une distance qui varie de 3/10 à 4/10 de la profondeur (PENG, 1978).

### 4. Combinaison de plusieurs exploitations

Une taille est rarement isolée dans un champ d'exploitation, et très souvent, c'est la combinaison de plusieurs exploitations qui doit être considérée (DEJEAN, 1976).

En règle générale, on doit considérer que l'action simultanée de deux influences, en particulier de deux surcontraintes, ne se réduit pas à la simple somme des effets de chacune des influences considérées isolément. La raison en est qu'une surcontrainte se traduit souvent dans les terrains par une fracturation ; lorsque les terrains sont soumis à une deuxième influence, ils se comportent comme des terrains fracturés, les effets sont aggravés par rapport à ceux ressentis dans des terrains intacts.



- p : Contrainte verticale initiale
- $X_m$  : Distance (2 à 7 m) pour laquelle la contrainte verticale est maximale
- $X_0$  : Distance (15 à 35 m) de retour au régime initial
- a : Zone non exploitée
- b : Front de la taille
- c : Arrière de la taille

Fig. 1.5 : Contrainte verticale aux bords du front de taille  
(d'après DEJEAN, 1976)

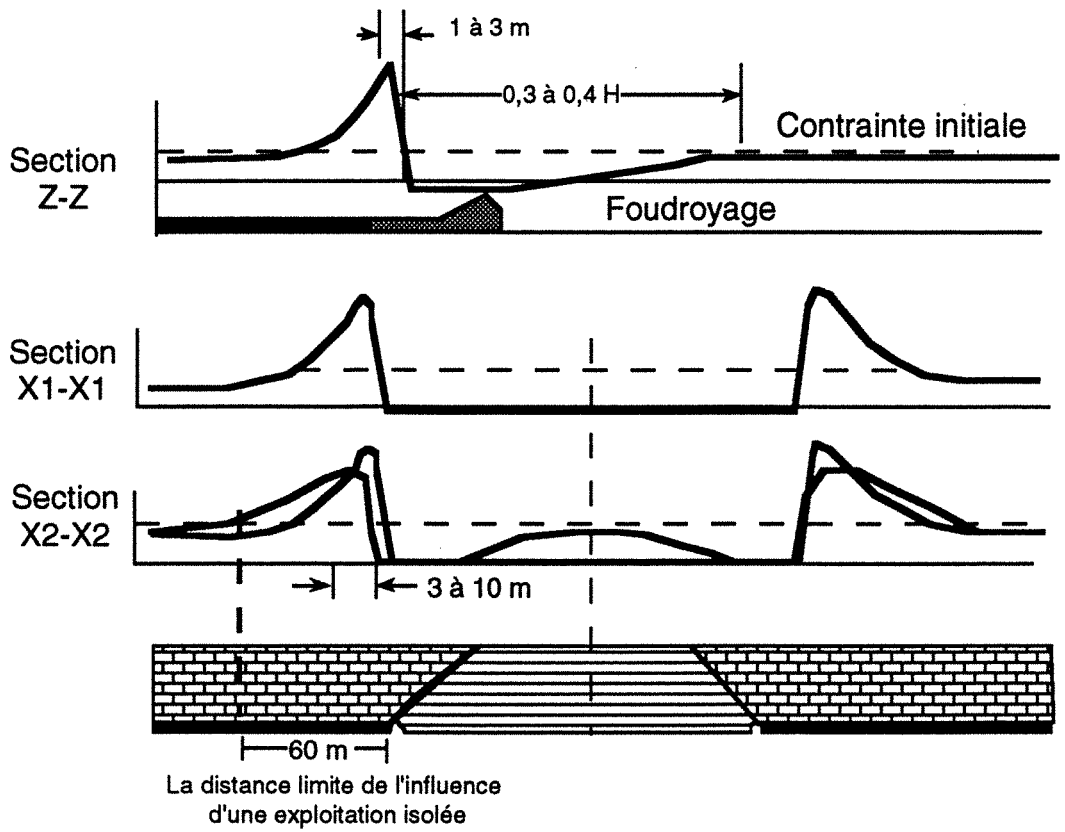
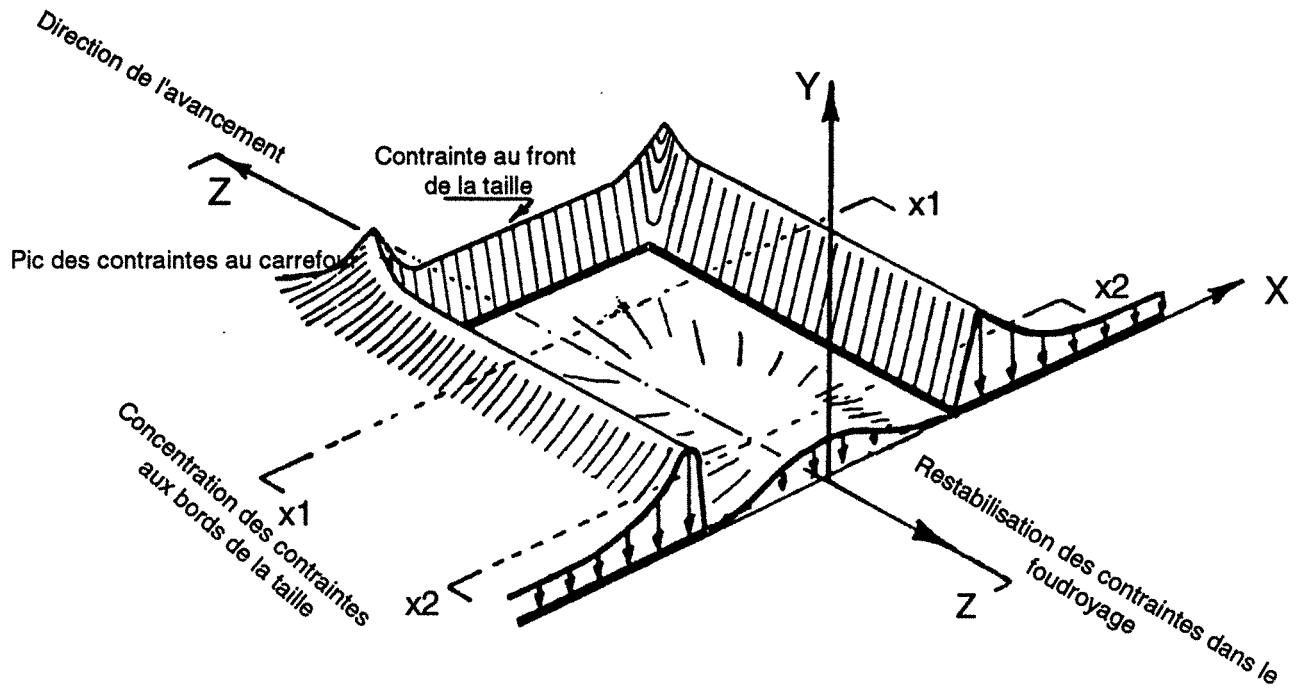


Fig. 1.6 : Distribution des contraintes dans le plan de la couche, autour d'un panneau exploité par longue taille (d'après WHITTAKER, 1974).



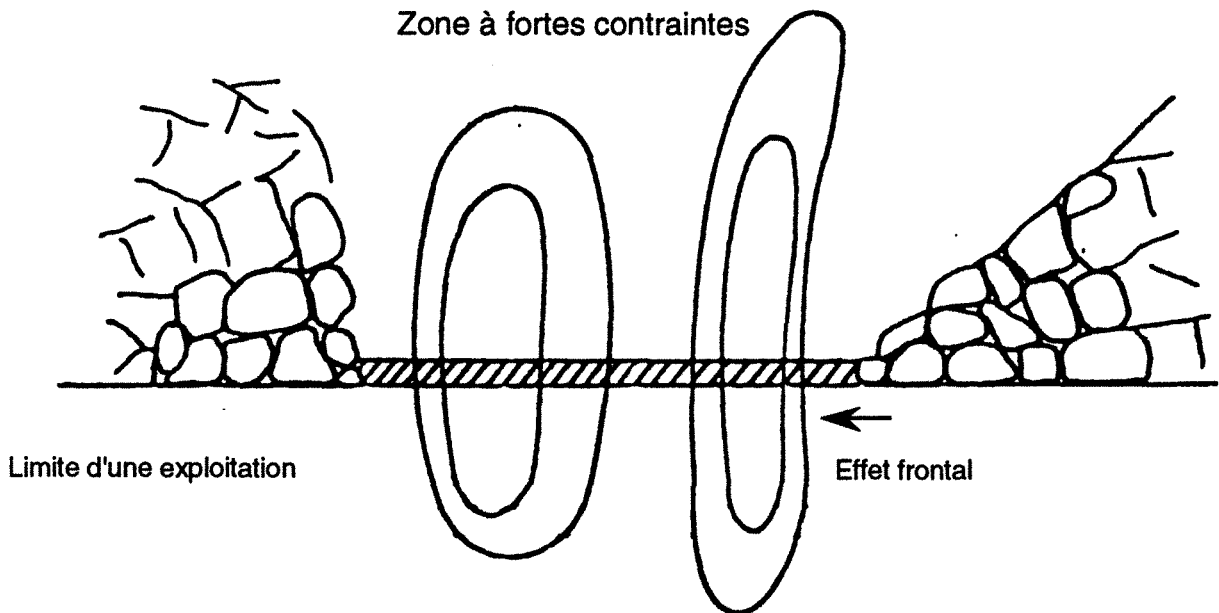


Fig. 1.7 : Interference d'un effet limite d'une exploitation et d'un effet frontal

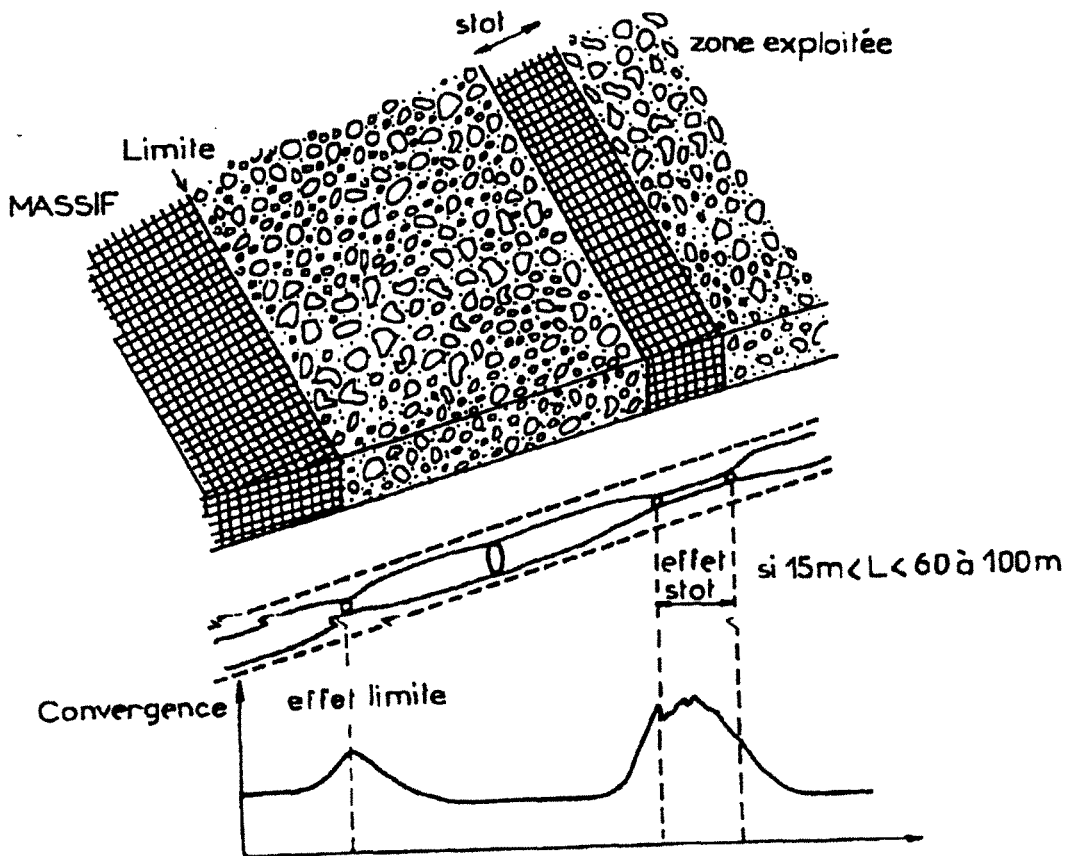


Fig. 1.8 : Effet de stot

Nous allons donner quelques exemples d'application de ces notions en analysant les phénomènes qui accompagnent la progression d'une taille en activité vers des vieux travaux.

Lorsque cette taille progresse, on se trouve en présence d'un effet frontal et en raison des vieux travaux, en présence d'un effet de culée des bords de l'exploitation.

Lorsque les deux fronts sont assez éloignés, un ouvrage minier situé entre les deux exploitations, subit l'influence séparée des deux effets, comme illustré sur la figure 1-7.

Lorsque la taille en activité se rapproche de l'ancienne limite d'exploitation au point que la distance entre les deux bords d'exploitation devient inférieure à 50-60 m, les zones de surcontrainte se recouvrent, et créent ce que l'on appelle un pilier temporaire, dont les effets, dans le plan de la couche, portent le nom "d'effet pilier". Ce pilier temporaire engendre un effet de surcontrainte normale aux épontes très intense dans les terrains avoisinants. Lorsque la partie du gisement non exploitée est envisagée à partir des niveaux sus et sous-jacents (Fig. 1.8), cet effet est appelé "stot".

Cet effet de stot se traduit par une fracturation des terrains et des déformations anormales dans les galeries situées jusqu'à des distances considérables.

Ainsi, si dans une veine en exploitation se trouvent deux limites d'exploitation distantes de plus de 60 m environ, elles créent dans le volume d'influence, des effets latéraux indépendants. Si leur distance est comprise entre 15 et 60 m environ, les deux effets latéraux se combinent pour créer un effet de stot. Pour une distance inférieure à 15 m, il n'y a pratiquement pas d'effet de stot car le charbon compris entre les deux tailles est écrasé par les surcontraintes.

## **5. Affaissement minier**

### **5.1. Introduction**

De part la loi, l'exploitant est responsable des dégâts et dommages que son exploitation peut causer à la surface aussi bien dans la limite de la concession qu'à l'extérieur. L'affaissement induit par une exploitation peut affecter des ouvrages à la surface tels que des bâtiments, routes et barrages. Les déformations doivent être nécessairement prévues et contrôlées avant la réalisation d'une exploitation sous des zones dites sensibles à l'affaissement minier.

La prévision requiert une connaissance profonde du phénomène. A ce sujet, plusieurs théories sont apparues depuis 1820 (ARCAMONE, 1980).

L'affaissement continu se produit dans des mines utilisant la méthode d'exploitation par longue taille foudroyée ou remblayée. La figure 1-9 montre une section verticale pour une excavation, on note que :

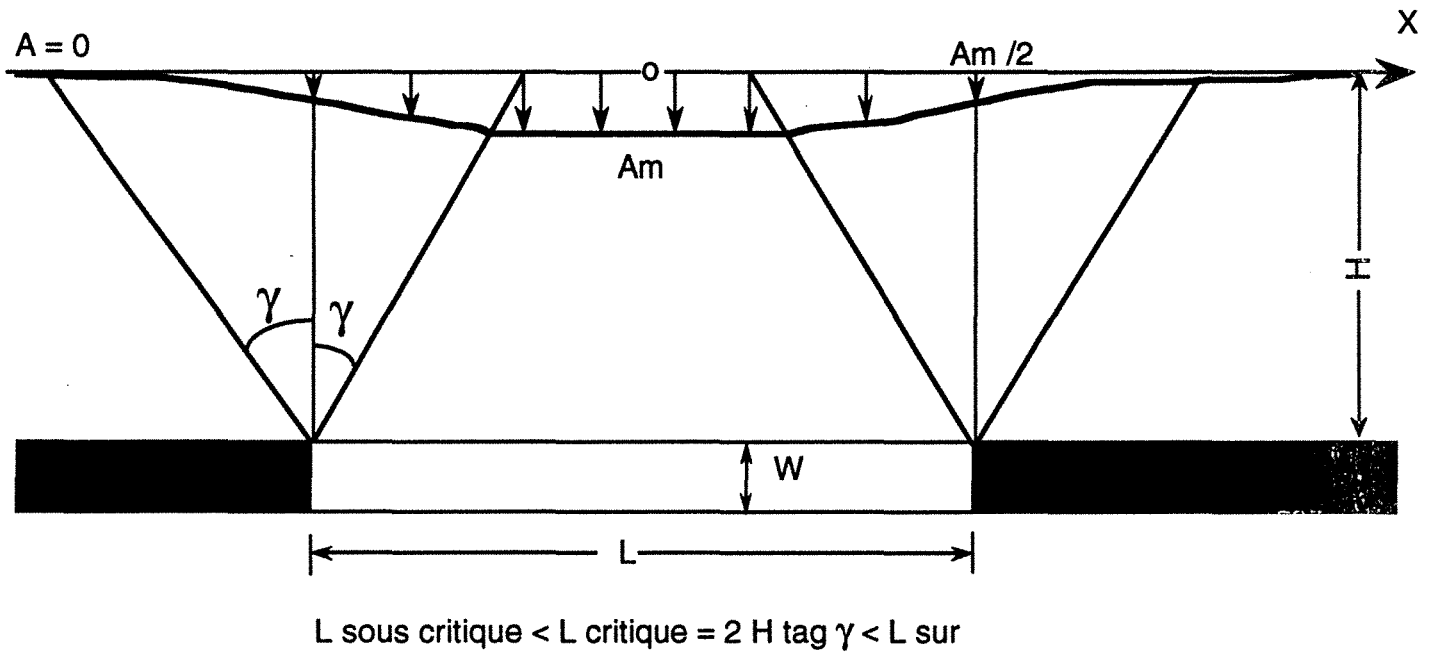
- le déplacement vertical est appelé l'affaissement,
- l'angle d'influence " $\gamma$ " est l'angle entre la verticale et une droite reliant la limite de l'exploitation et un point de la surface pour lequel le déplacement vertical est égal à 0. La valeur de cet angle dépend des propriétés mécaniques du recouvrement et varie entre  $8^\circ$  et  $45^\circ$  selon les pays (PENG, 1978).

En phase finale, les terrains une fois stabilisés, une cuvette d'affaissement s'est formée à la surface du sol au-dessus de la zone d'exploitation. Au centre de la cuvette, on parle d'affaissement maximal. Cet affaissement atteint une valeur limite maximale pour une largeur d'exploitation appelée largeur critique. L'affaissement maximal, ainsi que l'extension à la surface dépendent de l'angle " $\gamma$ "; il dépend aussi du charbon et du recouvrement ; de la profondeur et de la largeur de l'excavation, de l'épaisseur de la couche exploitée, du type de soutènement et du traitement de l'arrière taille. Des études aux USA (PENG, 1978) réalisées par le BUREAU OF MINES ont montré que la topographie joue également un rôle. Les vallées, par exemple, s'affaissent plus que les terrains alentours.

## 5.2 Méthodes de calcul

Les exploitants cherchent des méthodes de prévision permettant d'éviter les dégâts. Les méthodes de prévision sont nombreuses. Elles sont divisées en trois ou quatre groupes :

- la théorie élastique qu'elle soit basée sur des formulations analytiques ou des calculs numériques,
- la méthode empirique basée sur les observations et les mesures de l'affaissement à la surface pour de nombreux cas, permet d'établir des relations entre l'excavation et l'observation à la surface.
- la prévision sur des maquettes (modèles physiques)



$A_m$  : Affaissement maximal

$\gamma$  : Angle d'influence

$H$  : Profondeur

$L$  : Largeur de l'exploitation

$W$  : Ouverture de la couche exploitée

Fig. 1.9 : Courbe d'affaissement à la surface de l'exploitation

### 5.2.1 Méthodes analytiques

Il existe de nombreuses méthodes analytiques parmi lesquelles celle qui considère l'excavation comme une fissure dans un milieu élastique BERRY (1963). Une autre méthode considère les terrains comme une poutre de largeur infinie, la fonction de déplacement ressemble à une fonction de propagation des ondes pour laquelle le déplacement vertical est donné par une expression mathématique (KRATZSCH, 1983). Ces méthodes donnent des expressions souvent chargées de paramètres sans sens physique ou difficiles à déterminer.

### 5.2.2 Méthodes empiriques

Les méthodes empiriques sont basées sur des expériences et des mesures réalisées à partir de nombreuses exploitations. L'affaissement maximal peut être calculé en fonction de l'ouverture "W" de la couche exploitée, d'un coefficient "q" du traitement de l'arrière taille supérieur à 0,7 dans le cas du foudroyage et f(H) : fonction de la profondeur et de la nature des terrains :

$$A_m = W * q * f(H)$$

En ce qui concerne l'affaissement maximal en fonction de la largeur, il semble que le modèle de calcul qui fonctionne avec succès est basé sur l'utilisation d'une courbe empirique liant la profondeur de l'exploitation à la largeur exploitée :

$$A_m / W = f(L / H)$$

avec :

$A_m$  : l'affaissement maximum au stade final, au-dessus du panneau

$W$  : l'ouverture du panneau

$L$  : la largeur du panneau

$H$  : la profondeur du panneau (ou profondeur moyenne pour un panneau incliné).

Ces courbes sont rassemblées dans des abaques permettant à partir, de la largeur du panneau et de la profondeur, de déterminer le rapport entre l'affaissement et l'ouverture de la couche exploitée. Connaissant l'ouverture, on peut déterminer l'affaissement maximal.

La courbe empirique prend la forme "S" comme cela est présenté sur la figure. 1-10, elle présente trois parties qu'il faut distinguer (ARCAMONE, 1989) :

- le début du "S" qui correspond aux premiers effets des affaissements en surface : cette partie montre des affaissements très faibles entre 0 et 10 % de l'ouverture pour des largeurs de tailles comprises entre 0 et 40 % de la profondeur ; l'affaissement est lié essentiellement au tassement du recouvrement après l'exploitation et n'est pas perturbé dans sa continuité par l'exploitation, mis à part dans le volume immédiat autour de la taille. C'est cette largeur de panneau qui doit être mise à profit dans le cas où il est nécessaire de limiter l'affaissement en surface.

- la partie droite de la courbe correspond à la mise en place de l'affaissement proprement dit et aux ruptures des bancs du recouvrement qui induisent les déplacements de la surface en direction du vide créé par l'exploitation. Dans ce cas, à l'U.E. Provence, l'affaissement maximal de la cuvette est compris entre 10 % et 60 % de l'ouverture pour des largeurs comprises entre 40 et 120 % de la profondeur.

- la troisième partie du "S" correspond à l'équilibre final avec un affaissement maximal qui ne croît plus quand la largeur du panneau augmente. Dans ce cas, en Provence, l'affaissement maximal ne dépasse pas 70 % de l'ouverture en raison de la nature du recouvrement et de l'exploitation d'une couche unique.

Pour prévoir le profil complet de la courbe d'affaissement, un certain nombre d'auteurs, dont WARDELL et KNOTHE, ont tracé des courbes d'affaissements et en ont donné une expression mathématique (ARCAMONE, 1980). De manière générale, le profil d'affaissement peut être exprimé en fonction de l'affaissement maximal, de la distance  $x$  au milieu de l'excavation (Fig. 1-9), de la profondeur  $H$  et de l'angle " $\gamma$ " :

$$a : A_m f(\gamma, x, H, c)$$

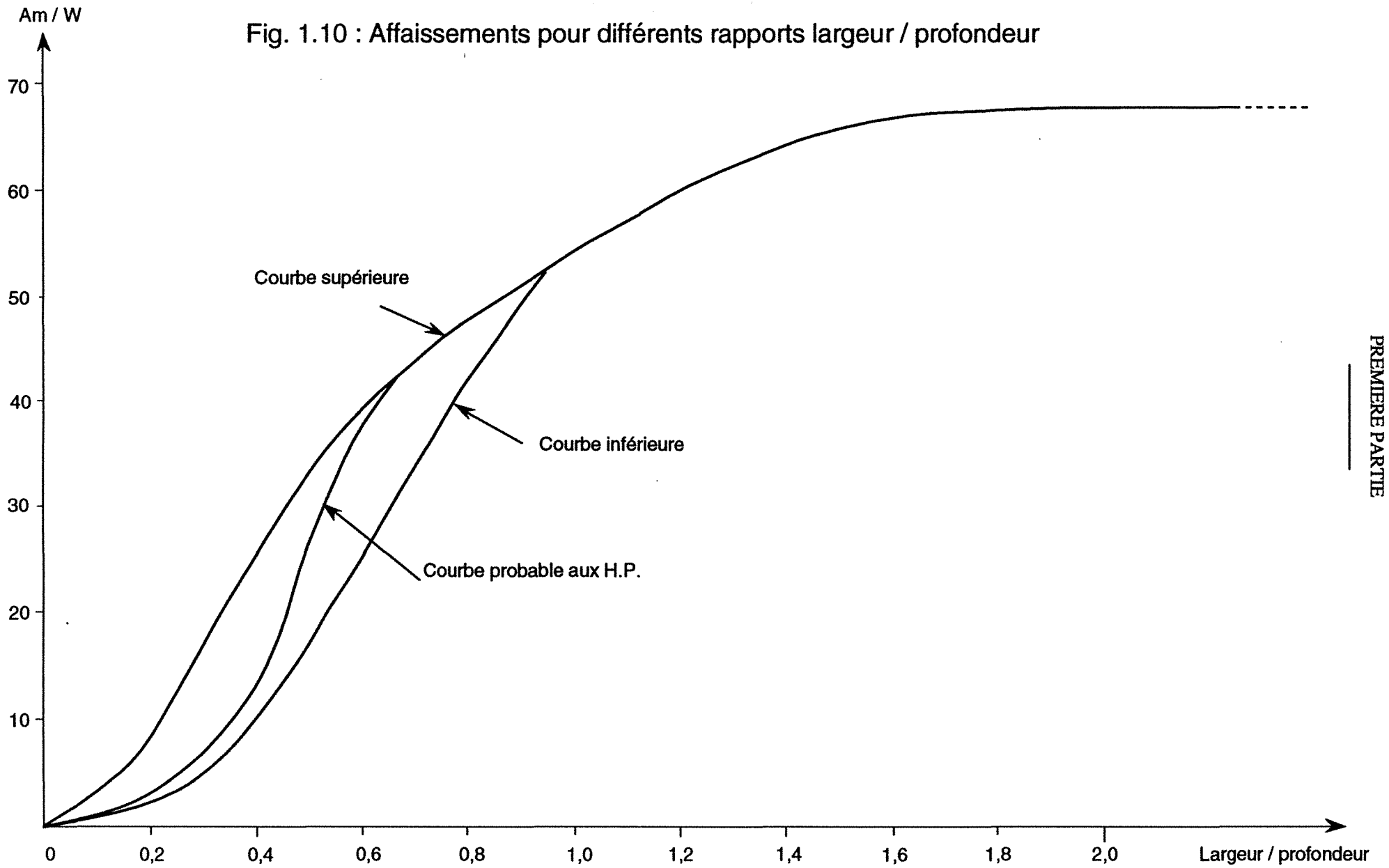
$c$  : constante de l'ajustement.

La fonction qui apparaît crédible pour la prédiction est une fonction tangente hyperbolique (BRADY, 1989) :

$$a(x) = \frac{1}{2} A_m \left[ 1 - \tanh \left( \frac{cx}{H} \right) \right]$$

La constante " $c$ " est égale à 5 d'après KING et al dans les houillères anglaises et à 11 aux USA.

Fig. 1.10 : Affaissements pour différents rapports largeur / profondeur



Les méthodes empiriques sont valables pour des sites comparables à ceux où les données ont été collectées.

### 5.2.3 Méthodes numériques

Des méthodes numériques de prévision sont apparues, telle que celle des Eléments Finis (ARCAMONE, 1980). La prévision des affaissements à partir d'un modèle numérique doit permettre d'obtenir directement :

- la valeur de l'affaissement maximal,
- la forme et le profil de l'affaissement .

Ces méthodes numériques tiennent compte de l'influence de la nature des terrains dans le recouvrement de la couche exploitée jusqu'à la surface, c'est un paramètre à prendre en compte dans les calculs de l'affaissement. Elles emploient aussi des lois de comportement élastique ou élasto-plastique dans un milieu isotrope ou anisotrope avec des stratifications ou des discontinuités.

Pour ajuster les courbes de mesures avec celles obtenues par la modélisation en Eléments Finis, on a été amenés à employer un module de cisaillement très faible de 10 à 20 fois inférieur au module initial. CROUCH (1976) a utilisé un modèle anisotrope élastique, le module de cisaillement (G) est égal à  $E/20$ , E est le module d'Young dans la direction verticale. Ils ont justifié ces valeurs par un effet d'échelle, un comportement visco-plastique des matériaux et la présence de discontinuités ou de plans de stratification.

Les méthodes qui permettent de grands déplacements, telle que la méthode des Eléments Distincts ou Discrets sont de plus en plus utilisées dans le domaine de la Mécanique des Roches et plus précisément dans le calcul de l'affaissement (COULTHARD et al, 1988; CHOI et al, 1990). Dans ces méthodes, les roches sont considérées comme des blocs qui peuvent être rigides ou déformables. Le calcul de l'affaissement par la méthode des Eléments Distincts semble être le mieux adapté (COULTHARD et al, 1988).

### 5.2.4. Modèles physiques

JACOBI et EVERLING (1960) ont employé des modèles physiques pour comprendre le mécanisme de l'affaissement des terrains avant d'utiliser les modèles numériques. WOLD (1986) a employé ce type de modèle pour estimer les paramètres de pression des terrains (affaissement,



foudroyage, comportement des terrains, ...) et étudier la faisabilité d'un projet d'exploitation par longue taille d'une couche de charbon où le toit est composé des bancs raides (WOLD, 1986).

### 5.3 Conclusion

Une prévision précise nécessite un modèle complexe du fait de la présence de discontinuités. Deux approches sont possibles pour modéliser un milieu discontinu :

- explicitement en prenant en compte les joints et les roches séparément,
- par un milieu équivalent si les discontinuités sont petites et nombreuses.

Aucune de ces méthodes (physique, analytique) n'a donné de résultats satisfaisants pour le comportement du recouvrement (SIRIWADAM et al, 1988). Elles n'ont pas permis jusqu'à présent d'établir une prévision directe des affaissements d'un site, mais ont ouvert la voie à une connaissance plus précise du comportement global du massif (PIGUET, 1983).

COULTHARD (COULTHARD et al, 1988) a comparé des calculs d'affaissement établis par une méthode empirique et deux méthodes numériques (Différences Finies et Eléments Distincts), il constate que la valeur calculée par les deux méthodes numériques est inférieure à celle obtenue empiriquement. Mais la méthode des Eléments Distincts tient compte du passage d'une largeur sous critique à une largeur critique.

Les modèles numériques qui prennent en compte les discontinuités ou le comportement réel des matériaux dans le calcul permettent avec la connaissance de la géologie de mieux prévoir et analyser les mouvements de la surface.

Dans le but de montrer que la méthode des Eléments Distincts est capable de prévoir les paramètres d'une courbe d'affaissement, alors que les autres méthodes ne peuvent pas réaliser les mêmes objectifs, nous allons appliquer cette méthode de modélisation dans le cas d'une taille isolée, de largeur 150 m, puis de largeur plus importante. Nous comparerons les résultats de la modélisation avec les courbes qui sont établies par des méthodes empiriques et basées sur des mesures in situ.

## 6. Importance de la largeur d'exploitation, notion de la largeur critique

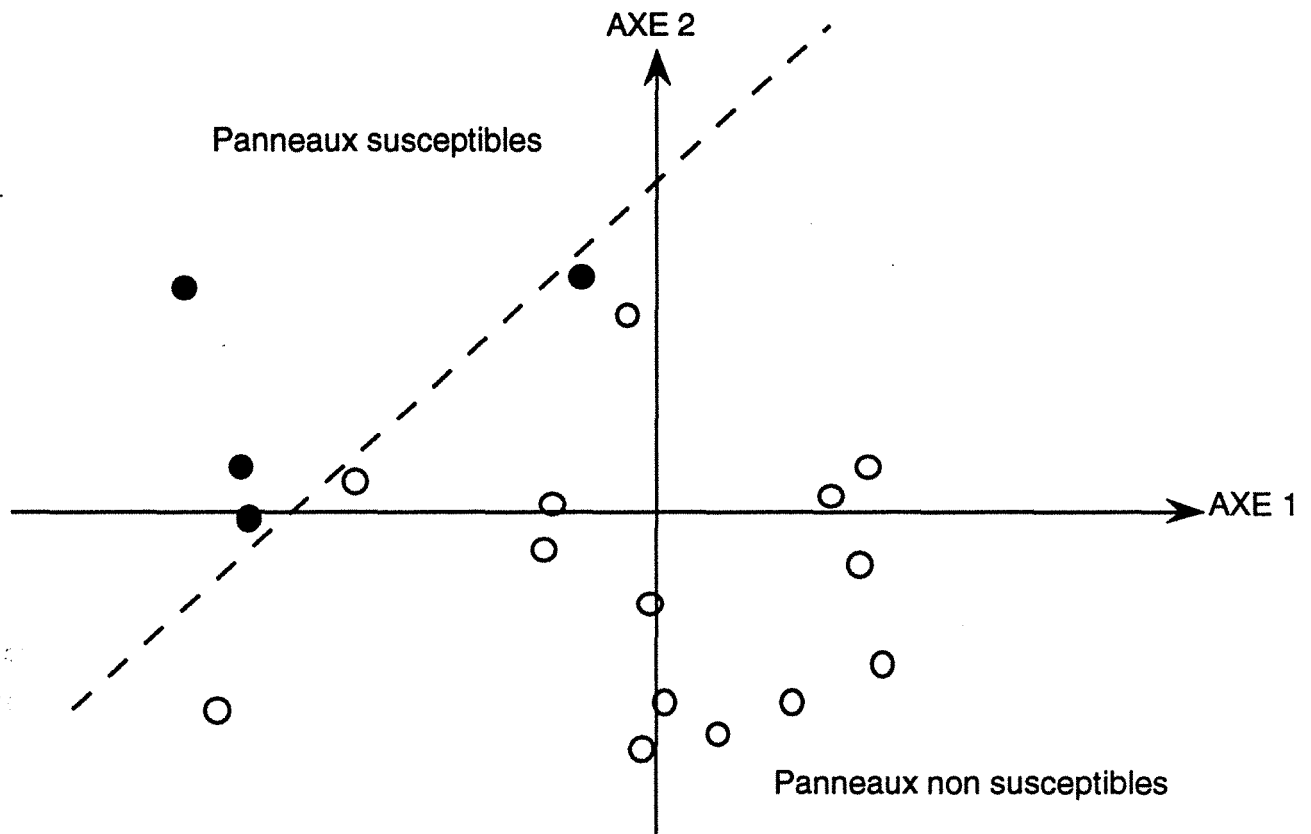
Le choix de la largeur du panneau "L" résulte du compromis entre de nombreux critères touchant au comportement des terrains avoisinants et du recouvrement, à la production journalière et aux conditions pratiques de conduite du chantier.

Les travaux théoriques sur le sujet sont extrêmement réduits. Rechercher une largeur de front favorable revient à déterminer une valeur limite qu'il faut respecter pour éviter des perturbations importantes dans le recouvrement, du type rupture brutale (phénomènes dynamiques) ou encore des réactions d'appuis trop importantes, ou encore des conditions de chantier trop difficiles.

Dans le cas d'une exploitation intégrale par longues tailles, le comportement des terrains est fortement dépendant de la largeur totale exploitée. Lorsque cette largeur augmente, l'influence de l'exploitation s'étend, surtout au niveau du recouvrement. L'évolution s'arrête et un régime permanent est atteint lorsque cette largeur est suffisante pour affecter l'ensemble des terrains, depuis la couche jusqu'à la surface. Le comportement des terrains observé a pu être associé à une largeur exploitée de l'ordre de  $0,4 H$  ( $H$  profondeur) qui apparaît critique à travers certaines configurations (JOSIEN et al, 1987).

L'influence de la largeur exploitée est confirmée par certains coups de terrains (JOSIEN, 1981 REVALOR, 1985 ; REVALOR, 1987 ; BEN SLIMANE, 1991). Il existe une bonne corrélation entre les coups de terrains apparaissant au fond dans les chantiers et les accélérations des déformations mesurées en surface quelques 1000 m au-dessus. Ces accélérations traduisent une intensification des ruptures des bancs du haut toit, qui sont repérées lorsqu'on dispose d'une chaîne d'enregistrement sismoacoustique par une augmentation de l'énergie libérée par une secousse (REVALOR, 1991).

Une analyse statistique (Analyse en Composantes Principales), conduite à partir d'un échantillon de 26 chantiers (Fig. 1.11), montre que, vis-à-vis du risque de coups de terrains, les chantiers affectés présentent des largeurs totales exploitées souvent importantes, c'est à dire égales ou supérieures à la largeur critique à partir de laquelle les terrains du recouvrement se trouvent fortement sollicités en cours d'exploitation (REVALOR et al, 1989).



- panneaux sans coups de terrains
- panneaux avec coups de terrains

**AXE 1 : "NIVEAU de CONTRAINTES"**

- Contraintes naturelles élevées
- Surcontraintes d'exploitation
- Largeur exploitée importante

**AXE 2 : "NATURE des TERRAINS"**

- Raideur élevée du toit
- Veine à structure hétérogène

Analyses en composantes principales de 26 panneaux ,  
projection des panneaux sur le premier plan principale

Fig . 1.11 : Caractéristiques des panneaux exploitées et susceptibilité  
aux coups de terrains  
(d'après REVALOR et al, 1989)

Pendant longtemps, les relations comportement du recouvrement-largeur exploitée ont été analysées à partir des affaissements de surface ; dans le cas de terrains raides, après un avancement du front d'exploitation voisine de 0,4 à 0,6 fois la profondeur (appelée "largeur critique"), le comportement des terrains change notablement. Ce changement est apprécié par une brusque augmentation relative de l'affaissement mesuré en surface (ARCAMONE, 1980).

La notion de largeur critique a été développée assez tôt (WARDELL, 1968) à partir de l'observation des résultats obtenus par des exploitations partielles sous des zones urbanisées.

Pour un échantillon de 60 tailles des houillères Anglaises, répondant à des conditions géométriques telles que :

- le pendage  $\alpha$ , compris entre  $0^\circ$  et  $25^\circ$ ,
- l'ouverture de couche  $W$  variant entre 0,7 m et 5,4 m,
- la profondeur  $H$  comprise entre 30 m et 790 m.

Dans les analyses de l'affaissement maximal à la surface des exploitations, WARDELL observe en moyenne que la largeur critique "L" dépend de la profondeur de la façon suivante :

$$L = 0,3 H$$

La majorité des valeurs de "L" est comprise entre 0,18 et 0,33 H, pour des exploitations qui se situent à 1000 mètres de profondeur, elle conduit à ne pas dépasser des largeurs idéales de panneau exploité de l'ordre de 300 m.

Une autre définition de la largeur critique repose sur la valeur de la largeur totale d'un panneau tel qu'un et un seul point de la surface, atteint l'affaissement maximal attendu  $A_m$ . Cette largeur critique là vaut  $H \times \text{tg } \gamma$  ( $\gamma$  : angle d'influence,  $H$  Profondeur), soit un ordre de grandeur de 1,4 H (si  $\gamma = 37^\circ$ ).

En ce qui concerne les coups de terrains, les évolutions sont analogues. Pour de faibles largeurs exploitées (une seule taille), les coups de terrains observés ont des effets très localisés, qui se manifestent généralement sur ou à proximité immédiate d'un accident bien identifié : faille, pli... Ce n'est que pour des largeurs exploitées supérieures (au moins 2 tailles exploitées soit 300 m) que les phénomènes de plus grande ampleur apparaissent, en liaison avec l'intensification des ruptures du recouvrement (REVALOR, 1991).

Une étude statistique récente (AL HEIB, 1989) menée à partir de 15 années (de 1974 à 1989) de données d'activité sismique induite par l'exploitation du Bassin de Provence, a montré que les phénomènes dynamiques (rupture brutale) sont surtout liés à la largeur exploitée et sont peu influencés par la profondeur, tout au moins pour la gamme considérée (550 m et 900 m). Cette étude a mis en évidence qu'au delà d'une largeur exploitée correspondant à deux tailles de 150 m soit 300 m, au delà de laquelle une forte activité sismique a été enregistrée.

En retenant ce chiffre de 300 m, imprécis parce qu'il correspond obligatoirement au nombre de taille (entier de) fois la largeur des tailles durant la période étudiée, compte tenu de la démarche expérimentale, on trouverait une fourchette de 0,33 H à 0,55 H.

Certaines études sont réalisées pour examiner la possibilité de faire des tailles à des largeurs très petites inférieures à 60 m, appelées tailles courtes (SCHWARTZMANN, 1983). Le concept d'une taille courte vise à profiter de la voûte de décharge établie à l'intérieur de la taille. D'après un certain nombre d'observations, elle assure une bonne tenue des terrains : détente accrue, convergence et fracturation plus faibles en bordure des voies d'accompagnement. Ce type de tailles minimise le risque de rencontrer des accidents tectoniques, mais cette largeur est largement inférieure à celle des tailles habituelles et son application nécessite d'abandonner une partie du gisement et d'augmenter le coût de l'exploitation.

Ces résultats montrent bien les limites des méthodes empiriques, qui ne peuvent permettre de formuler des règles générales. Elles ont toutefois l'avantage de fournir des bornes au delà desquelles les résultats des méthodes de calcul (analytiques ou numériques) ne donnent aucune chance à ces dernières d'être validées et calées.

Analytiquement, en supposant que le toit peut être simulé par un assemblage de bancs qui subit un affaissement vertical  $\delta y$  et qui est associé à une nouvelle répartition des contraintes, celles ci, ainsi que l'affaissement, dépendent de la portance de poutre "L" (des bancs) et de son épaisseur "h" (DUVALL et al, 1968 ; ENNOUR, 1990) :

$$\delta y (\sigma) = f (L, h)$$

Les contraintes aux fibres supérieures et inférieures sont :

$$\sigma = \gamma L^2 / (2 h) \pm \sigma_h$$

La flèche maximale est donnée par l'expression :

$$U_{\max} = \gamma L^4 / (32 E h^2)$$

L : longueur de la poutre.

$\gamma$  : poids volumique

h : hauteur de la poutre

$\sigma_h$  : contrainte horizontale initiale avant excavation

Nous pouvons constater dans ce cas simple que les contraintes sont liées à la portée par une relation du deuxième degré et le déplacement, par une relation du quatrième degré.

Mais les calculs analytiques des poutres ne tiennent pas compte de plusieurs facteurs :

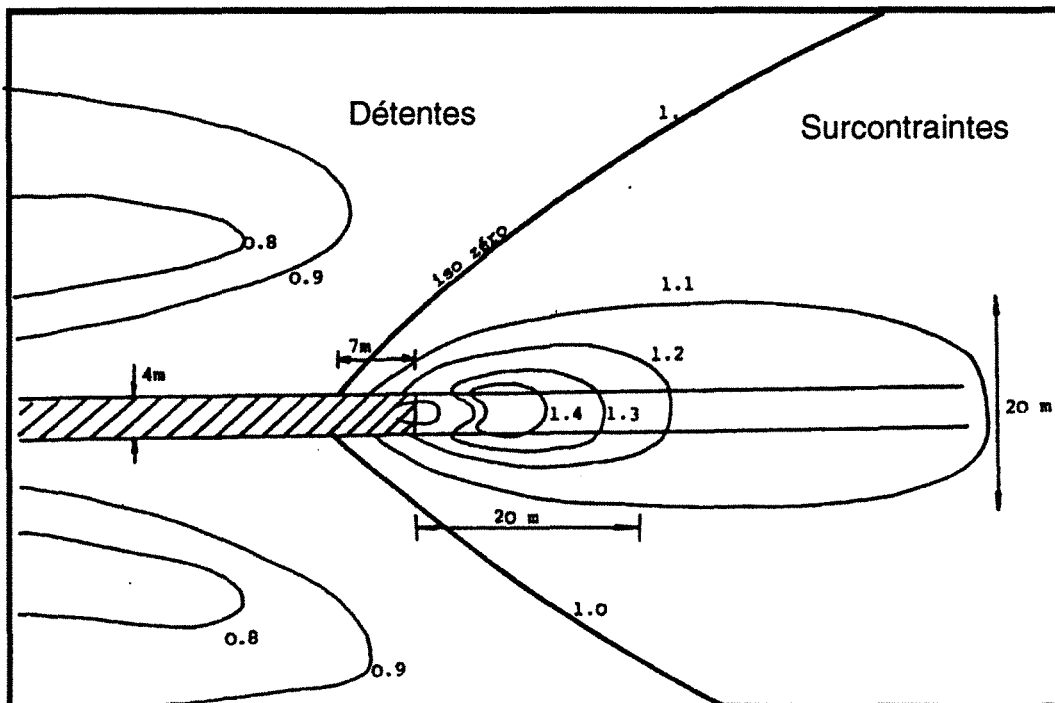
- l'environnement du toit, c'est à dire l'ensemble des terrains (contraintes initiales, haut toit, ...) englobant la poutre analysée et qui détermine notamment les conditions initiales ;
- la géométrie réelle de l'exploitation surtout après foudroyage ;
- l'existence de discontinuités et leurs caractéristiques mécaniques.

## 7. Modélisation numérique pour étudier la pression des terrains

Des méthodes variées (cf. Annexe 1) dont les modèles numériques, basés sur la méthode des éléments finis, sont employés depuis longtemps pour étudier et comprendre les phénomènes dus aux pressions de terrains accompagnant l'exploitation minière par longue taille. Les effets frontaux et latéraux sont étudiés dans le cas d'une taille en plateure et en dressant.

Le premier modèle a été établi par DEJEAN (1970), ainsi qu'un deuxième modèle qui sert de référence pour établir les règles de pressions de terrains (DEJEAN, 1976). Ce modèle représente le cas d'un panneau exploité de 100 m de large, dont le vide est remblayé. Le toit est supposé homogène et isotrope (module élastique  $E = 10000$  MPa ; coefficient de Poisson  $\nu = 0,1$ ) ainsi que la veine ( $E = 2000$  MPa,  $\nu = 0,3$ ). Les résultats obtenus sont présentés par des courbes d'iso-valeurs de contraintes normales respectivement aux plans horizontaux et verticaux (Fig.1.12).

a - Contraintes horizontales



b - Contraintes verticales

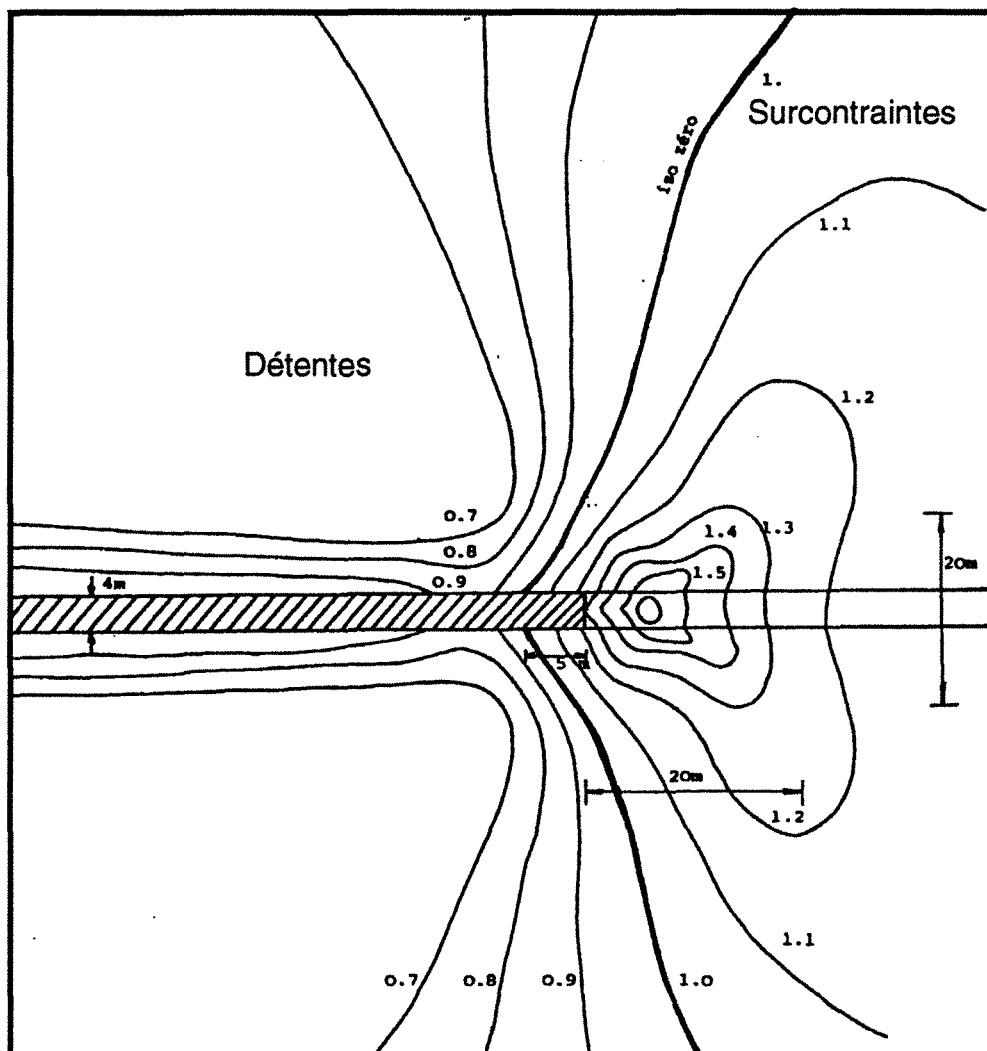


Fig.1.12 : Zones d'influence d'une taille remblayée (d'après HENRY, 1978)

Les résultats de la modélisation ont une remarquable concordance avec les résultats expérimentaux (PIGUET, 1983) :

1 - une concentration de contraintes sur les bords de panneau avec des maxima, pour chaque horizon, situés sur une ligne divergente par rapport à la normale aux épontes.

2 - la détente verticale est de 10 % à 150 m au-dessus de l'excavation, tandis que la même détente horizontale est atteinte à 30 m,

3 - les directions correspondant aux contraintes horizontale et verticale cessent nettement d'être directions de contraintes principales, dans le volume d'influence, à l'aplomb des bords de l'excavation. La zone ainsi définie est donc soumise à de fortes contraintes de cisaillement.

ENCHAYAN (1977) a étudié le volume d'influence d'une taille isolée en dressant remblayée. Il a conclu que l'influence de l'ouverture de la couche exploitée n'est pas significative. Les lieux de surcontraintes maximales et de détente maximale, ne varient pas avec le pendage. Il a constaté aussi que l'influence des dimensions de l'exploitation sur l'étendue des terrains concernés par une surcontrainte (ou une détente) augmente avec la distance de chassage jusqu'à ce que celle-ci atteigne environ 60 mètres.

Les effets latéraux provoqués par l'exploitation d'un panneau en dressant sont analysés par HENRY grâce à une modélisation d'un plan horizontal (étant donné que la taille est montante), passant dans l'arrière-taille remblayée (HENRY et al, 1977 ; HENRY, 1978). L'originalité de ce modèle réside dans le fait qu'il tient compte de la déconsolidation du massif de charbon au bord de l'exploitation. Les résultats de ce modèle montrent que la zone de fortes contraintes de compression s'étend jusqu'à 25 m des bords du panneau exploité. La zone de forts cisaillements s'étend jusqu'à 20 m au toit et au mur, à l'aplomb du bord de panneau exploité. Ces valeurs (25, 20 m) définissant une zone d'influence triangulaire, elles ont été fixées à partir de l'analyse des mesures des déformations des cheminées latérales (montages).

La modélisation par la méthode des Eléments Finis a permis d'étudier et d'analyser la zone en surcontrainte et les valeurs maximales. Ce type de modèle a pu reproduire, de manière descriptive, les phénomènes observés. Les études avaient aussi pour but d'établir des règles applicables dans la stratégie de planification.



En République Fédérale Allemande, une autre forme de modélisation numérique simplifiée a été développée pour les charbonnages, dans le cas des gisements tabulaires, par EVERLING (1972). Le modèle est géométrique à trois dimensions (Fig. 1-13), mais le calcul se limite à une seule dimension, car tout déplacement horizontal et toute extension transversale sont exclus. Ce calcul se base sur l'écriture de l'équilibre des forces verticales appliquées à chaque élément. La simulation de l'abattage est réalisée en admettant que dès le début du calcul, qu'un déplacement vertical au toit correspond à la moitié de l'ouverture prise. Cette hypothèse conduit, en particulier sous les bordures du massif, à des contradictions compensées progressivement par la suite. En fin de calcul, les déformations enregistrées sont converties en pression.

Ce modèle s'avère d'une utilité pratique en tant que base de comparaison entre des configurations d'exploitations différentes (EVERLING et al, 1977). De plus, on détermine des relations entre la pression de terrains calculée et les effets de pression constatés par des mesures effectuées au fond. Ces pressions calculées servent dans les calculs des convergences dues aux travaux d'exploitation susjacent ou sousjacent, appelées convergences additionnelles (KUSCHEL, 1989) dans les voies grâce à des relations empiriques établies pour chaque gisement. L'emploi de ce modèle se justifie dans les cas où il aboutit à une prévision convenable du comportement des ouvrages. Dans les mines de charbon japonaises, cette méthode a été aussi employée pour prévoir les déformations des voies de taille (MASTUI, 1989).

CROUCH (CROUCH et AL, 1983) a mis au point la méthode des éléments frontières pour le calcul des contraintes et des déplacements dans une couche en plateure (Fig. 1-14), cette méthode a eu un succès important dans les pays anglophones surtout pour des mines où les couches exploitées sont quasiment horizontales, cas des mines de charbon et d'or en Australie et en Afrique du Sud.

En Australie (PUCKETT et al, 1984, WARDEL et al, 1985), les méthodes numériques font partie intégrante de la planification et sont un outil utilisé pour résoudre des problèmes liés à l'exploitation. Les méthodes employées sont nombreuses telles que :

- discontinuités de déplacements,
- Eléments Finis,
- Eléments Frontières,
- Méthode des blocs rigides ou déformables en Eléments Finis (FEBLK) etc ...

PREMIERE PARTIE

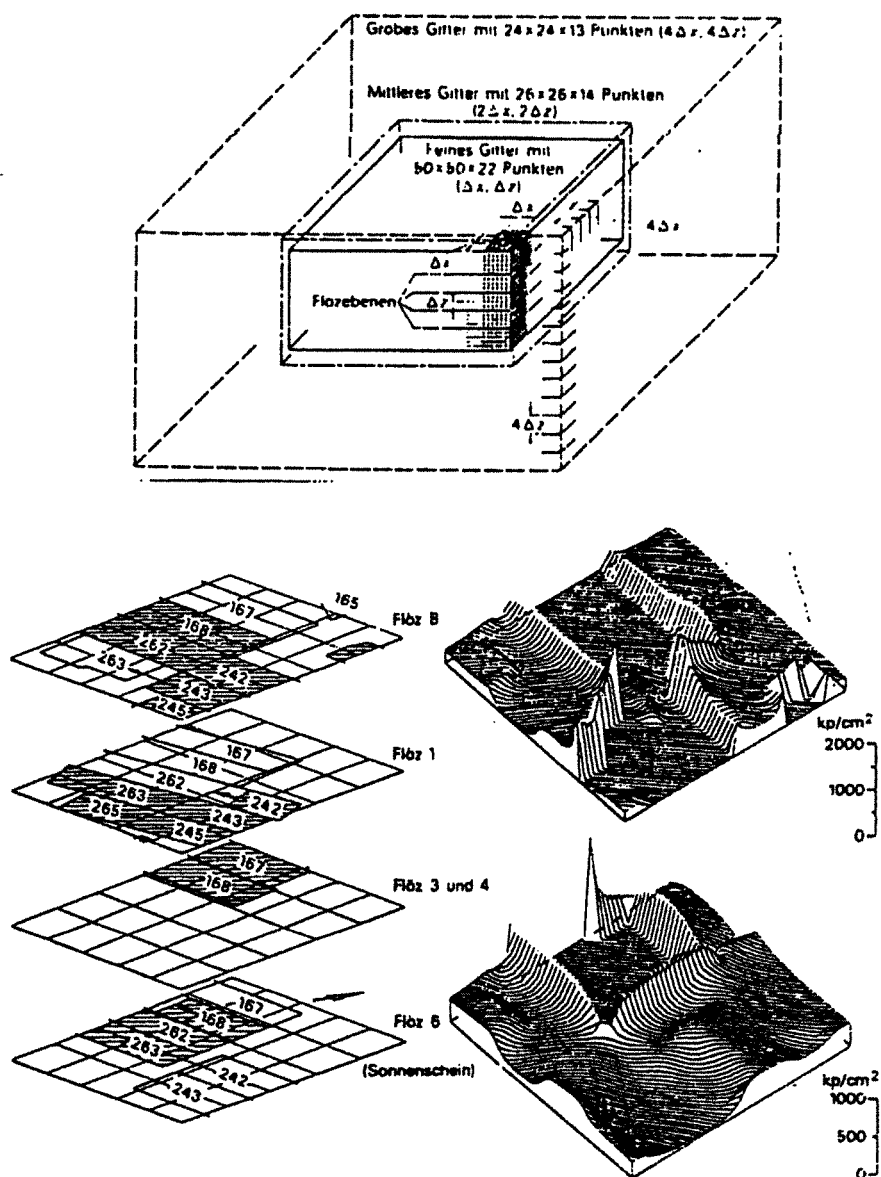


Fig. 1.13 : Méthode Allemande de Modélisation numérique, et des histogrammes des contraintes verticales (D'après EVERLING et al, 1977)

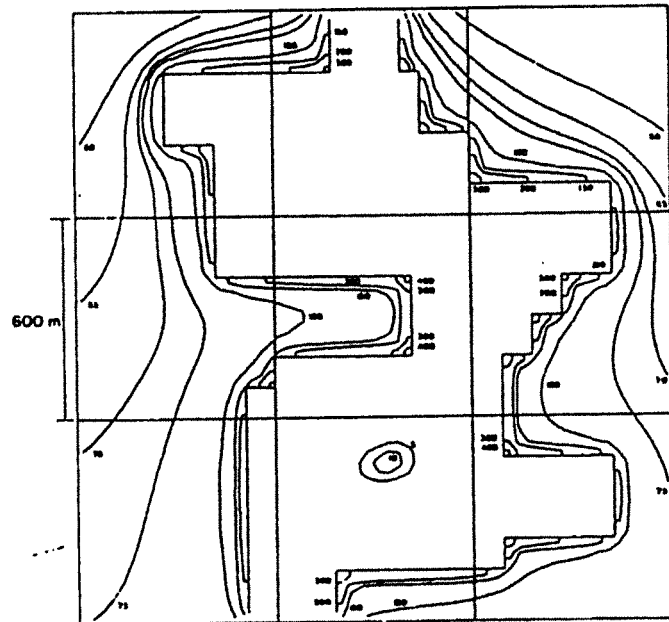
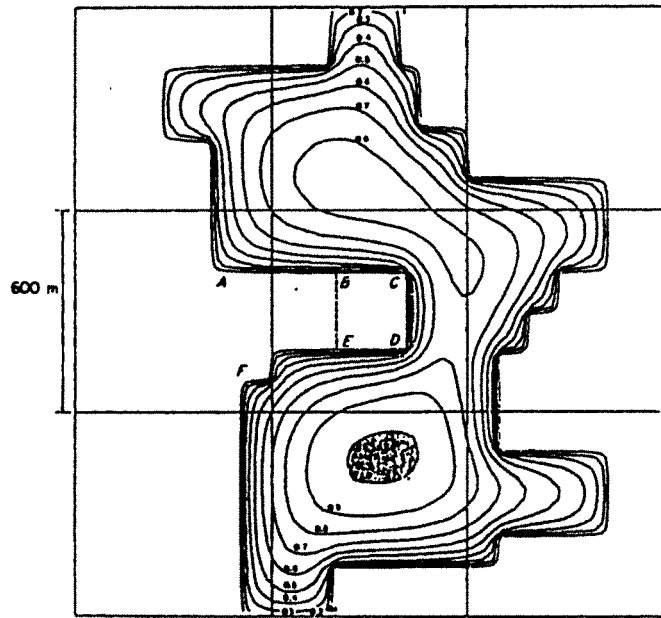


Fig. 1.14 : Modélisation d'une configuration d'exploitation par la méthode des Eléments Frontières, Iso-valeurs de contraintes verticales et de déplacements (d'après CROUCH et al, 1983)

La méthode “discontinuités de déplacements” calcule les contraintes dans un plan ( le plan de la couche), elle est un cas particulier de la méthode des éléments frontières. Les éléments ont les mêmes dimensions (carrés ou rectangles). Les éléments simulant le foudroyage sont prévus à l’avance et ils ne transmettent pas les efforts du toit vers le mur. La hauteur de la zone foudroyée est égale à celle de la couche.

Au Canada, la méthode des Eléments Frontières a été améliorée pour tenir compte du comportement élasto-visco-plastique des roches aux voisinages des excavations dans les mines de charbon (WILES, 1989).

En Afrique du Sud, pour des problèmes liés aux phénomènes dynamiques associés à une faille, à partir d’un calcul par la méthode “discontinuité de déplacements”, on calcule un paramètre (“ESS” : Excess Shear Stress) qui est :

$$ESS = T - \sigma_n \tan \phi$$

$\phi$  : Angle de frottement correspondant à l’angle du frottement du joint.

T : Contrainte de cisaillement

$\sigma_n$  : Contrainte normale

Ensuite, on définit un critère qui est basé sur le volume dans lequel “ESS” est supérieur à zéro. Cette zone est définie comme potentiellement susceptible de produire des événements sismiques par glissement sur une faille. Des calculs sont alors effectués pour obtenir le moment sismique dû au volume de cette zone “VESS” moyennant une relation statistique (SPOTTISWOODE, 1990).

Un logiciel (BEPIL, “Boundary Element PILlar analysis”) est développé, basé sur la méthode des Eléments Frontières qui est adaptée pour le calcul de stabilité des piliers rectangulaires (RYDER et al, 1990).

La méthode des différences finies du logiciel “FLAC” est employée pour étudier les phases d’excavation dans le cas d’une combinaison d’une mine à ciel ouvert et d’une mine souterraine en Australie (CLARCK et al, 1990). Au Royaume Uni, cette méthode est appliquée dans les (mines) Houillères (MAYER, 1981 et PAYNE et al, 1985).

En Russie, BEN SLIMANE et JOSIEN ont pris connaissance de deux logiciels de modélisation numérique au VNIMI<sup>17</sup> (BEN SLIMANE et al, 1991) :

- SUIT3D : le premier est un logiciel permettant de faire un calcul de contraintes en imposant aux limites des règles de planification déduites de l'expérience. Ce logiciel travaille en élasticité linéaire en utilisant la méthode des Eléments Frontières (AL HEIB, 1993). On peut y introduire 7 couches différentes. C'est un outil de planification qui permet de positionner les exploitations dans un gisement multicouche.

SUIT3D s'applique aux problèmes liés à l'exploitation minière (longue taille, chambres et piliers,...). Ces différents problèmes peuvent être traités en modélisation tridimensionnelle, dans un milieu homogène isotrope. Les déplacements pris en compte dans le calcul ne sont que les déplacements normaux aux couches excavées. Le calcul est en élasticité, mais il existe des relations empiriques permettant de tenir compte de la plastification des couches exploitées aux bords des excavations modélisées.

- BLOCKS2D : le second est un logiciel qui calcule la répartition des contraintes dans un assemblage de blocs. Il est basé sur l'équation intégrale développée par le VNIMI. Ce code s'inspire de la méthode "discontinuités de déplacements" mise au point par COUCH de l'Université du Minnesota et utilise également la méthode des Eléments Frontières. On peut introduire des caractéristiques mécaniques différentes pour chaque bloc.

En conclusion, nous constatons la nécessité d'utiliser les méthodes numériques pour résoudre les problèmes des "pressions de terrains". Ces méthodes permettent d'étudier chaque cas particulier, car des méthodes générales montrent leurs insuffisances à l'égard des problèmes compliqués par leur nature et par les conditions dans lesquelles l'exploitation se réalise. Dans le paragraphe suivant, nous présentons quelques exemples traitant des problèmes des "pressions de terrains".

## **8. Etudes des cas particuliers des Houillères françaises**

Confronté à un comportement inhabituel des terrains, qui parfois a pu conduire à des accidents graves. On a cherché à comprendre les nouveaux incidents, de façon à prévoir maîtriser à l'avenir de tels comportements. Cela la mise en oeuvre des études particulières aux chantiers. Nous avons choisi ci-dessous quelques exemples des Houillères françaises.

---

<sup>17</sup> VNIMI : RESEARCH INSTITUTE OF MINING GEOMECHANICS AND MINE SURVEYING

### 8.1. Interprétation des mesures de contraintes à Merlebach

Pour étudier et comprendre la répartition naturelle des contraintes régnant avant l'exploitation dans le gisement de dressant de Merlebach (U.E. Vouters), l'ensemble des terrains a été représenté selon le schéma de la figure 1-15.

Une coupe verticale transversale de l'anticlinal a été modélisée par Elément Fini sous la forme d'un assemblage plissé de bancs pesants, aux caractéristiques mécaniques très contrastées, simulant grossièrement la succession des couches et des terrains houillers, sur une profondeur de 2000 m et une largeur de 4000 m environ (GEORGE et al, 1981).

On constate que les contraintes initiales (avant excavation) sont extrêmement variables, suivant les bancs dans lesquels elles sont calculées, en intensité et aussi en directions principales. En particulier, les contraintes verticales sont d'autant plus importantes que les bancs sont rigides. Cette valeur varie de 1 à 3 fois  $pgH$ .

Les résultats de ce modèle ont permis d'éclairer la question de la variabilité des contraintes mesurées à Merlebach.

### 8.2. Calculs effectués sur le cas du traçage en veine Albert

Cet exemple a été traité à l'occasion de la recherche des causes d'un éboulement grave, dans une galerie en cours de creusement aux Houillères du Bassin de Lorraine (traçage Albert, siège la Houve). Cet ouvrage était situé dans un environnement complexe où on pouvait trouver une ancienne exploitation dans une veine sus-jacente, ainsi que plusieurs traçages ou recoupes proches du lieu de l'accident (février 1982). D'autre part, une faille moyenne (rejet 12 m) surplombe ces différents chantiers (Fig. 1-16).

Le modèle construit pour analyser les états de contraintes, schématise une coupe verticale des terrains perpendiculaire à l'axe du traçage ce qui permettait d'effectuer les calculs en deux dimensions (sous l'hypothèse des déformations planes), mais empêche de prendre en compte l'influence de la recoupe transversale située pratiquement à l'aplomb de la zone éboulée.

La faille  $y$  est représentée par un joint, le pendage des bancs est de  $15^\circ$ .

Les contraintes initiales sont inconnues, on choisit, compte tenu de la profondeur, un chargement de 10 MPa verticalement et 5 MPa horizontalement.

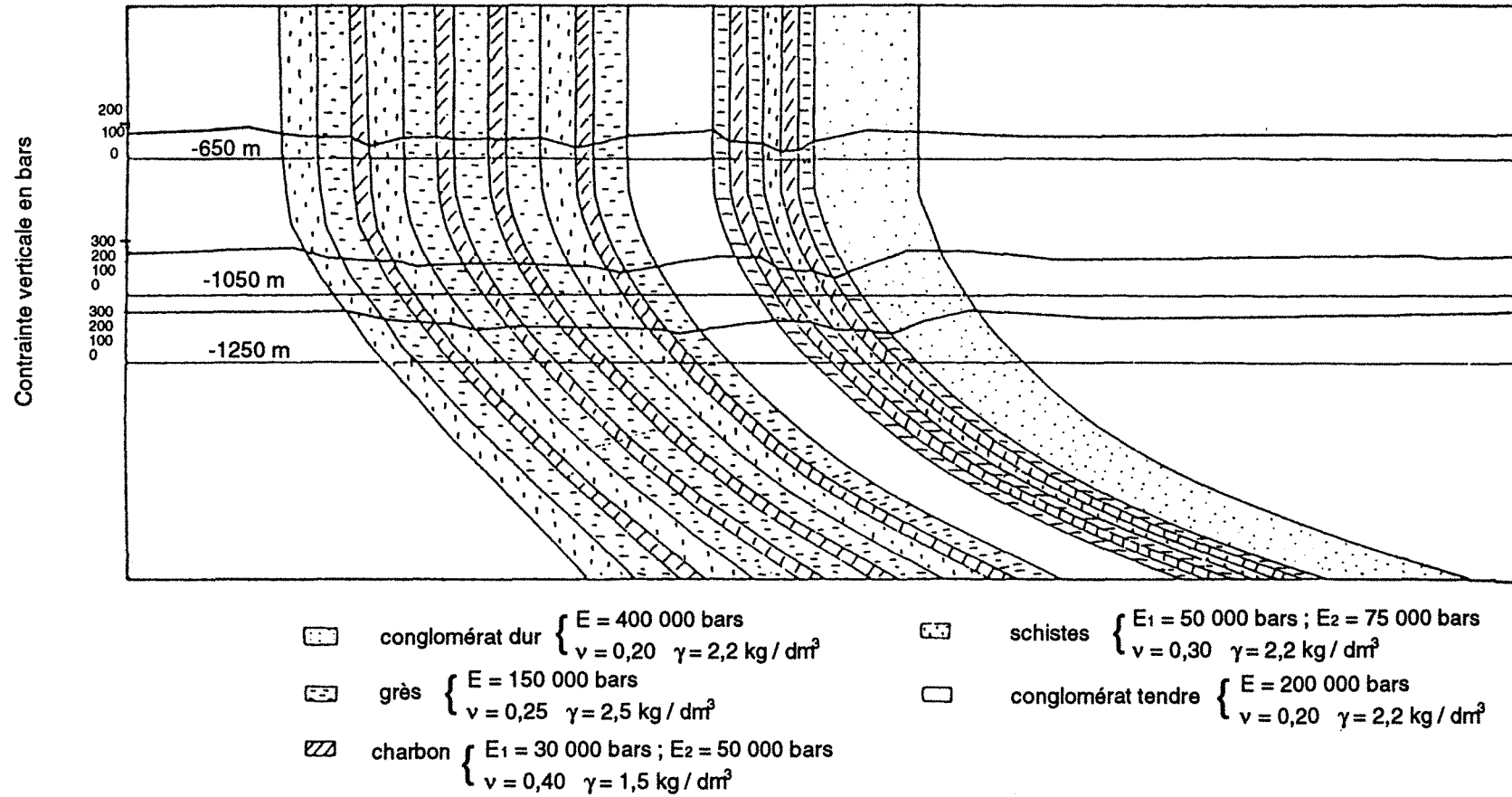


Fig. 1.15 : Répartition des contraintes verticales dans une coupe verticale dans le gisement de dressants de Merlebach (U.E. Vouters)  
(d'après PIGUET, 1981)

PREMIERE PARTIE

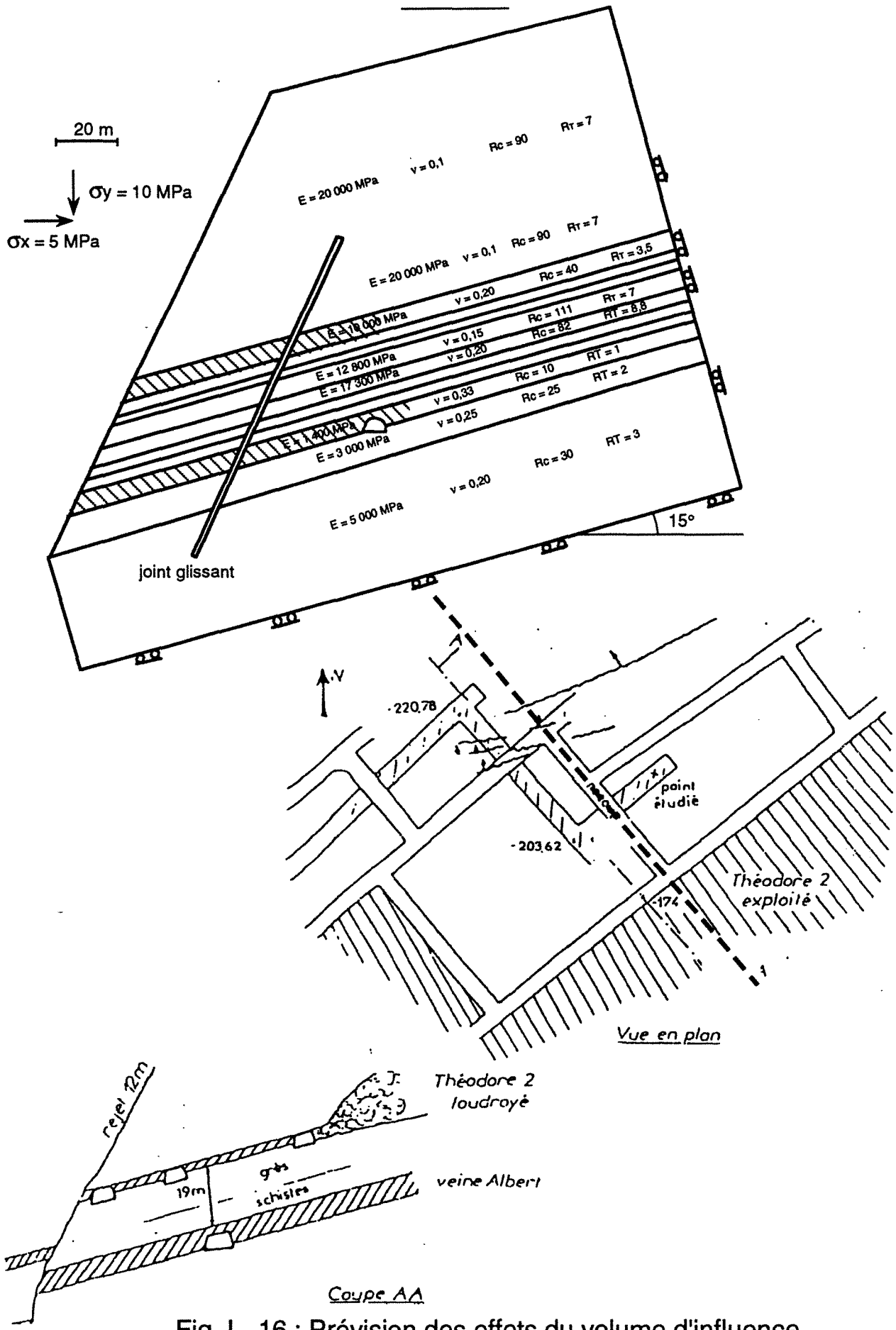


Fig. I - 16 : Prévion des effets du volume d'influence, schéma et modèle utilisé dans le cas de Traçage Albert d'après Pigué, 1982



Les résultats montrent que, dans une telle configuration, les sollicitations sur les terrains proches de la voie sont plus sévères que si elles avaient été creusées en vierge, sans pour autant atteindre des valeurs exceptionnellement fortes. On montre cependant (PIGUET, 1982) que les conditions d'une rupture sont réunies pour un volume assez important de terrain.

### **8.3. Etude et essai d'interprétation du phénomène survenu en veine Louise le 2 août 1983**

Une modélisation par Eléments Finis de la configuration d'exploitation en veine Louise avait pour but d'éclairer l'analyse du comportement mécanique des terrains (toit, mur, pilier, bord ferme) dans cette géométrie et sous des sollicitations normales correspondant à cette profondeur. Ainsi des calculs ont été réalisés pour apprécier l'influence possible d'un certain nombre de facteurs tels que :

- dimensions et caractéristiques relatives du pilier de charbon,
- caractéristiques relatives des différents bancs du toit, continuité du toit,
- qualité du remplissage des arrières-tailles.

La zone affectée par l'accident se localise sur le pilier délimité par le front de taille Sud (III.1) et de la voie de base du panneau amont (Fig. 1-17). Elle est relativement étendue en voie où elle se caractérise par un soufflage du mur et une déformation des cintres, particulièrement intenses entre 95 m et 140 m de la cheminée de remblayage de la taille. Le pilier d'anhydrite de la voie de tête du panneau III est apparemment resté en place (Fig. 1-17).

Le panneau III de veine Louise peut être considéré comme hors influence de toute exploitation.

Aucune exploitation n'existe au-dessus, la veine Louise étant la dernière exploitée du faisceau. Au-dessous, les autres veines du faisceau se situent à environ 200 m et ne sont pas exploitées à l'aplomb du panneau.

Sur le même niveau, la bordure Sud du panneau III est séparée du panneau II.1 pris en taille montante par un pilier d'une cinquantaine de mètres de largeur. Au Nord, ainsi qu'à l'amont et à l'aval, la veine Louise n'est pas exploitée à proximité. Ce panneau de la veine Louise est compris entre les étages 686 et 826 m. Les deux tailles du panneau ont été menées simultanément, à front décalé de 15 m environ. Ces deux tailles ont un pendage de 25° vers l'Ouest.

PREMIERE PARTIE

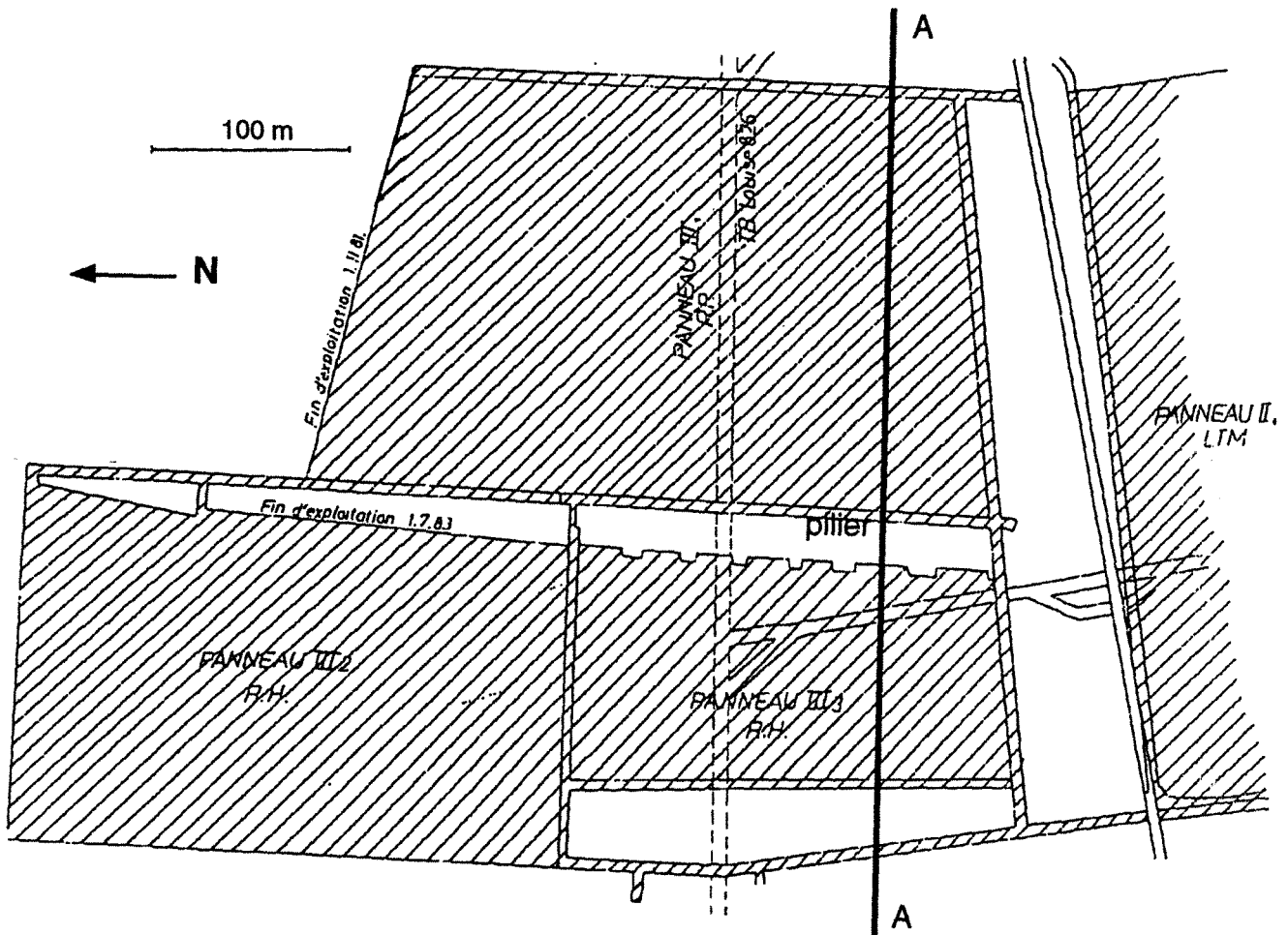
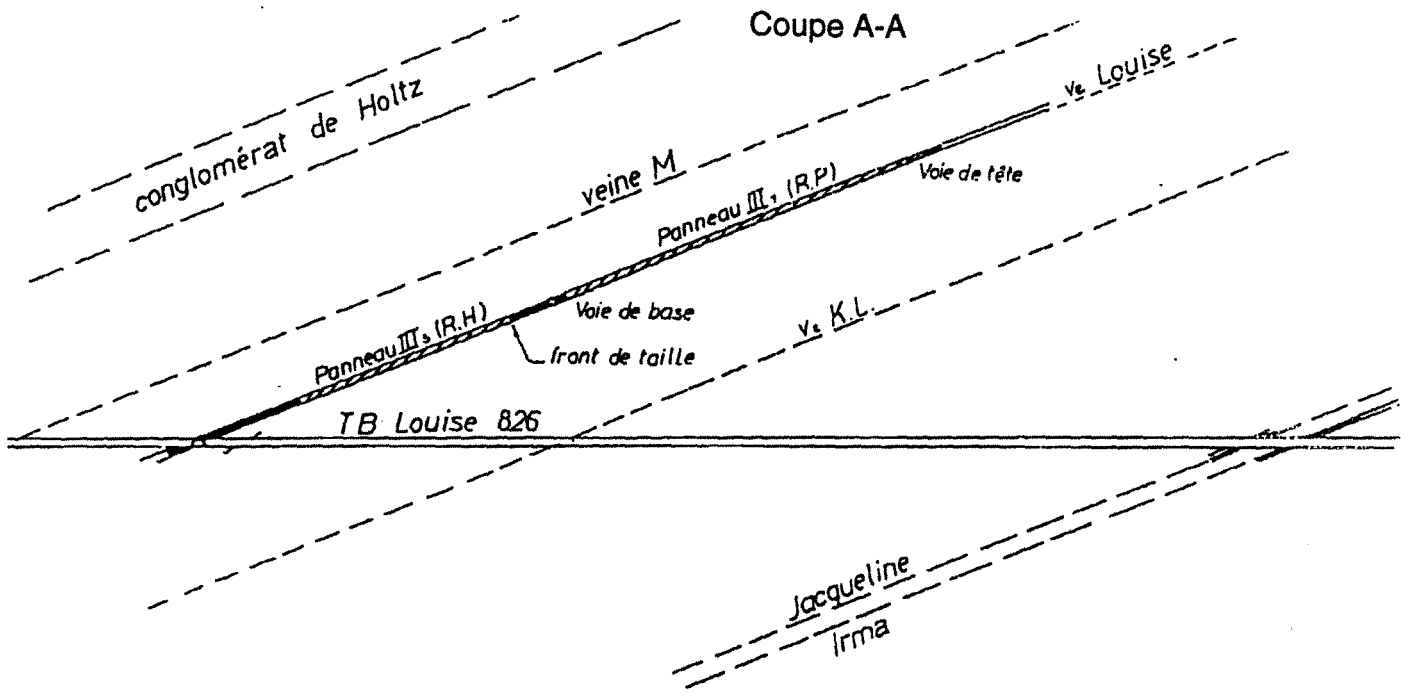


Fig. 1.17 : Configuration de la zone où est survenu le phénomène en veine Louise du Champ Cocheren (d'après ARCAMONE, 1984)

D'après les mesures d'affaissement, l'exploitation du panneau III.1, veine Louise, par remblayage pneumatique a entraîné des affaissements supérieurs à ceux que l'on pouvait prévoir a priori dans une exploitation monocouche, en raison, peut-être, d'une influence non négligeable des tailles en veine Jacqueline et Irma sur le recouvrement de la veine Louise, et du mode de remblayage imparfait de ce panneau.

Les résultats d'une série de calculs sur modèle mathématique confirment que la configuration de cette exploitation et l'évolution de sa géométrie étaient a priori de nature à donner des manifestations classiques de pressions de terrains associées à l'effet pilier :

- \* déconsolidation localisée des parements du pilier en amont et en aval dès que sa largeur atteint une quarantaine de mètres et concentration de contraintes dans les épontes à l'aplomb de ce pilier, ainsi que dans sa partie saine (cumul de la culée latérale du panneau amont et de la culée frontale du panneau aval pour une largeur de pilier d'une vingtaine de mètres),

- \* disparition de ces effets, prévisibles en cas de déconsolidation complète de ce pilier (pour une largeur de l'ordre d'une dizaine de mètres).

Deux circonstances tendent à amplifier légèrement ces effets mais sans en changer notablement l'apparence : l'existence d'un remblai pneumatique dans le panneau aval et la présence d'un toit relativement raide (conglomérat de Holtz) concourent à accroître les concentrations de charges sur le pilier.

En revanche la présence dans le toit de bancs déformables, ou surtout, l'apparition de discontinuités entre bancs, peuvent modifier significativement le sens et l'intensité des contraintes au-dessus de la taille et du pilier. La création soudaine de cette discontinuité dans un recouvrement raide du type de celui de Louise, dans les conditions où se trouvait cette exploitation, est sans doute capable de provoquer un réajustement important des états de contraintes et de l'énergie associée compatible avec l'ampleur du phénomène ressenti.

Dans le cadre de cette interprétation, la manifestation observée au niveau du chantier apparaît comme une réaction à la rupture qui trouve son origine dans le haut toit. Il y a éclatement du pilier qui ne peut absorber l'apport soudain d'énergie libérée par la rupture du recouvrement.

#### 8.4. Présence d'une faille au toit de l'exploitation

Le type de coups de terrains, induit par des glissements sur plan de faille provoqués par l'exploitation, a été relativement bien étudié ces dernières années :

- en mines métalliques profondes, qu'elles soient tabulaires (RYDER et al, 1978) ou filoniennes (HEDLEY et al, 1985 ; HART et al, 1988),
- en mines de charbon (WONG, 1985).

REVALOR (1989) a choisi d'étudier un cas typique, le quartier de l'Etoile-Sud à l'U.E. Provence, dont les grands traits structuraux sont présentés sur la figure 1-18.

Ce quartier, est un des plus au Sud du gisement, sa localisation le place dans un environnement caractérisé par :

- une profondeur relativement importante,
- la proximité d'accidents tectoniques majeurs qui ont imposé le découpage du quartier (Fig. 1-18a).

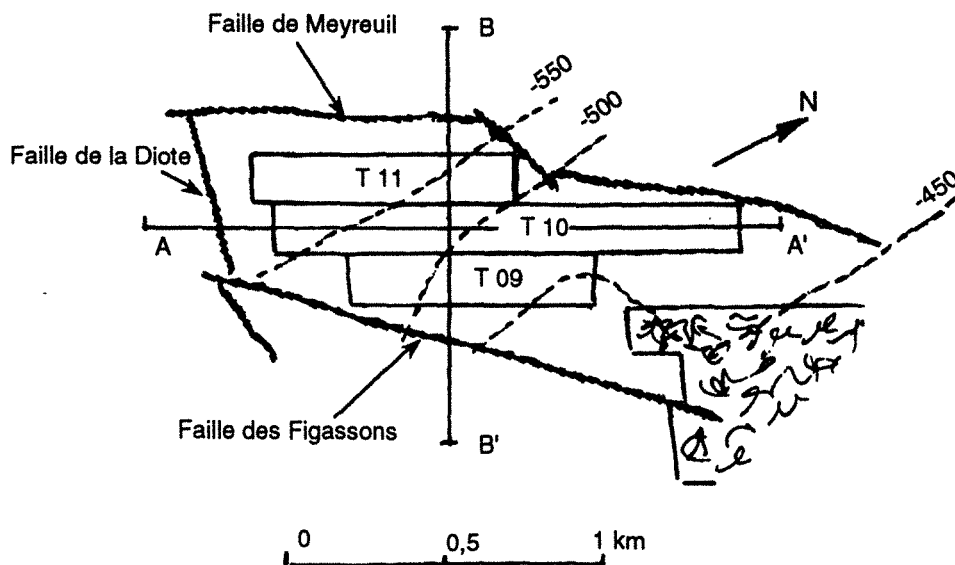
Des mesures de contraintes naturelles ont mis en évidence dans ce secteur un état de contraintes très anisotrope, avec une contrainte principale majeure sub-horizontale d'environ 40 MPa : on peut retenir en première approximation que cette contrainte est orientée suivant le sens d'avancement des tailles (direction AA' de la figure 1-18a).

Les coups de terrains qui ont été observés dans le quartier, sous des largeurs exploitées plus importantes sont les phénomènes manifestés de plus grande ampleur.

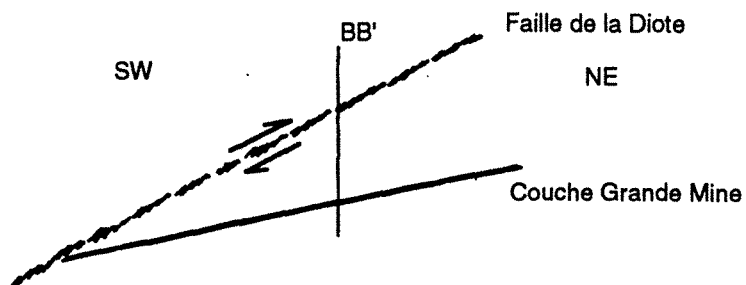
L'étendue des zones affectées dans les voies laissait en fait supposer que l'origine des phénomènes est relativement haute dans le toit avec une zone d'influence qui s'accroît et s'étend vers l'avant et vers l'arrière de la taille.

Pour préciser l'origine de ces phénomènes, on a modélisé par éléments finis en élasticité (logiciel ELFI3F) la configuration naturelle et d'exploitation du quartier. Le modèle pris en compte correspond à la coupe AA' de la figure 1-18b ; il est schématisé sur la figure 1-18.

a - Plan de situation



b - Coupe schématique AA'



c - Coupe schématique BB'

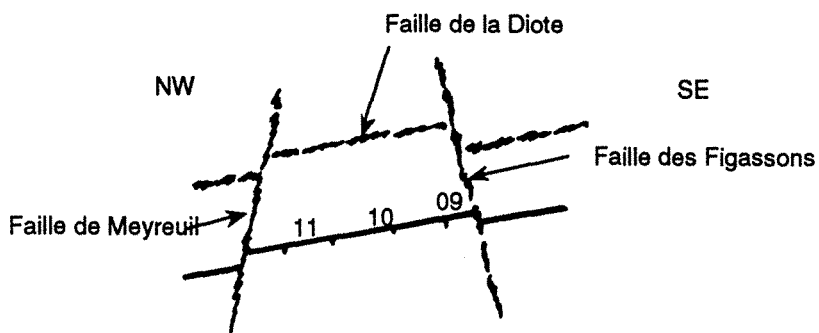


Fig. 1.18 : U.E. Provence - Quartier de l'Etoile Sud

La faille de la Diote est modélisée par un joint. Dans la couche, 4 situations correspondant à 4 configurations caractéristiques d'exploitation en Taille 10 ont été prises en compte :

- pas d'exploitation (Cas 0),
- 250 m de chassage (Cas 1),
- 500 m de chassage (Cas 2),
- 700 m de chassage (Cas 3).

Les calculs ont été conduits en déformations planes, le chargement du modèle étant calé sur les contraintes naturelles mesurées en place ( $\sigma_{v0} = 20$  MPa ;  $\sigma_{H0} = 40$  MPa).





L'exploitation du panneau provoque un déconfinement relativement étendu de la faille puisqu'il intéresse plus de 60 % de sa longueur (500 m). Une chute de contrainte normale est intense et une très nette augmentation des contraintes de cisaillement sur une longueur à peu près équivalente : sur le tiers supérieur de la faille, les contraintes de cisaillement sont presque 3 fois plus fortes qu'en vierge (Fig. 1-16).

C'est ce double mécanisme, déconfinement et augmentation des contraintes de cisaillement, qui peut être à l'origine du glissement de la faille. Vis à vis de ce critère et par rapport aux trois géométries d'exploitation, c'est respectivement 110, 270 et 300 m de faille qui peuvent ainsi glisser à 150 m en moyenne au-dessus des chantiers. Ces ordres de grandeur des surfaces de ruptures ont été retrouvés par calcul des paramètres à la source des événements sismiques (BEN SLIMANÈ et al, 1990).

REVALOR a testé à l'aide du même modèle, l'influence de l'anisotropie des contraintes naturelles sur le mécanisme retenu. La valeur de la contrainte horizontale en vierge est capitale ; le déconfinement de la faille demeure à peu près inchangé, mais les contraintes de cisaillement sont pratiquement doublées lorsque l'on passe d'un état de contraintes naturelles hydrostatiques à l'état réel existant sur le site, c'est à dire  $\sigma_H > \sigma_v$ .

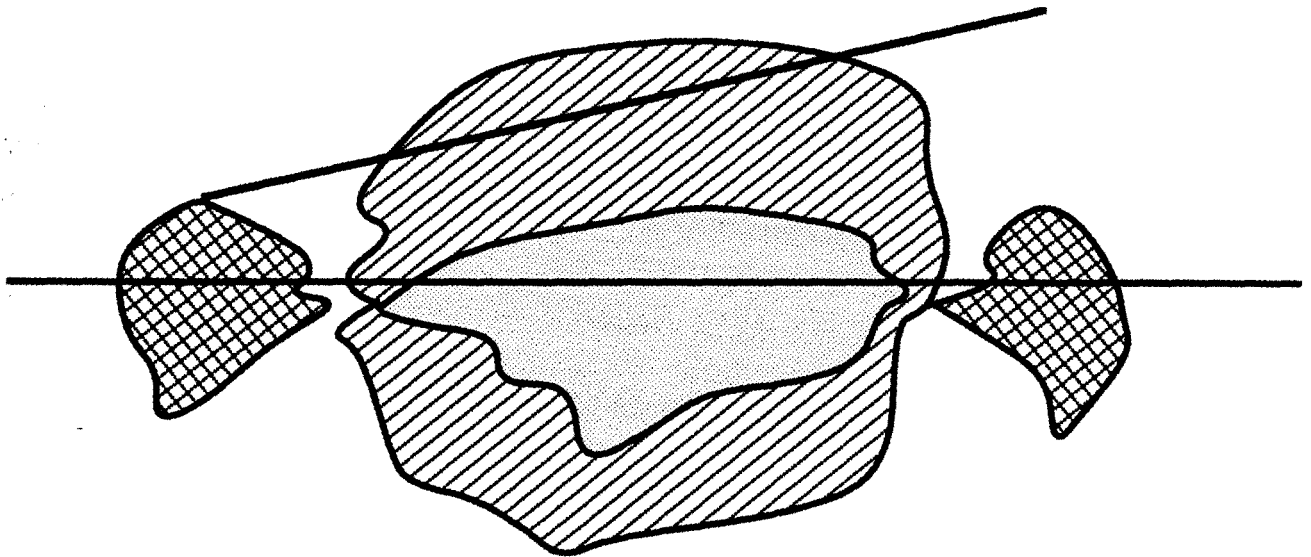
Il est important de souligner dans ce mécanisme, que la rupture (style "faille inverse") le long de la faille n'est rendue possible que par la détente verticale apportée par l'exploitation, une contrainte naturelle horizontale élevée et, en liaison avec ce dernier élément, la faible inclinaison de la faille en question.

PREMIERE PARTIE

-   $\sigma_v > \sigma_{v0}$
-   $\sigma_v = \sigma_{v0}$
-   $\sigma_v < \sigma_{v0}$
-  zones en traction verticale

$\sigma_{v0} = 20 \text{ MPa}$   
 $\sigma_{H0} = 40 \text{ MPa}$

200 m



Géométrie d'exploitation 3 : 700 m de chassage

Fig. 1.19 : Evolution des contraintes verticales  
autour du panneau exploité

## 9. Conclusion

Nous avons donc défini la zone d'influence à travers la présentation de règles classiques dans le cas d'une ou deux exploitations dans une même couche. Ces règles classiques de pression de terrains sont basées sur des cas simples où l'exploitation correspond à des tailles de petite largeur, l'arrière taille était remblayée. Les discontinuités et la stratification ne sont pas prises en compte pour l'établissement de ces règles.

D'autre part, les études de cas montrent que l'étendue de la zone exploitée (plusieurs tailles) augmente le volume influencé par l'exploitation. Des ouvrages situés à l'intérieur d'un pilier qui devraient être stables montrent des grandes déformations qui empêchent la suite des travaux et qui exigent une remise à section dans la majorité de ces ouvrages. Enfin, le glissement sur un plan de faille provoque des coups de terrains.

La modélisation de ces cas a permis de comprendre globalement les phénomènes. De plus nous avons constaté que certains paramètres ne peuvent pas être pris en compte par les règles classiques de pression des terrains et notamment dans les cas étudiés :

- la largeur de panneaux est beaucoup plus importante,
- le mode de traitement de l'arrière taille qui peut être remblayée ou foudroyée.
- les terrains sont stratifiés et ont des discontinuités.

Plusieurs paramètres méritent d'être étudiés plus en détails :

\* Type de remblayage pour une seule taille :

- a - taille vide,
- b - remblai hydraulique ou pneumatique,
- c - auto remblayage (foudroyage).

\* La nature des terrains,

\* La géologie des terrains,



- \* La largeur du front de taille creusée en vierge,
- \* La largeur cumulée (plusieurs tailles exploitées) ;
- \* Plusieurs couches exploitées,
- \* L'existence d'un pilier ou d'un stot.
- \* La direction de l'avancement de la taille

L'ensemble des observations in situ a montré en effet la nécessité de développer ces points principaux qui définissent la zone d'influence d'une ou plusieurs exploitations. Mais il est difficile, à partir d'un seul calcul, de pouvoir analyser l'action de chaque paramètre sur la zone d'influence.

A travers cette brève revue, on voit que l'expérience acquise dans de nombreuses exploitations minières dans le monde, a permis de décrire assez clairement la phénoménologie associée à la réalisation des travaux d'exploitation minière. Les variables significatives sont identifiées ainsi que les principaux facteurs qui les influencent.

On dispose donc actuellement d'une conception globale, assez satisfaisante en moyenne, des mécanismes induits par l'exploitation, conception établie par la confrontation féconde d'observations, de mesures et de modèles théoriques assez élaborés (analytiques ou numériques).

Toutefois, la réalité naturelle est si complexe, et les conditions d'exploitations si variées qu'on se trouve régulièrement en face de phénomènes inattendus, singuliers par rapport à ceux qui sont régulièrement répertoriés.

On n'a que le recours de tenter de les expliquer a posteriori, en raffinant la modélisation et en y intégrant des données précises, spécifiques à chaque configuration. La multiplication de ces cas, et en même temps, les progrès des méthodes de modélisation nous ont encouragés à faire un réexamen des situations de base, en explorant plus largement que cela n'avait été fait autrefois, la gamme de variation des facteurs influençant le comportement, en s'intéressant à l'évolution de variables jusque là négligées (comme les contraintes horizontales, par exemple) et en mobilisant des outils de modélisation modernes, non encore appliqués à ces problèmes (comme la méthode des Eléments Distincts).

L'objectif des études qui vont suivre, porte sur des cas simples qui aident à la compréhension, et pour lesquels nous pouvons étudier chaque facteur séparément, redéfinir le volume d'influence en tenant compte de ces paramètres et prévoir l'affaissement à la surface de l'exploitation.

Des modèles aux Eléments Finis et aux Eléments Distincts permettent de calculer le volume d'influence d'une taille isolée pour plusieurs modes de traitement de l'arrière-taille, et quantifier les contraintes maximales et l'extension des zones de surcontraintes en tenant compte des remarques citées auparavant. Le cas du foudroyage en Eléments Distincts demande une investigation plus complète. En effet, cette méthode fait intervenir de nouveaux paramètres. Des études paramétriques sont à envisager pour évaluer leur importance. De plus, nous allons étudier l'affaissement minier grâce à cette nouvelle méthode.

Ensuite, nous étudierons l'importance de la largeur exploitée pour une taille isolée ou (plusieurs tailles). Ainsi, nous pourrions étudier l'influence des paramètres tels que la direction de l'avancement et le comportement du pilier.

Enfin, doivent être engagées des études concernant le tenseur des contraintes initiales et ses effets sur le volume d'influence et la fracturation induite par l'exploitation en tenant compte, non seulement de la contrainte verticale, mais de l'ensemble de tenseur des contraintes principales et de la direction du panneau par rapport aux directions des contraintes initiales.

Ces points apparaissent déterminants pour la stabilité et la sécurité de l'ensemble de la mine, car les redistributions des contraintes dans le massif, autour des zones exploitées, ont une grande importance sur les projets d'exploitation et l'implantation des voies.

De nouvelles règles des pressions de terrains seront adaptées pour des cas simples, et seront établies à partir de la modélisation et des conditions réelles de chantiers (en tenant compte de ces nouvelles données). Elles permettront aux différents exploitants qui sont confrontés aux problèmes posés par la planification des chantiers d'exploitation, de mieux maîtriser les problèmes liés au choix de plan de l'exploitation.

## BIBLIOGRAPHIE

ARCAMONE J., 1980

Méthodologie d'étude des affaissements miniers en exploitation totale et partielle. Doctorat d'Ingénieur, INPL. Ecole des Mines de Nancy : 100 p.

ARCAMONE J. & PIGUET J.P & REVALOR R., 1984

Etude et essai d'interprétation du phénomène survenu en veine Louise le 2 août 1983. Rapport interne, Laboratoire de Mécanique des Terrains - CERCHAR. p. 24.

ARCAMONE J., 1989

Conseil en matière d'affaissements miniers. Rapport interne, HBCM- U.E. Provence. p.p.8.

BIENIAWSKI Z.T., 1987

Strata control in Mineral Engineering. Ed. Balkama/Rotterdam/ Brookfield.p.p 111-133.

BENYAKHLEF R., 1983

Etude des mécanismes du foudroyage. Thèse de docteur Ingénieur. Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris.

BEN SLIMANE K., 1990

Sismicité induite et exploitation. Etude CECA n° 7720 - AF/308. Rapport final. Ecole des Mines de NANCY - CERCHAR. p. 43.

BEN SLIMANE K. & BESSON J.C. & MANDEREAU G. & CHAMBON C., 1990

La surveillance sismique : un outil d'aide à la planification des chantiers miniers sujets aux phénomènes dynamiques. 3ème Colloque Polono-Français, (Ed.) Wroclaw. Studio Geotechnica et Mechanica Vol XI n°1 et 2, p.p. 51-68.

BERRY D. S., 1963

Ground movement considered as an elastic phenomenon. Min. Engr n°123, p.p. 28-41.

BRADY B.H.G., BROWN E.T., 1989

Rock Mechanics for underground mining. Ed. G. ALLEN & UNWIN, LONDON

CHAMBON C., 1966

Mécanique des terrains houillers dans le cas de déformations planes. Doctorat d'Ingénieur, INPL. Ecole des Mines de Nancy : 279 p.

CHAMBON C., 1985

A la recherche d'un critère pour le calcul de la force du soutènement dans une taille. Rapport interne, Ecole des Mines de Nancy - CERCHAR.

CHEMAOU O., 1984

Etude des phénomènes dynamiques dans le creusement au rocher et recherche de méthodes de prévision - Application au cas des surtirs de Merlebach (H.B.L). Doctorat d'Ingénieur, INPL. Ecole des Mines de Nancy : 108 p.

CLARK I.H. & FULLER P.G. & MCLEAN D., 198

Numerical stress analysis to stability of combined open pit and underground mining operation in central Australia. Static and Dynamic Considerations in Rock Engineering, (Ed.) BALKEMA, p.p. 103-112.

CHOI S.K. & GOULTHARD M.A., 1990.

Modelling of jointed rock masses using the distinct element method. Proc. of Int. Conf. on Mechanics of jointed and faulted rock. (Ed.) BALKEMA, VIENNE p.p. 471-477

CONNER K.M.O & DOWDING C.H., 1990.

Monitoring and simulation of mining induced subsidence. Proc. of Int. Conf. on Mechanics of jointed and faulted of rock. (Ed.) BALKEMA,VIENNE. p.p. 781-787.

COULTHARD M.A & DUTTON A.J., 1988

Numerical modelling of subsidence induced by underground coal mining. Proc. 29 th U.S. Rock Mech Symp. Minneapolis, (Ed.) BALKEMA, MN p.p. 529-536.

CROUCH S.L. & STARFIELD A.M., 1983

Boundary Element Methods in Solid Mechanics. Minneapolis, Minnesota USA, (Ed.) George et Unwin, p.p. 272-275.

CROUCH S. L., 1976

Analysis of stresses and displacements around underground excavations ; an application of the Displacement Discontinuity Method Geomechanics Report. Departement of Civil and Mineral Engineering, University of Minneapolis.

DEJEAN M., 1970

Contribution à l'étude de la mécanique des terrains par une méthode de différences finies. Doctorat d'Ingénieur, I N P L. Ecole des Mines de Nancy : 152 p.

DEJEAN M., 1976

Volume d'influence d'une exploitation. Laboratoire de Mécanique des Terrains. CERCHAR - Ecole des Mines de Nancy : 93 p.

DECHELETTE O., 1983

Contribution à la détection des risques de coup de terrain par écoute sismoacoustique. Application à la surveillance des tailles du quartier de l'Etoile aux Houillères de Provence. Doctorat d'Ingénieur, INPL. Ecole des Mines de Nancy : 152 p.

EVERLING G., 1972

Prévision et estimation des pressions de terrains dans les charbonnages. 5<sup>ème</sup> Conf. Int. sur les pressions de terrain. Londres n° 18, 5 p.

EVERLING G. & JACOBI O., 1977

Pression des terrains et planification de l'exploitation. 6<sup>ème</sup> Conf. Int. sur les pressions de terrain. Banff- CANADA, 19 p.

ENCHAYAN B., 1977

Le volume d'influence des exploitations en dressants. Doctorat d'Ingénieur, INPL. Ecole des Mines de Nancy : 122 p.

GEORGE L. & PIGUET J.P., 1981

Influence de la profondeur et des facteurs naturels sur le comportement des ouvrages miniers. Rapport final CECA n°7220 AC/304.

HART R.D., M. BORD, B. BRADY, B. O'HEARN, G. ALLAN, 1988

Examination of Fault-Slip Induced Rockbursting at the Strathcona Mine, in "Key Questions in Rock Mechanics", Proc. 29th U.S. Rock Mechanics Symp., Minneapolis, (Eds.) Balkema : p.p.369-379.

HENRY J.L. & PIGUET J.P., 1977

Etude de l'influence latérale en dressants par modèle éléments finis. Rapport interne Laboratoire de Mécanique des Terrains, CERCHAR. N° 7776 1560 n° 550.

HENRY J.L. 1978

Contribution à l'étude du volume d'influence des exploitations en dressants - Application aux montages des Houillères du Bassin de Lorraine. Doctorat d'Ingénieur, INPL. Ecole des Mines de Nancy : 104 p.

HEDLEY D.G.F., S. BHARTI, D. WEST, W. BLAKE, 1985

Fault-Slip Rockbursts at Falconbridge Mine, Proc. 4th Conf. Acoustic Emission/Microseismic Activity in Geologic Structures and Materials, Penn. State University, Hardy et Leighton (Eds.), Trans Tech. Publications.

JOSIEN J.P., 1974

Contrôle des terrains dans l'exploitation par taille. Doctorat d'Ingénieur, INPL, Ecole des Mines de Nancy : 63 p.

JOSIEN J.P., J.P. PIGUET, R. REVALOR, 1987

Apports de la Mécanique des Roches à la maîtrise des phénomènes dynamiques dans les mines, Proc. 6th Int. Cong. Rock Mechanics, Montreal, Herget and Vonpaisal (Eds.), Balkema : 999-1004.

KRATZSCH H., 1983.

Mining subsidence engineering. Springer-Verlag Berlin Heidelberg (Eds), Allemagne, p.p. 145-155.

KUSCHEL K. H., 1989.

Dimensionnement du soutènement des voies à 1400 m de profondeur. 8 ème Conf. Int. sur les pressions de Terrains. Düsseldorf. A7 p. 14.

MATSUI K., 1989

Déformation des voies de tailles dans des exploitations à couche unique ou à plusieurs couches. 8 ème Conf. Int. sur les pressions de Terrains. Düsseldorf. A2 p. 15.

MOUDAFI S., 1986

Etude expérimentale de la réactivité des roches par foration sous contraintes. Doctorat d'Ingénieur, INPL. Ecole des Mines de Nancy : 206 p.

MATHIEU E., 1989

Apport de l'écoute sismoacoustique pour la surveillance des chantiers miniers affectés de coups de terrains. Application au cas des tailles de l'Unité d'Exploitation de Provence, Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, 200 p.

PAYNE A.R. & ISAAC A.K., 1985

The application of numerical models in coal rib pillar design at longwall panels. 26th US Symposium on Rock Mechanics. Balkema (Ed.), Rapid City, p.p 685-691.

PENG S.S. & CHAING H.S., 1984

Longwall Mining. Newyork. (Ed.) A. Wiley.

PENG S. S., 1978

Coal mine ground control. (Ed.) A Wiley - Interscience publication. U.S.A.,450 P.

PIGUET J.P., 1983

La modélisation en mécanique des terrains et son application à l'exploitation minière. Thèse de docteur es science. INPL. Ecole des Mines de Nancy , 163 p.

PIGUET J.P., 1974

La mécanique des terrains dans les couches puissantes des Charbonnages. Doctorat d'Ingénieur, INPL. Ecole des Mines de Nancy : 128 p.

PIERCE A.P & RAYDER J.A., 1983

Extended boudary element methods in the modelling of brittle rock behaviour. Proc. 5th Con. of Int. soc. of Rock Mech. Vol. 2, p.p. 159-167, Balkema (Ed.), Melbourne.

PUCKETT G.A. & MIKULA P.A., 1984

Development of geotechnical mathematical modelling techniques for coal mine design. Australian Coal Industry Research Laboratories Ltd. p.p. 100.

RAFFOUX J.F., 1967

Etude des déformations des terrains dans les voies soumises à l'influence de la première taille qu'elles desservent. Doctorat d'Ingénieur, INPL, Ecole des Mines de Nancy : 228 p.

REVALOR R., 1991

La maîtrise des coups de terrains dans les exploitations minières. Thèse de doctorat de l'INPL, 135 p.

REVALOR R., J.P. JOSIEN, A. MAGRON, 1989

Le comportement discontinu des roches à grande profondeur : le cas des coups de terrains miniers, in "Rock at Great Depth", Proc. Int. Symp. Pau, (Eds.) Balkema, : p.p.1431-1438.

RAYDER J.A. & LING T. & WAGNER H., 1978

Slippage along a fault plane as a rockburst mechanism : Static Analysis, Research Report 31/78, Chamber of Mines of South Africa, 17 p.

RYDER J.A. & OZBAY M.U., 1990.

A methodology for designing pillar layouts for shallow mining. Static and Dynamic Considerations in Rock Engineering, Balkema (Ed), p.p 273-278.

SPOTTISWOODE S.M., 1990

Volume excess shear stress cumulative seismic moments. Rockburst and seismicity in Mines, (Ed.) Balkema. p.p. 39-43.

SATO K.& FUJII Y., 1988

Induced seismicity associated with longwall coal mining. Int. J. Rock Mech. Min Sci & Geomech. Abstr. Vol. 25, No. 5, pp. 253-262.

SCHWARTZMANN, 1983

Etude du foudroyage du toit lors du démarrage d'une taille. Rapport interne, CERCHAR. 20 P.

SCHWARTZMANN, 1983

Pression de terrains - tailles : L'exploitation par courtes tailles. Rapport interne, CERCHAR 13 p.

STASSEN P., 1982

La Mécanique des massifs rocheux appliquée à l'exploitation des mines. Vol. I Presses universitaires de Liège, Faculté des Sciences Appliquées- Exploitation des mines.

SIRIWARDANE H.J. & AMANAT J., 1988

Modelling of subsidence caused by longwall mining using finite element and displacement discontinuity methods. Numerical Methods in Geomechanics. Swobada (Ed.), p.p. 1901-1911.

TINCELIN E., 1983

La mécanique du foudroyage dans l'exploitation des couches en plateau. Annales des Mines de Belgique : n° 4, p.p. 27-47.

WILES T.D., 1989

Modélisation non-linéaire d'une exploitation minière à grande profondeur : une étude de cas à la mine de Creighton. Conf. Rock at Great Depth. Proc. Int. Symp. Pau, (Eds.) Balkema, p.p. 621-627.



WARDLE L.J. & MCNABB K.E., 1985

Comparison between predicted and measured stresses in an underground coal mine. 26th US Symposium on Rock Mechanics / Rapid City, Balkema (Ed.), p.p 531-538.

WOLD M.B., 1986.

A blocky physical model of longwall caving. 26th US Symposium on Rock Mechanics / Rapid City, Balkema (Ed.), p.p. 1007-1013.

WONG I.G., 1985

Mining Induced Earthquakes in the Book Cliffs and Eastern Wasatch Plateau-Utah-U.S.A., Tech. Note, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr., 22, 4 : p.p. 263-270.



## **DEUXIEME PARTIE**

# **ELABORATION D'UNE METHODE DE MODELISATION NUMERIQUE D'UNE GRANDE EXCAVATION Cas d'une longue taille**



Après l'extraction du charbon, il est le plus souvent indispensable de contrôler le vide créé pour éviter d'exposer la mine et son environnement à des risques importants qui conduiraient par exemple à un effondrement total du chantier (STASSEN, 1978).

Les exploitants utilisent des méthodes d'exploitation assurant une plus grande sécurité comme le remblayage et le foudroyage dirigé (appelé aussi parfois auto remblayage).

Le remblayage est le remplacement du minerai abattu par un autre matériau. La raison la plus fréquente du remblai dans une exploitation minière est d'obtenir une auto portance suffisante. La première fonction du remblai est de contrôler le bas-toit et le haut-toit. De plus, il a aussi pour rôle de réduire les affaissements de la surface (JAGER et al, 1979).

Le foudroyage ou "auto remplissage" est un procédé qui utilise comme remblai les blocs tombés du toit des exploitations. Les bancs du toit immédiat se rompent et l'on observe ensuite le détachement du reste du massif. En foisonnant, les éboulis de foudroyage des bancs inférieurs finissent par constituer un appui suffisant et le volume qu'ils occupent est plusieurs fois supérieur à celui correspondant à la couche exploitée. Le foudroyage est naturellement moins coûteux que le remblayage.

L'influence de ces méthodes vis-à-vis de la redistribution des contraintes au voisinage de la zone influencée par l'exploitation et de l'affaissement à la surface est importante.

Le remblai doit être réalisé avec soin afin de constituer un appui qui soit rapidement portant et compact et sur lequel viendront prendre appui le bas-toit et le haut-toit.

Dans le cas d'une taille remblayée, le bas-toit reste continu et garde ainsi une certaine résistance de flexion. En revanche, dans le cas d'une taille foudroyée, la continuité du bas toit est rompue, sa résistance à la flexion devient presque nulle.

Ainsi dans cette partie, nous allons étudier, à l'aide de la modélisation numérique et sous un aspect méthodologique, le volume d'influence et les contraintes pour différents cas d'un vide créé par une exploitation minière. Nous considérerons une taille moyenne d'une longueur du front de 150 m. Nous allons envisager successivement une taille vide et une taille remblayée. Dans les deux cas, nous emploierons la méthode des Eléments Finis. Par la suite, nous étudierons une taille foudroyée. Dans ce cas, nous distinguerons deux types de méthodes de modélisation :

- la méthode des Eléments Finis en remplaçant la zone foudroyée par un milieu équivalent (plusieurs cas seront étudiés pour tenir compte des observations in situ),

- la méthode des Eléments Distincts, qui nous permet d'intégrer le comportement du foudroyage car il s'agit d'un milieu discontinu.

Nous allons développer, particulièrement, la modélisation par les Eléments Distincts parce que cette méthode est plus récente que la méthode des Eléments Finis et plus adaptée au cas d'un milieu fracturé et n'a pas encore été appliquée systématiquement à l'étude du foudroyage.

Le comportement d'un pilier dans des situations différentes sera étudié. Grâce à une modélisation évolutive permettant de tenir compte de la progression du chantier. Cette modélisation s'approche plus de la réalité.

Ces études devront nous permettre de connaître la pression des terrains induite par l'exploitation selon la méthode de traitement envisagée et d'estimer les contraintes, le volume d'influence et l'affaissement à la surface de l'exploitation, convenablement et pour chaque cas dans un projet de planification.

**CHAPITRE I**

**MODELISATION D'UNE TAILLE VIDE OU  
REMBLAYEE**





## 1. Présentation des modèles pour le cas d'une taille vide ou remblayée

Les objectifs de ce chapitre sont :

- l'influence des deux modes de traitement de l'arrière taille, l'une où la taille est simulée par un vide, la deuxième correspond à une taille remblayée,
- l'influence de l'état des contraintes initiales,
- l'influence de la largeur du front de taille dans les deux cas précédents,
- l'influence d'un toit hétérogène.

Nous allons utiliser la modélisation numérique (la Méthode des Eléments Finis) comme outil de travail. L'objectif est d'étudier l'influence de la largeur du front de taille sur la redistribution des contraintes au voisinage de la taille, ainsi que sur le volume d'influence. Nous allons étudier deux modes de traitement de l'arrière taille, l'un où la taille est simulée par un vide et le deuxième correspond à une taille remblayée.

Nous allons partir d'un modèle simple pour le cas d'une taille vide. Nous nous sommes inspirés du modèle développé par DEJEAN (1976). Ce modèle est simple, permet de réaliser un ensemble d'études concernant l'environnement et les paramètres d'une excavation (banc épais au toit, largeur de la taille, comportement des terrains au delà de l'élasticité linéaire, ...). L'étude complète l'analyse précédente en examinant l'état complet de contraintes et non pas seulement la contrainte verticale ou perpendiculaire aux épontes, qui dans la tradition des "pressions de terrains" était le seul paramètre véritablement pris en compte.

Nous sommes partis du modèle de base et nous avons fait varier les modalités du calcul et un certain nombre de paramètres.

Pour simuler le vide, nous avons enlevé les éléments de la partie exploitée. Les terrains sont modélisés par un milieu élastique et puis élasto-plastique.

Ensuite, ce modèle sera employé pour le cas d'une taille remblayée où nous remplacerons la couche exploitée par un remblai. Nous étudierons le volume d'influence pour des largeurs de panneau ou des largeurs exploitées (plusieurs tailles), qui varieront entre 50 et 300 m.

Le tenseur initial des contraintes et la présence d'un banc au toit ayant des caractéristiques mécaniques différentes des autres terrains font l'objet de calculs pour montrer leur influence sur la distribution des contraintes totales (induïtes et finales).

Les calculs sont faits en élasticité et en déformations planes à l'aide du programme de calcul par Eléments Finis ELFI3F de l'INERIS-Ecole des Mines de Nancy. Chaque étape de la simulation nécessite un calcul et donc la modification du maillage de base.

Nous rappelons les caractéristiques de ce modèle : une seule couche est exploitée, de 5 mètres de puissance, et située à 800 m de profondeur ; le mur et le toit sont constitués d'un même type de roche supposée homogène et isotrope. Il en est de même pour la veine de charbon.

Les caractéristiques mécaniques adoptées pour les modèles sont des valeurs moyennes correspondant aux résultats obtenus par des essais en laboratoire effectués pour plusieurs mines de charbon (ENNOUR, 1990 ; PIGUET, 1983 ; TRITSCH, 1983). Elles sont résumées dans le Tableau I-1 suivant :

MATERIAU	$\rho$ kg/m <sup>3</sup>	$\nu$	E (MPa)	R <sub>c</sub> (MPa)	R <sub>t</sub> (MPa)
TOIT ou MUR	2500	0,1	10000	77	5
CHARBON	2500	0,3	2000	20	1

**Tableau I-1 : Caractéristiques mécaniques adoptées**

$\rho$  : Masse volumique de la roche, Kg/m<sup>3</sup>

$\nu$  : Coefficient de Poisson

E : Module d'élasticité de la roche (module d'Young)

R<sub>c</sub> : Résistance à la compression uniaxiale de la roche

R<sub>t</sub> : Résistance à la traction de la roche.

## 1.1. Géométrie et maillage

Les coupes modélisées représentent un plan vertical perpendiculaire à l'avancement de la taille (coupes I-1 et 2-2 de la figure I-1). Ces coupes permettent de faire les calculs en deux dimensions. La première coupe se situe entre le front de la taille et le foudroyage ou le remblai. Elle représente une excavation d'une longueur infinie, vidée de charbon. La deuxième coupe est dans la zone foudroyée ou remblayée.

Seule la moitié du modèle est prise en compte étant donné que l'excavation présente une symétrie. La taille, en plateure, est d'une largeur de 150 m (1/2 largeur de 75 m). La structure modélisée fait 320 mètres de haut et 350 mètres de large. Ces dimensions permettent aux limites d'être éloignées de la zone d'influence de l'excavation. Un maillage très fin est construit. Il est constitué de 4000 noeuds et 2000 éléments permettant une assez bonne précision (Fig. I-2).

## 1.2. Conditions de chargements - conditions aux limites

Elles sont les mêmes pour tous les calculs (Fig. I-3)

### *Conditions initiales*

- déplacement horizontal nul pour l'axe de symétrie vertical (AB),
- déplacement horizontal nul pour la partie droite (DC) (loin de la zone d'influence),
- déplacement vertical nul à la limite inférieure du modèle (AD).

### *Contraintes initiales*

Nous avons travaillé en variation de contraintes, le chargement est appliqué à l'intérieur de la cavité.

- contrainte verticale de -20 MPa,
- contrainte horizontale de -10 MPa.

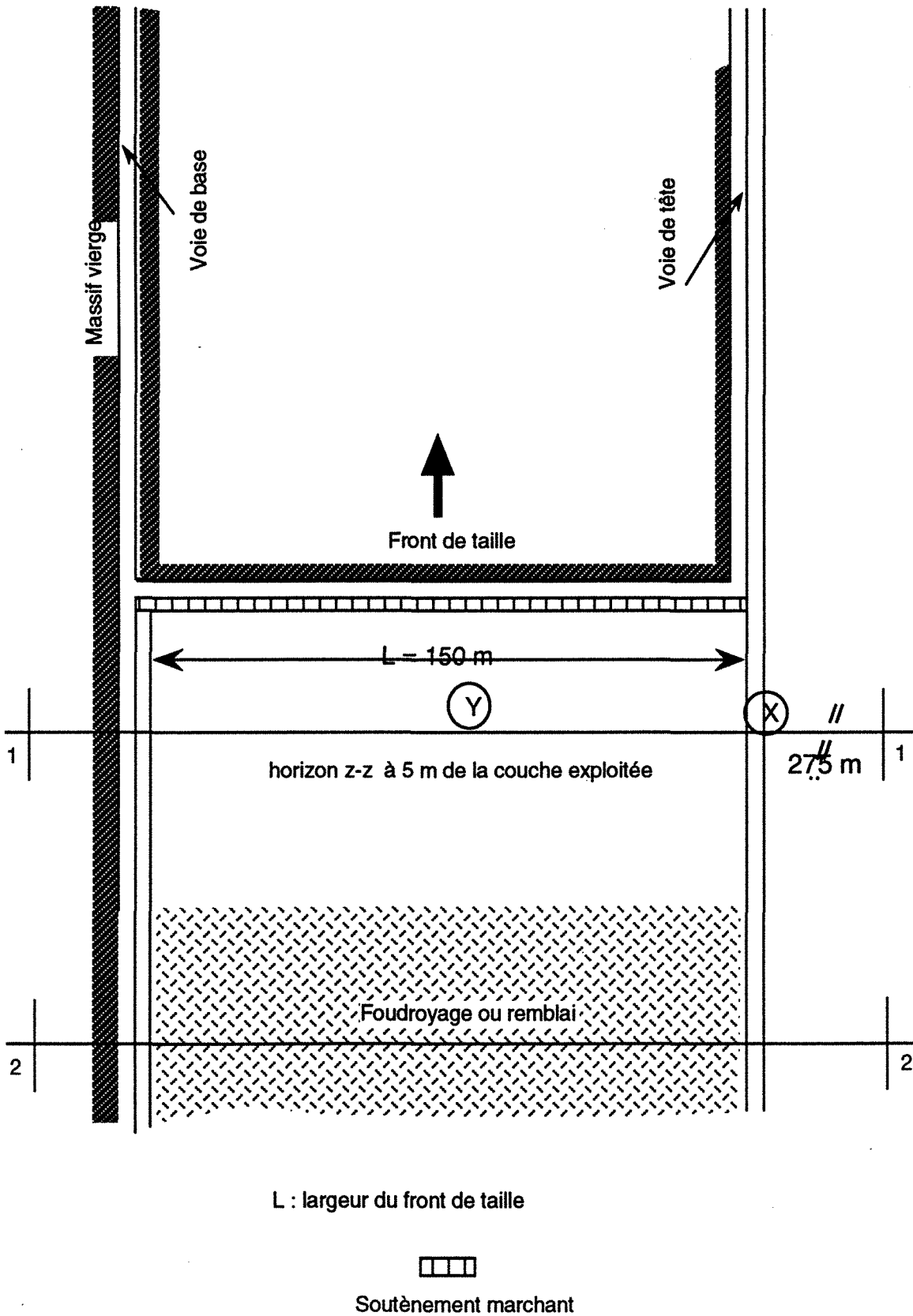


Fig. I- 1 : Coupes 1-1 (taille vide) et 2-2 (taille remblayée ou foudroyée) modélisées en 2D, X et Y références où les contraintes calculées sont retenues

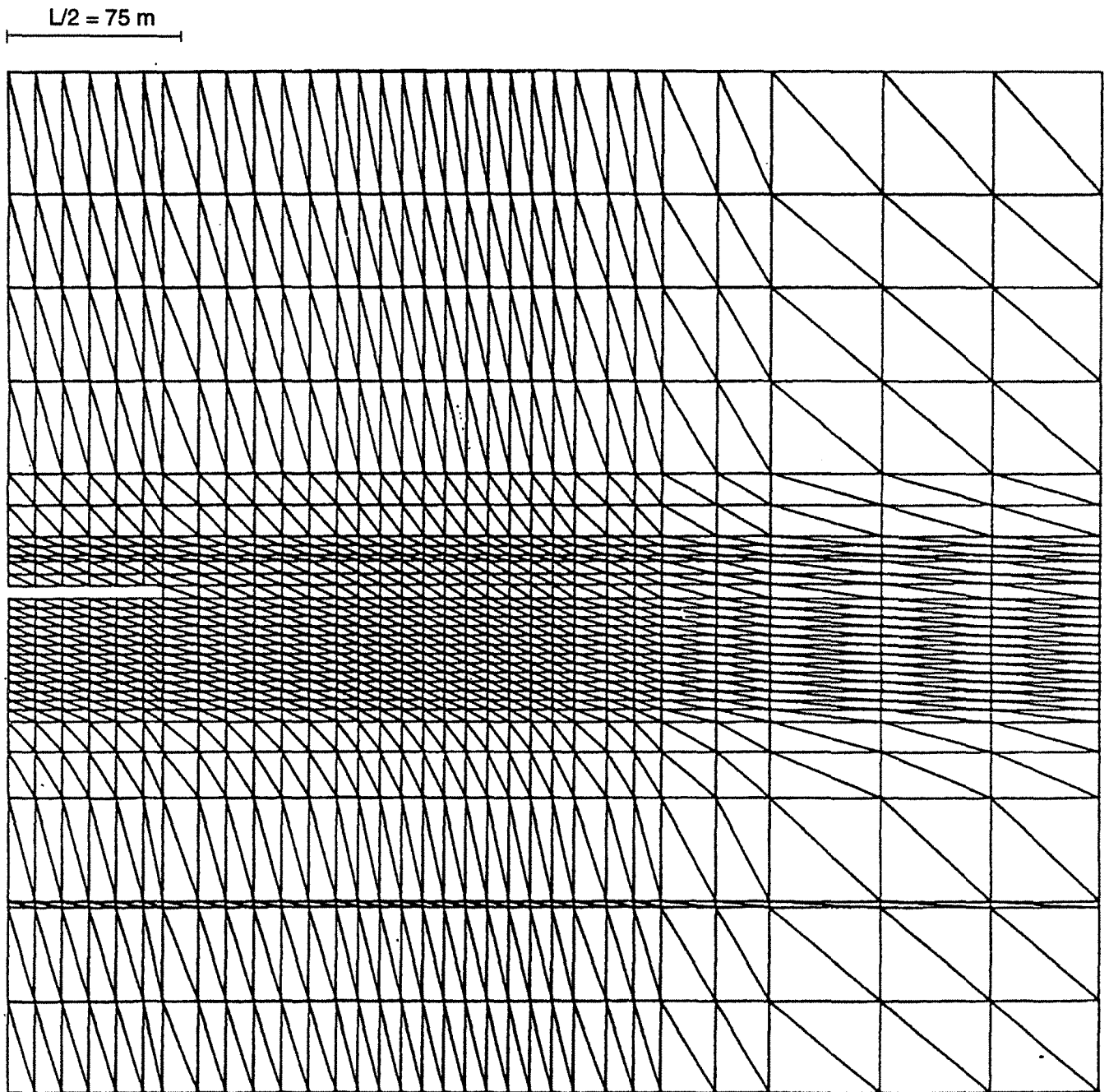


Fig. I - 2 : Maillage obtenu du Modèle employé avec le programme ELFI3F, 3980 noeuds et 1988 éléments

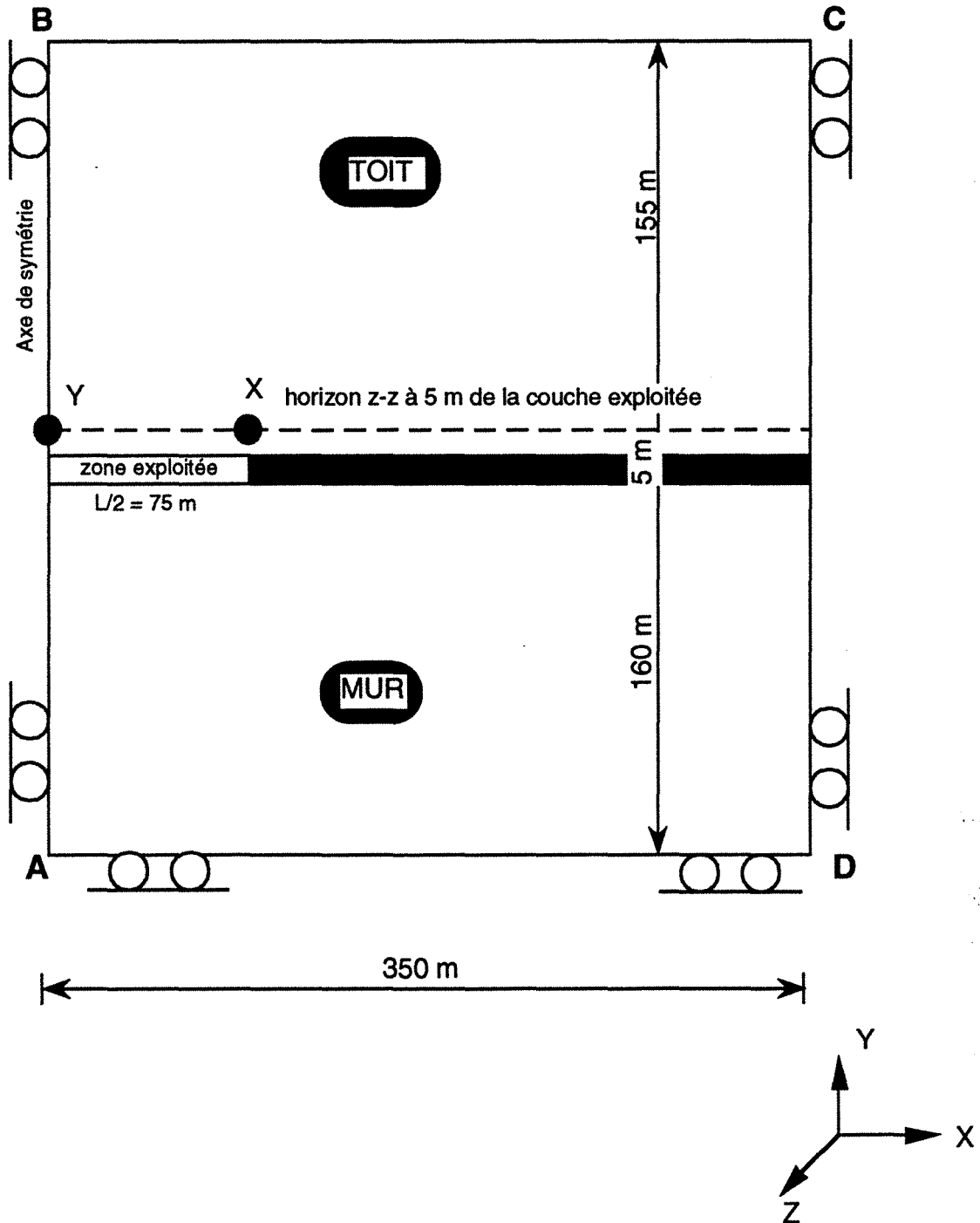


Fig I-3 : Modèle employé, déplacements imposés, chargement initial (20 MPa verticalement et 10 MPa horizontalement)

## 2. Méthode d'analyses, les résultats de modèles

Le modèle numérique fournit dans chaque point l'état des contraintes dans le repère initial et le repère principal ainsi que les déplacements. Il est difficile d'analyser l'ensemble des résultats. Pour cette raison, nous avons choisi quelques résultats jugés plus significatifs.

Sur un horizon (Z-Z) passant au toit de la taille, situé à 5 m de la couche exploitée (Fig. I-3), nous calculons la contrainte de traction au milieu de la taille (point Y) de cet horizon, elle est (une contrainte de direction) horizontale. Aux bords de la taille (point X), nous calculons les contraintes horizontale et verticale et ainsi que les contraintes principales majeure et mineure.

Nous avons analysé les contraintes principales pour deux raisons :

- les contraintes horizontales et verticales ne sont plus des contraintes principales dans les zones d'influence, et particulièrement aux bords de la taille où les contraintes de cisaillement sont importantes (Fig. I-4).

- la contrainte axiale parallèle à la direction de l'avancement de la taille qui est une contrainte principale en déformations planes, peut devenir une contrainte principale extrême (majeure ou mineure) auquel cas, il faut en tenir compte lors de l'analyse de la rupture (Fig. I-5).

Sur le même horizon, nous déterminons la distance à l'aplomb du bord de la taille pour laquelle les contraintes principales majeure et mineure sont supérieures de 20 % aux valeurs initiales, soit  $D\sigma_1$  et  $D\sigma_3$  respectivement, c'est à dire qu'une voie creusée en cet endroit et subissant les effets de l'exploitation est soumise à des contraintes multipliées par 1,20 par rapport aux valeurs initiales. Pour des distances plus petites, l'effet est encore plus important.

A l'aplomb du milieu de la taille, nous déterminons la hauteur ( $H_c$ ) de la zone en traction. Cette hauteur permet d'identifier la zone de rupture par traction (Fig. I-10).

En ce qui concerne l'affaissement à la surface du modèle, nous examinerons la valeur de l'affaissement maximal et le profil de l'affaissement.

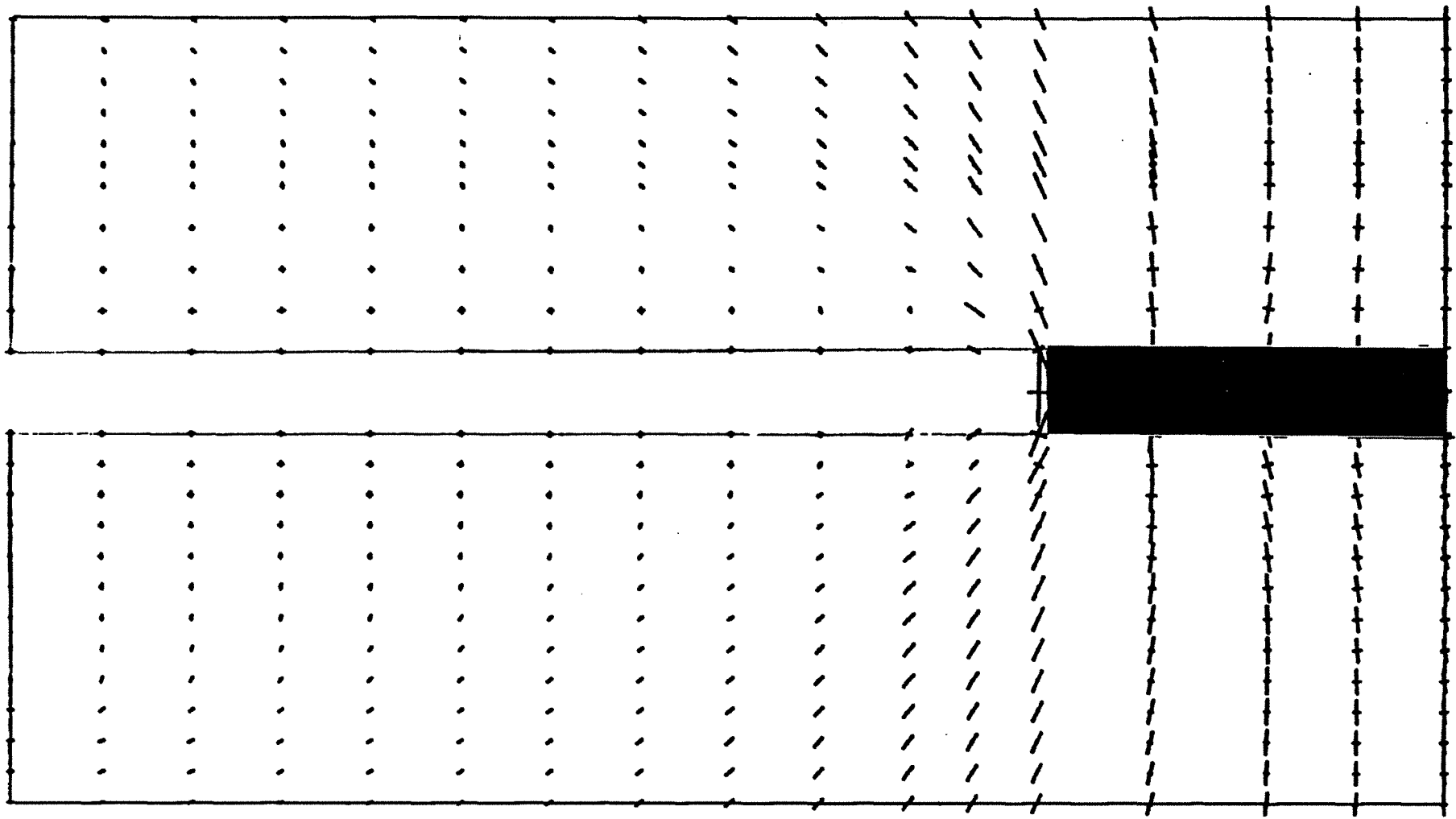


Fig. I - 4 : Orientation des contraintes principales autour d'une taille exploitée (cas du vide)



### 3. Taille vide

#### 3.1. Taille vide en élasticité de 150 m

Pour ce modèle, le comportement du massif est considéré élastique et la cavité conserve ses dimensions initiales. Les résultats obtenus confirment l'existence d'une zone détendue au toit et au mur de la taille exploitée, ainsi que des zones en surcontraintes aux bords du panneau exploité.

Nous avons présenté sur la figure I-5 :

- \* les courbes de contraintes principales majeures et mineures.
- \* les courbes de contraintes horizontales, verticales et axiales.
- \* les limites de zones où les contraintes principales majeure et mineure sont au moins supérieures de 20% aux contraintes initiales ( $D\sigma_1$  et  $D\sigma_3$ ).

**Au bord de la taille** (point X), la contrainte principale mineure est égale à 3,6 fois la contrainte initiale verticale. La contrainte majeure est égale à 1,75 la contrainte initiale horizontale. La direction de la contrainte mineure est axiale (Fig. I-5), elle est en compression. Le cisaillement ( $\tau_{xy}$ ) est très important, il est égal à 13 MPa. Le rapport des contraintes principales est égal à 0,24. Ce rapport est inférieur au rapport caractérisant la condition d'une rupture fragile pour certaines roches.

**Au milieu de la taille** et à la même distance du toit (point Y), la contrainte principale majeure (horizontale) est une contrainte de traction de 13 MPa. La hauteur de la zone en traction est égale à 22 m soit 4,4 fois la puissance de la couche exploitée.

Nous constatons qu'à 35 m des bords de la taille, la contrainte principale verticale (mineure) est supérieure de 20 % à sa valeur initiale. A 140 m des bords de la taille, la contrainte principale horizontale (majeure) est supérieure de 20 % à sa valeur initiale.

En ce qui concerne l'affaissement à la surface du modèle, l'affaissement maximal est égal à 33 cm soit 6,6 % de l'ouverture de la couche exploitée, cette valeur est inférieure à la valeur estimée par les courbes d'affaissement maximal en fonction de la profondeur et la largeur exploitée établies par National Coal Board (BRADY et al, 1988) pour la même profondeur ( $H = 150$  m). La forme du profil de l'affaissement est représentative de la courbe réelle (cf. fig. 1.9).

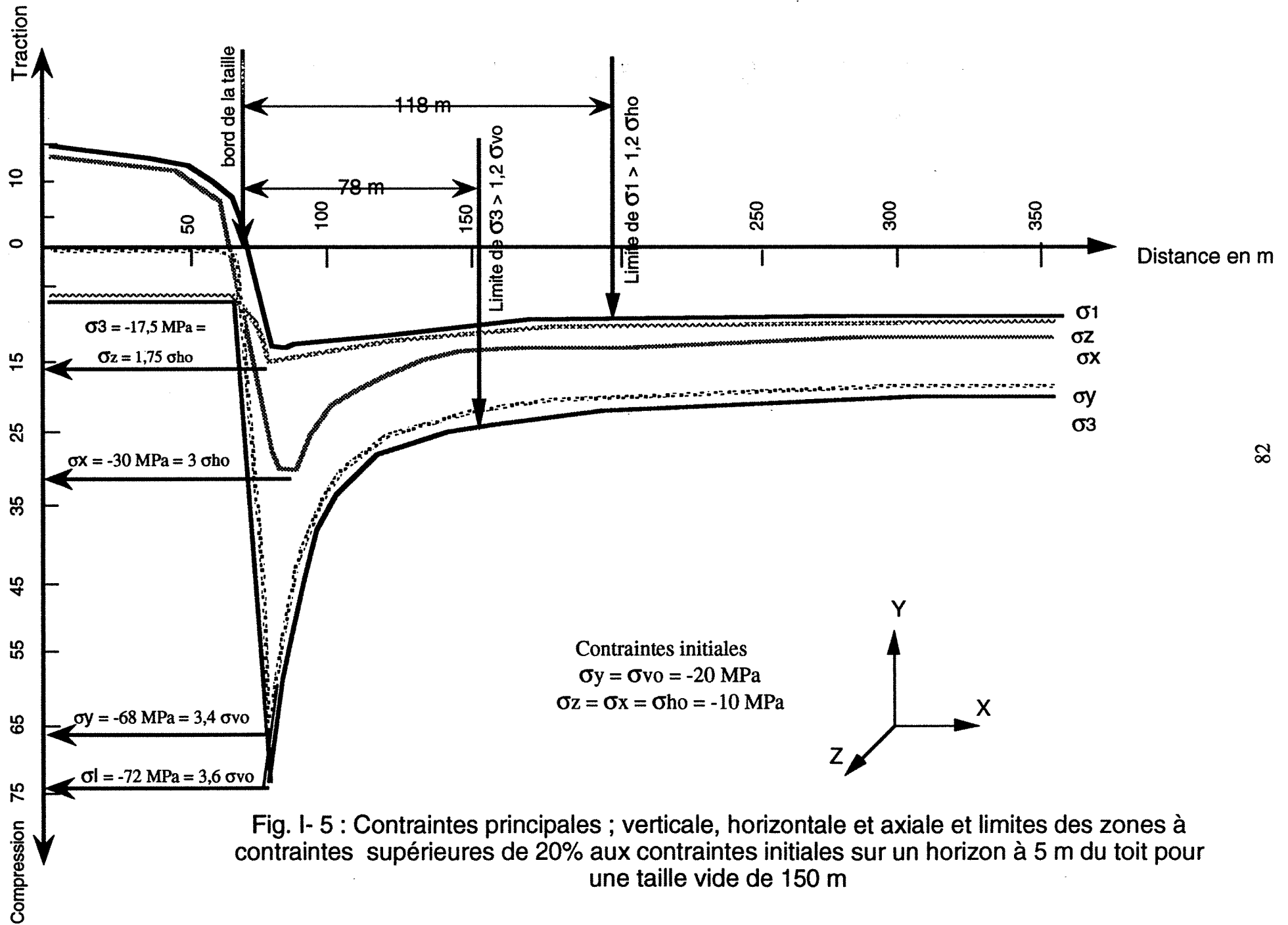


Fig. I- 5 : Contraintes principales ; verticale, horizontale et axiale et limites des zones à contraintes supérieures de 20% aux contraintes initiales sur un horizon à 5 m du toit pour une taille vide de 150 m

### 3.2. Influence de la largeur du panneau en élasticité

Nous avons utilisé le modèle dans le cas d'une taille isolée. Pour bien étudier l'influence de la largeur, nous avons fait varier la largeur du front de taille de 50 mètres, ce qui correspond à une courte taille, pratiquée parfois dans les houillères, jusqu'à 300 mètres (il existe des panneaux plus larges et de plus l'exploitation de plusieurs tailles successives peut créer un vide d'une largeur cumulée dépassant 1500 mètres (AL HEIB, 1989). En ce qui concerne les modèles, nous avons adopté les mêmes conditions de chargement et de déplacements. Le maillage est modifié pour chaque cas. Nous avons analysé les résultats sur un horizon situé à 5 m du toit de la taille, comme expliqué précédemment.

**Aux bords de la taille, nous constatons que (point X) (Fig. I-6) :**

- la contrainte principale mineure  $\sigma_3$  "contrainte de compression" passe d'une valeur de -38 MPa pour une largeur de 50 mètres à -130 MPa pour une largeur de 300 mètres. La contrainte mineure maximale varie ainsi entre 2 et 6,5 fois la contrainte verticale initiale qui est égale à -20 MPa.

- la contrainte principale majeure  $\sigma_1$  "contrainte de compression" ne varie pas autant que la contrainte principale mineure. Sa valeur passe de -12,5 MPa à -25,2 MPa pour des largeurs de 50 m et 300 m respectivement. Elle varie entre 1,25 et 2,5 fois la contrainte horizontale initiale qui est égale à -10 MPa.

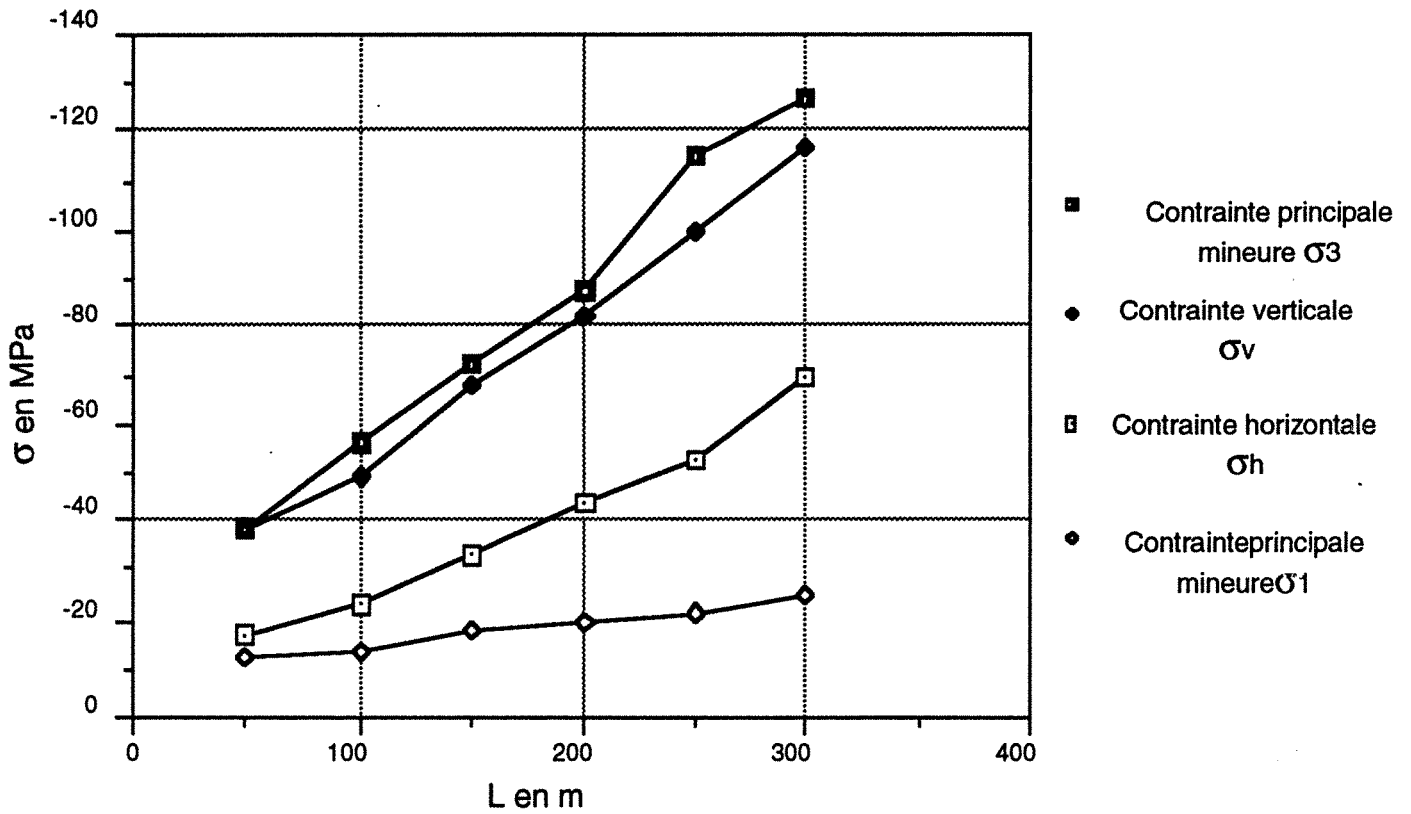
- les contraintes horizontale et verticale sont égales à -17 et -34 MPa respectivement pour une taille de 50 m, et -70, -117 MPa pour une taille de 300 m de large.

Le rapport des contraintes principale majeure  $\sigma_1$  et principale mineure  $\sigma_3$  passe de 0,33 pour une largeur de 50 mètres à 0,2 lorsque la largeur est supérieure à 250. En revanche le rapport de la contrainte verticale et de la contrainte horizontale est égal à 0,6 pour une largeur de 300 mètres (Fig. I-7). En représentant les contraintes principales pour chaque largeur dans un plan de Mohr, nous pouvons constater une amplification importante du risque de rupture pour la même courbe intrinsèque (Fig. I-8).

Pour une largeur exploitée de 300 m, le rapport des contraintes principales est égal à 0,19. Ces contraintes sont au delà de la limite élastique de la roche choisies dans le modèle et selon certains critères, une rupture fragile pour certaines roches est possible\* .

---

\* Les conditions de la rupture fragile sous contraintes latérales sont, d'après GRAMBERG (1987) : la contrainte principale mineure doit dépasser la résistance à la compression simple de la roche, et la contrainte principale majeure doit être  $\leq$  au tiers de la contrainte principale mineure.



L : Largeur du front de taille

$\sigma_{v0}$  : Contrainte verticale initiale égale à -20 MPa

$\sigma_{h0}$  : Contrainte horizontale initiale égale à -10 MPa

Fig. I-6 : Contraintes principales, aux bords de la taille (point X), en fonction de la largeur du front de taille vide

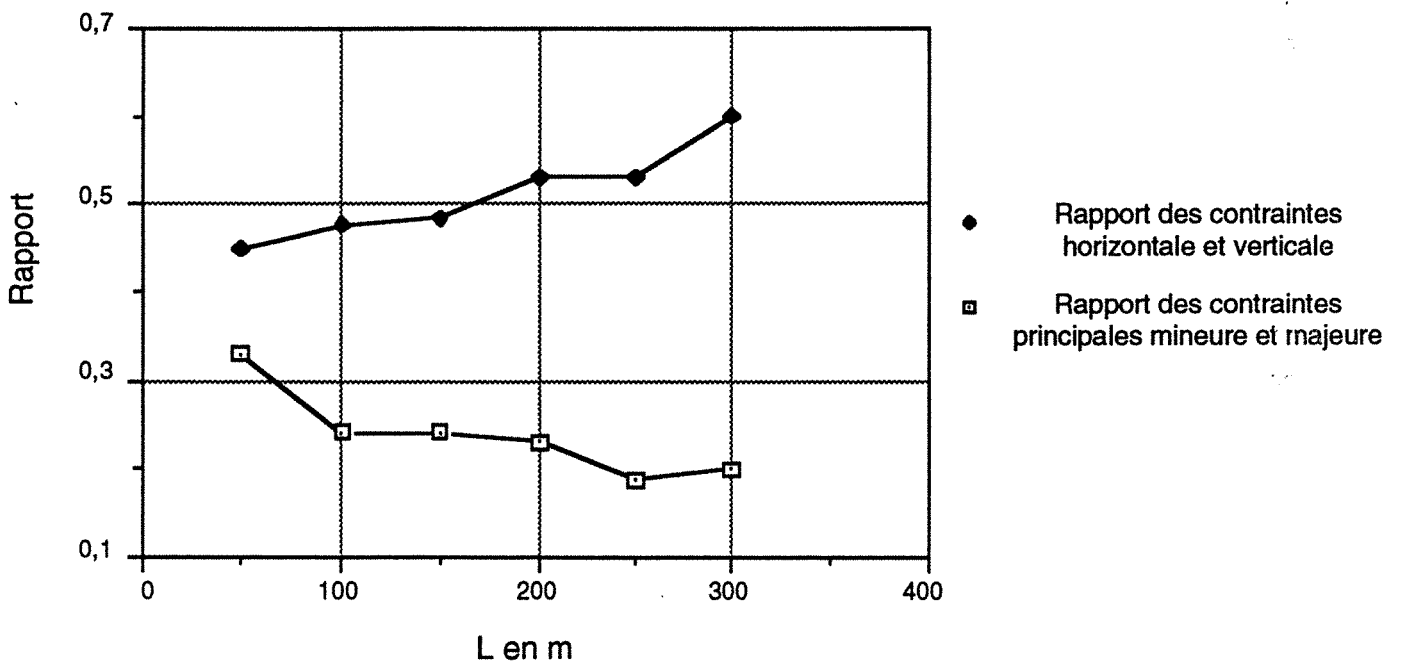


Fig. I-7 : Rapports des contraintes principales aux bords de la taille (points X) en fonction de la largeur du front de taille dans le cas d'une taille vide.

**Au milieu de la taille** (point Y), la contrainte verticale qui est la contrainte principale intermédiaire ( $\sigma_2$ ), vaut zéro pour toutes les largeurs. La contrainte axiale est une contrainte mineure de compression, elle varie de -6,37 MPa à -4,10 MPa. La contrainte horizontale est la contrainte majeure de traction. Ces dernières dépendent de la largeur du front de taille. La contrainte mineure de traction varie de 7 MPa pour une largeur de 50 mètres à 30 MPa pour une largeur de 300 mètres (Fig. I-9).

Dans le critère de Mohr, la contrainte intermédiaire n'intervient pas dans l'analyse de la rupture, donc d'après les valeurs de contraintes de traction, et pour les roches courantes, le mécanisme de rupture le plus probable sera dû à un excès de traction et non de cisaillement. La zone du foudroyage est définie par l'ensemble des points où se manifestent des contraintes de traction.

En ce qui concerne l'orientation des contraintes principales dans la zone d'influence, nous distinguons principalement trois zones (Fig. I-4 et I-5) :

**a** - au-dessus et en dessous de la taille surtout dans son centre, les contraintes principales ont les directions des contraintes horizontale, verticale et axiale. Dans cette zone la contrainte axiale est une contrainte mineure et la contrainte horizontale est majeure, en traction. Le cisaillement est très faible dans cette zone.

**b** - aux bords de la taille à une distance d'environ 5 à 10 m au-dessus et en dessous de l'excavation, le cisaillement horizontal est important et la direction des contraintes principales n'est plus celle des contraintes initiales. Elle évolue en fonction de la largeur du panneau. La contrainte principale mineure fait un angle de  $50^\circ$  avec l'axe vertical pour une largeur de 50 m, et cet angle est égal à  $65^\circ$  pour une largeur de 300 m. C'est à dire que la contrainte principale mineure est plus proche de l'horizontale quand la largeur est plus importante.

**c** - aux parements, dans la couche, les contraintes principales sont moins inclinées au fur et à mesure que l'on s'éloigne des bords de la taille. La contrainte principale mineure juste au parement, fait un angle dépendant aussi de la largeur du panneau. Elle fait  $20^\circ$  avec l'axe vertical pour une taille de 50 mètres et  $40^\circ$  pour une taille de 300 mètres. Nous rappelons que le cisaillement est maximal pour un angle qui est égal à  $45^\circ$ .

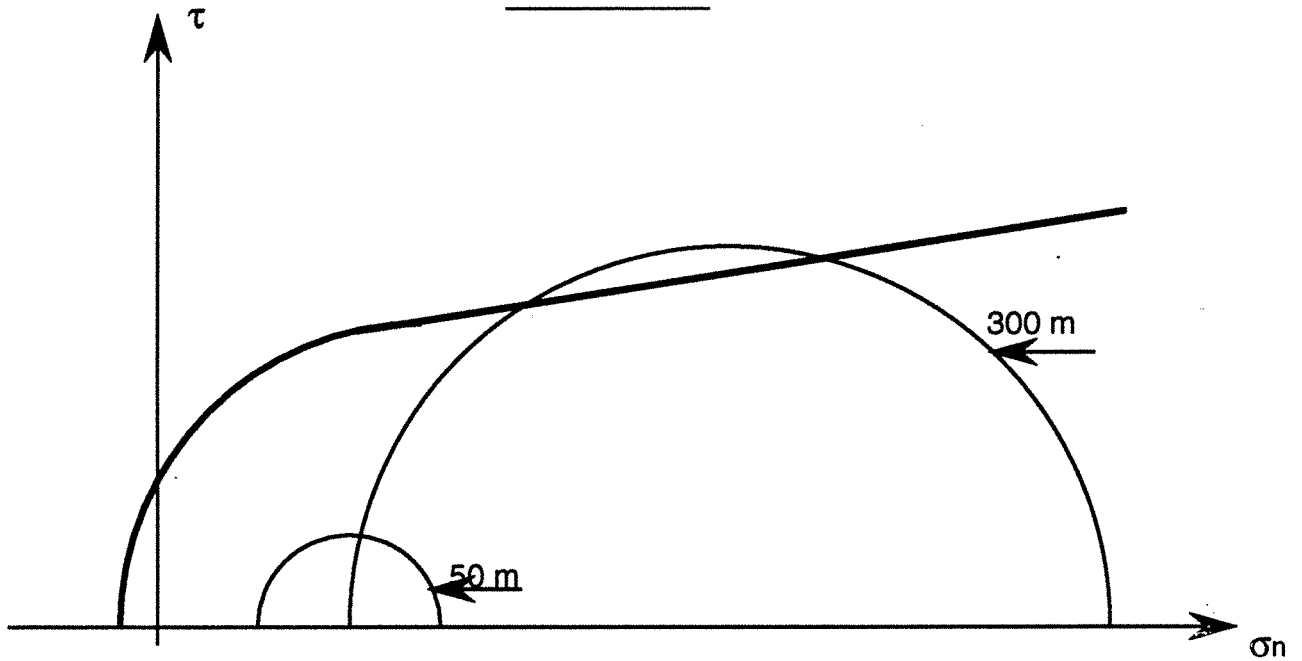
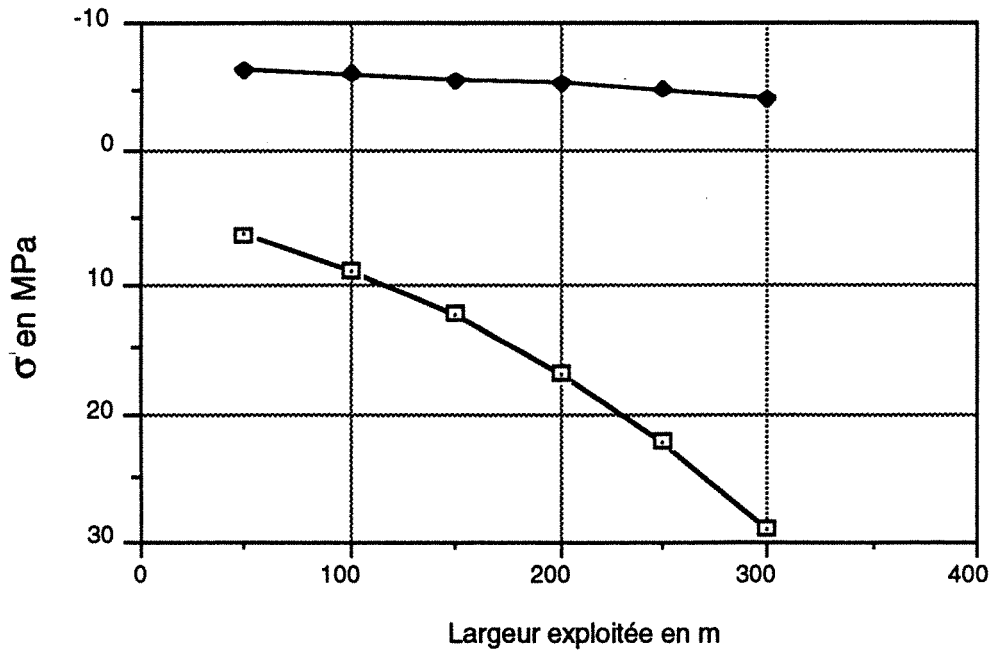


Fig. I- 8 : Cercles de Mohr pour deux largeurs, (50 m et 300 m), dans le cas d'une taille vide par rapport à la courbe intrinsèque.



- Contrainte principale mineure de compression axiale
- Contrainte principale majeure horizontale de traction

Fig. I- 9 : Evolution des contraintes principales au milieu de la taille (point Y) en fonction de la largeur du front de taille vide.

La zone où existent les contraintes de traction s'agrandit avec l'accroissement de la largeur. La hauteur de la cloche ( $H_c$ ) de cette zone passe de 10 mètres pour une largeur de 50 m, à 60 m pour une taille de 300 m. Cette hauteur correspond respectivement à 2 et 12 fois l'ouverture de la couche exploitée. La relation entre la largeur exploitée et la hauteur de la zone de traction est linéaire (Fig. I-10). Comme la rupture au toit de la taille correspond à une rupture par extension, dans ce cas, l'orientation des fissures est verticale.

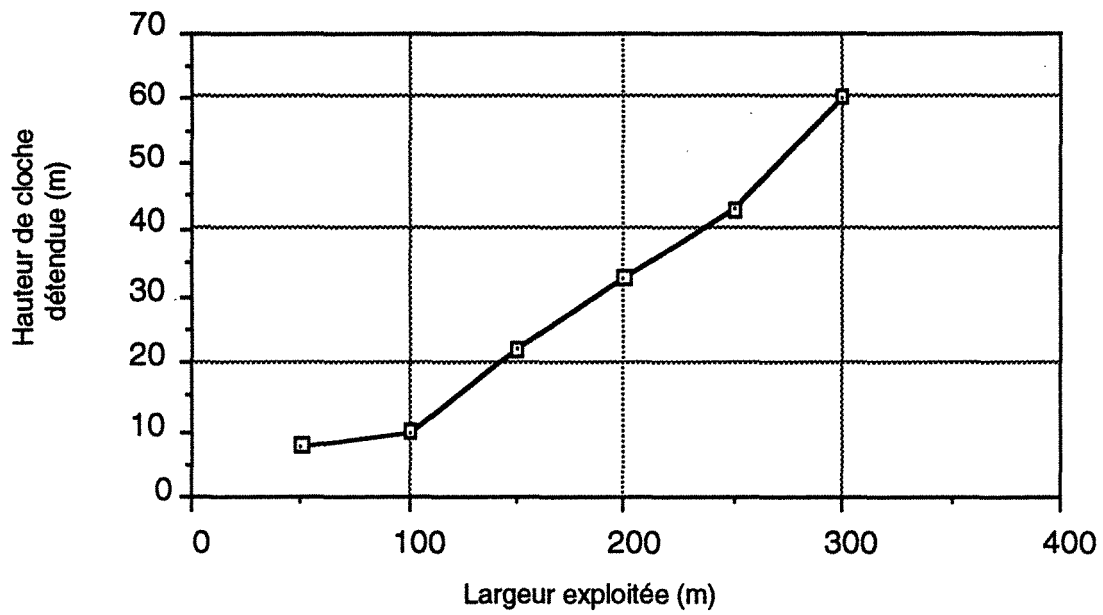
Nous avons repéré sur l'horizon z-z, au toit de la taille, la distance de bord de la taille pour laquelle les contraintes principales majeure et mineure sont supérieures de 20% aux contraintes initiales. Nous constatons que cette distance dépend elle aussi de la largeur du panneau (Fig. I-11). En ce qui concerne les contraintes majeures, elles sont plus sensibles, car elles ne retrouvent leur valeur initiale qu'à une grande distance des bords de la taille. Pour des tailles ayant une largeur supérieure à 200 m, les roches qui se trouvent à plus de 250 m des bords de taille subissent une augmentation de 20% de la contrainte majeure (horizontale), par rapport à sa valeur initiale. En revanche, la surcontrainte mineure ne dépasse 20% qu'à une distance de 100 mètres pour cette même largeur.

**En ce qui concerne l'affaissement**, nous notons une augmentation de l'affaissement maximal en fonction de la largeur, il est égal à 10 et 85 cm pour des largeurs de 50 et 300 m respectivement.

En conclusion, nous avons remarqué, à l'aide de la modélisation, que la largeur exploitée a un rôle prépondérant vis-à-vis :

- \* des zones qui subissent l'influence de l'exploitation,
- \* des valeurs des surcontraintes,
- \* de l'affaissement à la surface,
- \* de l'orientation des contraintes principales aux bords de l'excavation.

Les contraintes du bord compensent l'annulation des contraintes verticales au centre de la taille. La distance de la zone de surcontraintes grandit, quand la largeur de panneau grandit. Pour des grandes largeurs, cette analyse n'est plus valable, car le foudroyage modifie tout.



\* épaisseur de la veine de charbon de 5 m

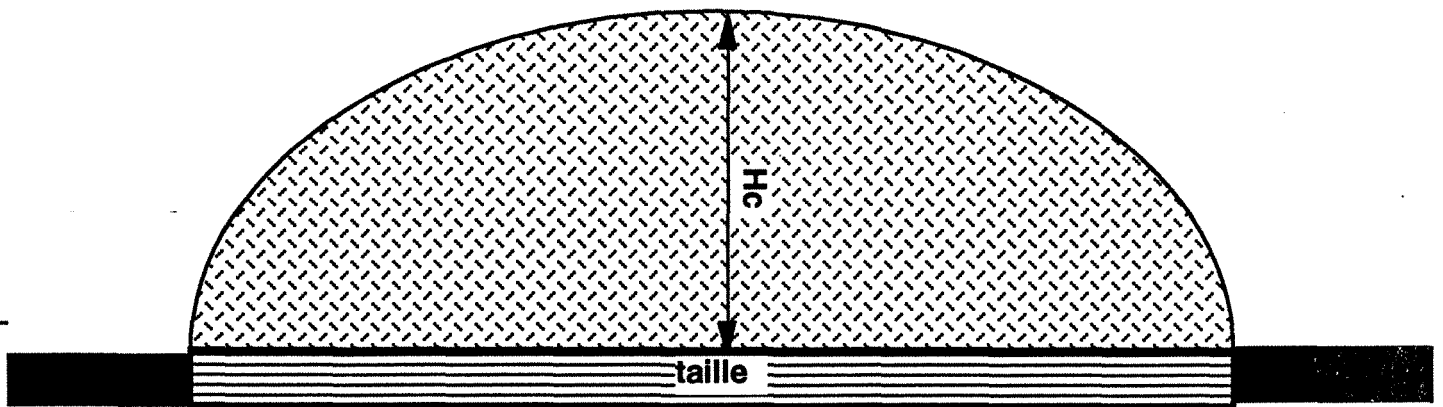


Fig. I-10 : Extension de la zone détendue en fonction de la largeur de la taille vide



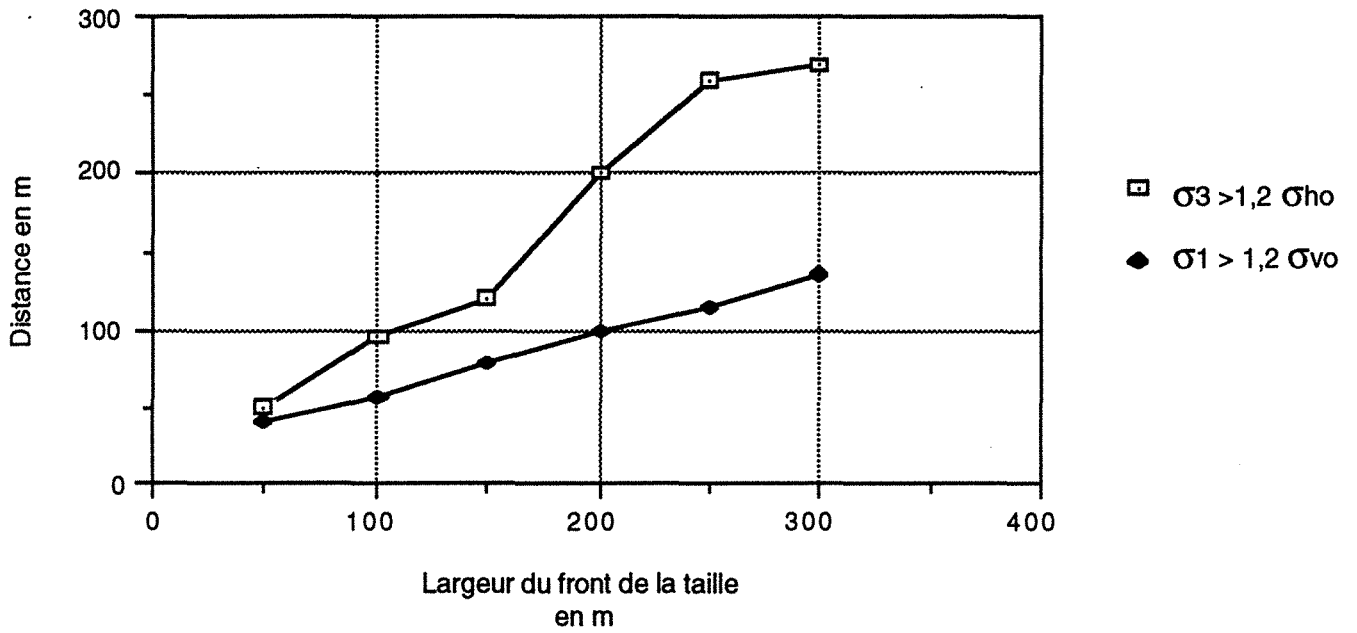


Fig. I- 11 : Extension de la zone pour laquelle les contraintes principale majeure et mineure sont 20% plus importantes par rapport aux contraintes initiales en fonction de la largeur du front de la taille vide.

## 4. Taille remblayée

### 4.1. Taille de 150 m

Dans ce cas, le vide créé après l'extraction de charbon est remplacé par un remblai. Le contour de l'excavation est chargé en employant les contraintes initiales comme si le remblai était mis en place tout de suite après l'excavation. Le calcul est réalisé en variations de contraintes. Le remblai est supposé un matériau très déformable (HENRY, 1978) avec un comportement aussi supposé élastique. Les caractéristiques du remblai sont :

1- module d'Young  $E = 100$  MPa.

2- coefficient de Poisson  $\nu = 0,4$ .

La coupe modélisée correspond à la coupe 2-2 de la figure I-1. Les conditions aux limites et les conditions de chargement appliquées au modèle sont identiques à celles du modèle d'une taille vide.

Nous avons examiné les mêmes paramètres cités dans le cas d'une taille vide à savoir : contraintes maximales aux bords de la taille, extensions de la zone de surcontraintes et de la zone de traction.

Les valeurs des contraintes principales sont beaucoup moins importantes par rapport au cas d'une taille vide (Tableau I-2). La contrainte principale mineure est égale à 2 fois la contrainte verticale initiale, la contrainte principale majeure à 1,3 fois la contrainte horizontale initiale. Le rapport des contraintes principales ( $\sigma_3 / \sigma_1$ ) est égal à 0,33.

La contrainte horizontale au milieu de la taille n'est pas en traction. Elle vaut -1 MPa. Donc, la zone de traction n'existe plus dans le modèle. C'est un artifice dû à l'hypothèse concernant la mise en place immédiate du remblai. En réalité, le remblai n'est pas mis en place instantanément. La contrainte verticale principale n'est pas nulle (elle vaut -12 MPa) pour les mêmes raisons.

L'affaissement maximal à la surface du modèle est égal à 15 cm contre 33 cm dans le cas d'une taille vide.

Les zones de surcontraintes sont moins importantes. Pour la contrainte verticale, elle est supérieure de 20 % de la contrainte initiale à une distance égale à 43 m. La contrainte horizontale dépasse de 20 % la contrainte horizontale initiale à une distance égale à 71 m. Ces valeurs sont supérieures aux valeurs déterminées pour une petite largeur (cf. première partie).

Nous avons voulu évoquer ces résultats sans faire plus de commentaires, afin de pouvoir, par la suite, faire la comparaison entre ce cas et les résultats des autres modes de traitement de l'arrière-taille.

#### 4.2. Influence de largeur du panneau

Nous avons constaté précédemment que la largeur du panneau dans le cas d'une taille vide a une influence notable sur la redistribution des contraintes au voisinage d'une taille (zone influencée par l'exploitation).

Nous allons étudier l'évolution des contraintes en fonction de la largeur du panneau dans le cas d'une taille remblayée. Nous pouvons comparer les résultats avec le cas d'une taille vide. La largeur est comprise entre 50 m et 300 m (Tableau I-2).

Les paramètres examinés correspondent à ceux examinés dans le cas d'une taille vide aux points X et Y (Fig. I-1). Ce sont : les contraintes maximales horizontale et verticale et les contraintes principales majeure et mineure, les extensions de zones de surcontraintes ( $D\sigma_1$  et  $D\sigma_3$ ) et des zones détendues en fonction de la largeur du panneau (Hc).

##### Aux bords de la taille, nous constatons que (point X) :

- la contrainte principale mineure  $\sigma_3$  (Fig. I-12) "contrainte de compression" varie de -35 MPa soit 1,75 fois la contrainte verticale initiale pour une largeur de 50 m à -50 MPa (2,5 fois) pour une largeur de 300 mètres. Nous notons que l'augmentation n'est que de 15 MPa, alors qu'elle est égale à -89 MPa dans le cas d'une taille vide. La variation de cette contrainte, dans ce cas, est donc peu sensible à la largeur du panneau comparée au cas d'une taille vide.

- la contrainte principale majeure  $\sigma_1$  (contrainte en compression), croît en valeur absolue de 11,6 MPa à 14 MPa soit une variation modeste par rapport à une contrainte initiale de -10 MPa.

Le rapport des contraintes principales mineure et majeure passe de 0,33 à 0,3 pour une largeur de 50 et 300 m respectivement. Il est donc presque constant. Le rapport des contraintes horizontale et verticale passe de 0,43 à 0,55. La différence entre les contraintes horizontales et les contraintes principales majeure croît en fonction de la largeur du panneau (fig. I-12). Elle est égale à 4,56 MPa pour une largeur de 50 m, elle devient 10,8 MPa pour une largeur de 300 m (ce qui veut dire que la direction horizontale est de "moins en moins" direction principale).

Les valeurs des contraintes résultant des modèles sont inférieures aux limites de résistances à la compression et à la traction de la roche choisies ici.

En résumant, en fonction de la largeur du panneau, nous avons constaté :

- \* une plus faible évolution des contraintes maximales dans le cas d'une taille remblayée, relativement à une taille vide,
- \* une extension du volume d'influence moins importante que dans le cas d'une taille vide.

Largeur du panneau (m)	taille vide		taille remblayée	
	$\sigma_1$ (MPa)	$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_1$ (MPa)	$\sigma_3$ (MPa)
50	-12,5	-38	-11,6	-35
100	-13,8	-56	-12,5	-38,4
150	-17,5	-72	-13	-43,8
200	-20	-86	-13,7	-45,6
250	-21,5	-110	-14	-46,18
300	-25,2	<u>-127</u>	-14	<u>-50</u>

Tableau I-2 : Comparaison des contraintes principales extrêmes dans le cas d'une taille vide et d'une taille remblayée en fonction de la largeur du panneau (point X).

**Au milieu de la taille (point Y) :**

La contrainte verticale ne s'annule pas au-dessus de la taille remblayée, cette contrainte est presque égale à la pression mesurée dans le remblai par des capsules Gloetzl (ENCHAYAN, 1977) et la valeur fournie par les modèles varie de -5 MPa à -17 MPa selon la largeur de la taille (Fig. I-13).

La contrainte horizontale, qui est la contrainte majeure, cesse d'être une contrainte de traction au delà d'une largeur du front de taille de 150 mètres. Donc, le mode de rupture dans le cas d'une taille remblayée dépend de la largeur du front de la taille. Cette contrainte varie de 3 MPa (traction) à -3 MPa (compression), la contrainte horizontale initiale étant de -10 MPa.

En ce qui concerne les directions de contraintes principales :

**Au milieu de la taille**, la direction de la contrainte mineure est verticale pour des tailles ayant une largeur  $\geq 100$  m, elle était la direction de la contrainte intermédiaire dans le cas d'une taille vide. La direction horizontale correspond à la direction de la contrainte majeure pour toutes les largeurs.

**Au bord de la taille**, la direction de la contrainte majeure correspond à la direction axiale. La contrainte mineure a une direction quasi verticale dans ce cas. Les contraintes de cisaillement  $\tau_{xy}$  sont moins importantes par rapport au cas d'une taille vide.

Le développement des zones pour lesquelles les contraintes horizontale et verticale au bord de la taille ont augmenté de 20% par rapport aux contraintes initiales est moins important (Fig. I-14). La zone limite concernant la contrainte perpendiculaire aux épontes (verticale) passe de 29 m à 55 m, alors que pour la contrainte parallèle aux épontes (horizontale), cette zone passe de 44 mètres à 150 mètres (Tableau I-3).

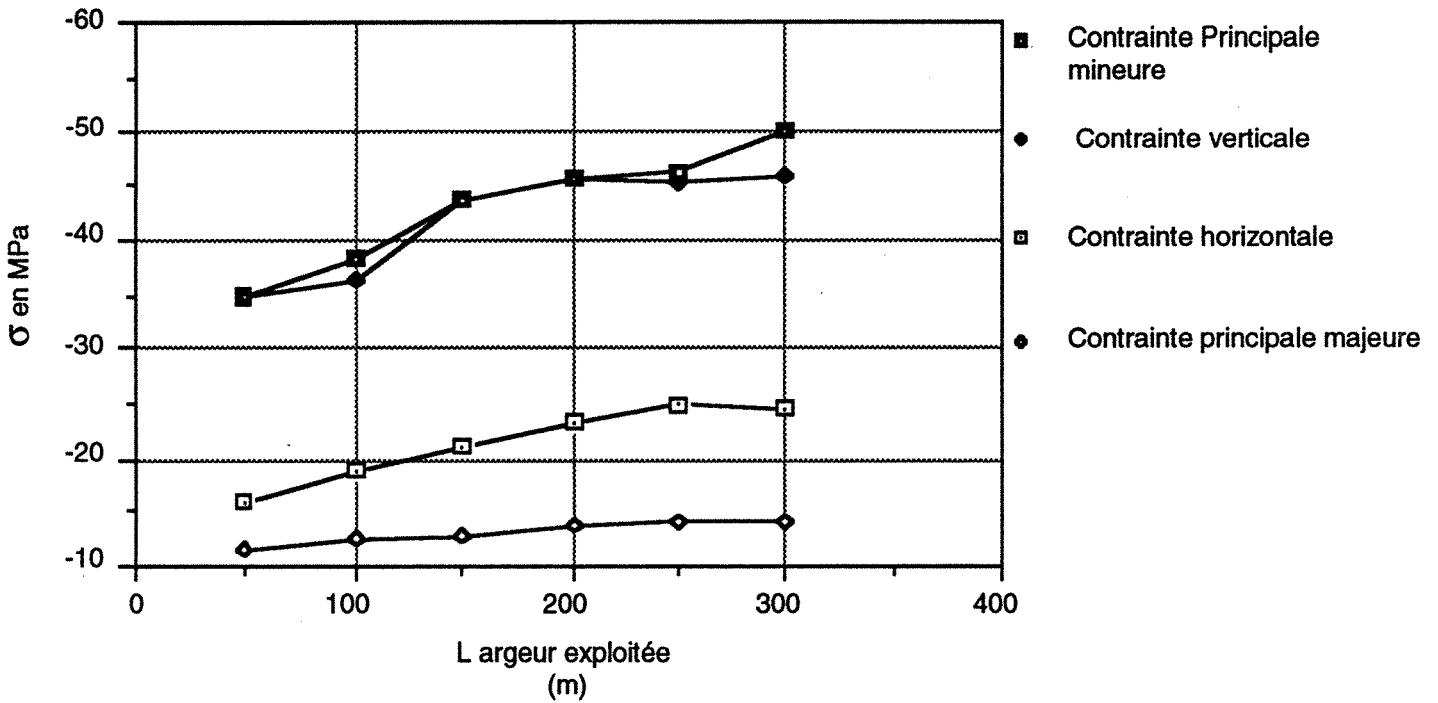


Fig. I-12 : Contraintes principales aux bords (point X) en fonction de la largeur du front de la taille (taille remblayée)

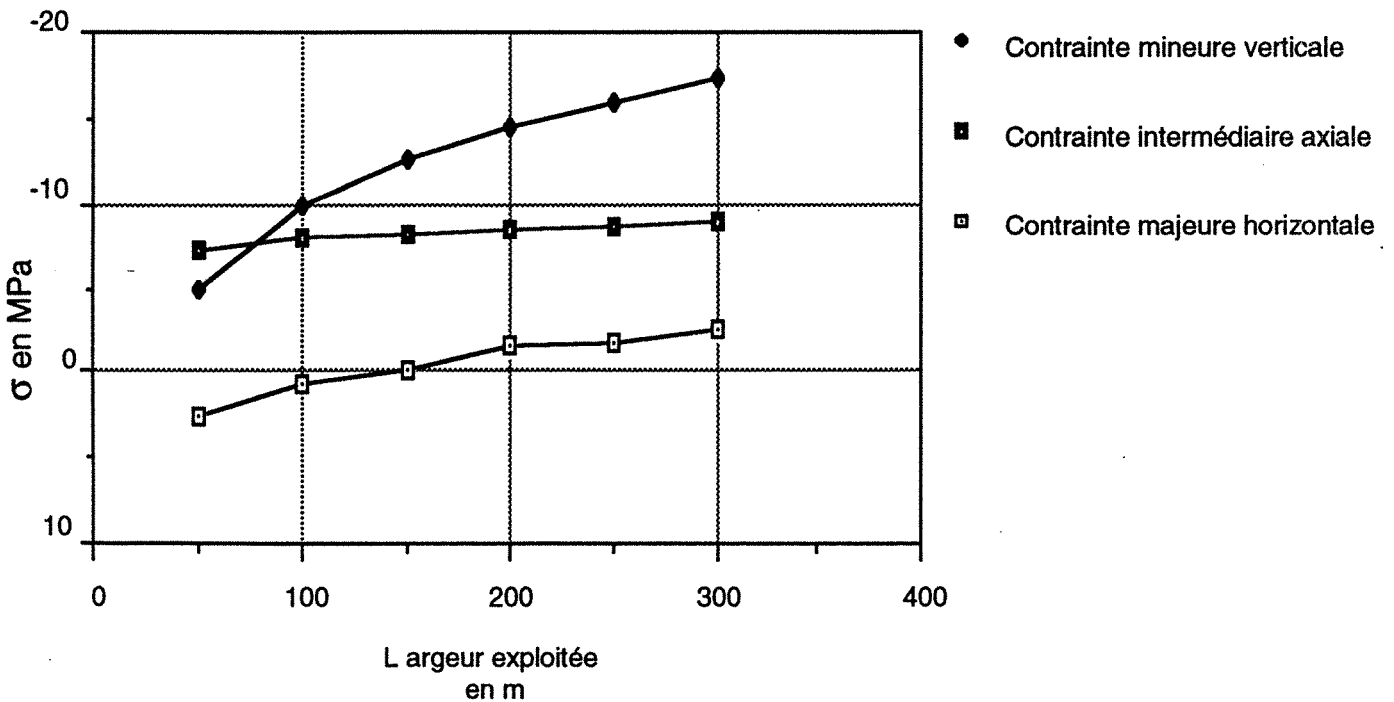


Fig. I-13 : Evolution des contraintes majeure, intermédiaire et mineure, au milieu de la taille (point Y), en fonction de largeur du front de taille (taille remblayée)

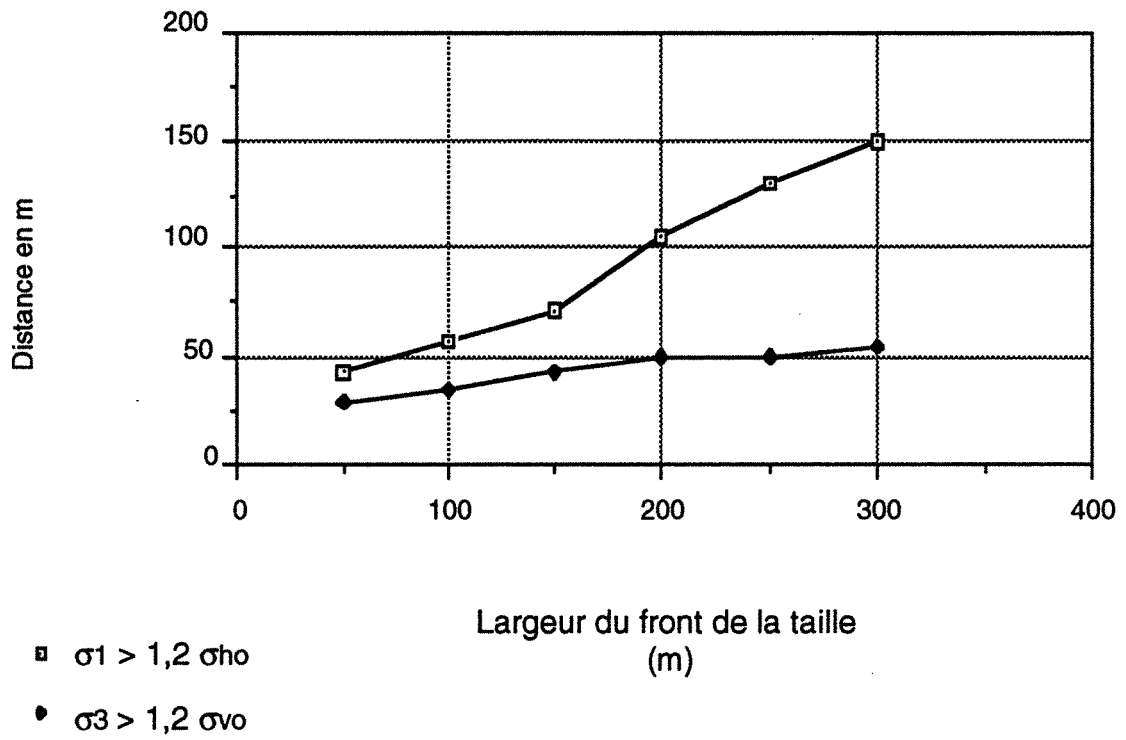


Fig I-14 : Extension de la zone en surcontrainte de 20% de contrainte initiale (taille remblayée).

Largeur du panneau (m)	taille vide		taille remblayée	
	D( $\sigma_3$ ) m	D( $\sigma_1$ ) m	D( $\sigma_3$ ) m	D( $\sigma_1$ ) m
50	40	50	29	44
100	55	95	35	57
150	78	120	43	71
200	100	200	50	105
250	115	260	50	130
300	135	270	55	150

**Tableau I-3 : Distances pour lesquelles les contraintes principales sont  $\geq 20\%$  des valeurs initiales dans le cas d'une taille vide et d'une taille remblayée en fonction de la largeur du panneau.**

Nous remarquons que le volume d'influence d'une taille remblayée de 300 m est assez important. Mais il est inférieur au volume d'influence d'une taille vide de même largeur. La présence du remblai diminue le développement des zones détendues et l'existence d'une contrainte de traction au-dessus et en dessous de la taille exploitée.

Pour une faible largeur du front de taille (inférieure à 100 mètres), la présence de remblai ne modifie guère les surcontraintes aux bords de la taille. La sensibilité des valeurs des contraintes à la méthode du traitement de l'arrière-taille est surtout importante au delà de 100 m.



## 5. Taille vide en élasto-plasticité

### 5.1. Taille de 150 m de large.

Le calcul en élasticité ne tient pas compte du dépassement possible des limites de résistances des roches, et du rapport de contraintes qui peut en résulter. Ce point avait déjà été soulevé au début des années 80 (ARCAMONE, 1980 ; PRIOU, 1980).

Nous allons comparer les résultats obtenus pour deux calculs\* : l'un en élasticité et l'autre en élasto-plasticité avec un critère parabolique (cf annexe, I). Pour ce dernier, la résistance à la compression et à la traction du toit et du mur sont de 77 MPa et 5 MPa (respectivement 20 MPa et 1 MPa) pour le charbon. La taille est vide, d'une largeur de 150 m. Par ailleurs, les conditions aux limites et le chargement sont identiques.

**Au bord de la taille** (point X), le déviateur des contraintes principales ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) était égal en élasticité à 54,5 MPa, alors qu'il est égal en élasto-plastique à 50,8 MPa. En conséquence, le rayon du cercle de Mohr diminue très peu (7 %) pour être tangent à la courbe intrinsèque de la roche.

**Au milieu du panneau** (point Y), il existe une zone détendue avec des contraintes horizontales en traction dans les deux cas. La traction horizontale est égale à 8,4 et 9,5 en élasto-plasticité et en élasticité respectivement.

Les iso-valeurs établies pour les contraintes horizontales (parallèles à la couche) et les contraintes verticales (perpendiculaires à la couche exploitée), ont pratiquement les mêmes formes et les mêmes valeurs dans les deux cas élastique et plastique.

L'affaissement à la surface du modèle ne varie pas en fonction du comportement adopté.

#### **Etude de l'influence des limites de résistances des roches :**

La redistribution des contraintes dans la zone plastique dépend évidemment du critère de plasticité retenu et des valeurs de ses paramètres. Les calculs envisagés permettent de connaître la variation des contraintes dans la zone plastique.

---

\* Les calculs sont faits en utilisant le code CESAR-LCPC avec un maillage peu différent de celui du premier modèle.

Nous avons réalisé deux calculs, le premier où  $R_c$  et  $R_t$  des roches sont de 35 et 5 MPa respectivement, et sont de 77 et 2,5 MPa (cas 3).

Dans le Tableau I-4, nous avons présenté les résultats des contraintes aux points (X et Y, Fig. 1.1).

Cas	$R_c$ MPa	$R_t$ MPa	au bord de la taille		Au milieu $\sigma_t$ MPa	$A_m$ cm
			$\sigma_3$ MPa	$\sigma_1$ MPa		
1	77	5	-63	-12,2	8,4	33,2
2	35	5	-62	-15	7,47	33,3
3	77	2,5	-63,8	-12,3	7,8	33,3

**Tableau I-4 : Contraintes et affaissement maximal ( $A_m$ ) en fonction des résistances  $R_c$  et  $R_t$  des roches.**

Nous constatons que :

- **aux bords de la taille** (Point X), la contrainte principale mineure est pratiquement identique au cas initial (cas 1), la contrainte majeure (en valeur absolue) est plus grande dans le cas où  $R_c$  est moins importante, et le déviateur des contraintes est le plus petit. Les contraintes sont dans les trois cas recalculées pour que le cercle de Mohr ne dépasse pas le critère.

- **au milieu de la taille** (point Y), la contrainte de traction a un peu diminuée pour les deux cas 2 et 3 par rapport au cas initial (cas 1).

- l'affaissement maximal à la surface du modèle est identique dans les trois cas.

En ce qui concerne la zone plastique, nous pouvons constater (Fig. I-15) que : pour le cas initial (cas 1), cette zone se limite au toit et au bord de la taille, pour les cas (2, 3), cette zone est plus importante au toit, et une grande partie du mur est aussi en plasticité.

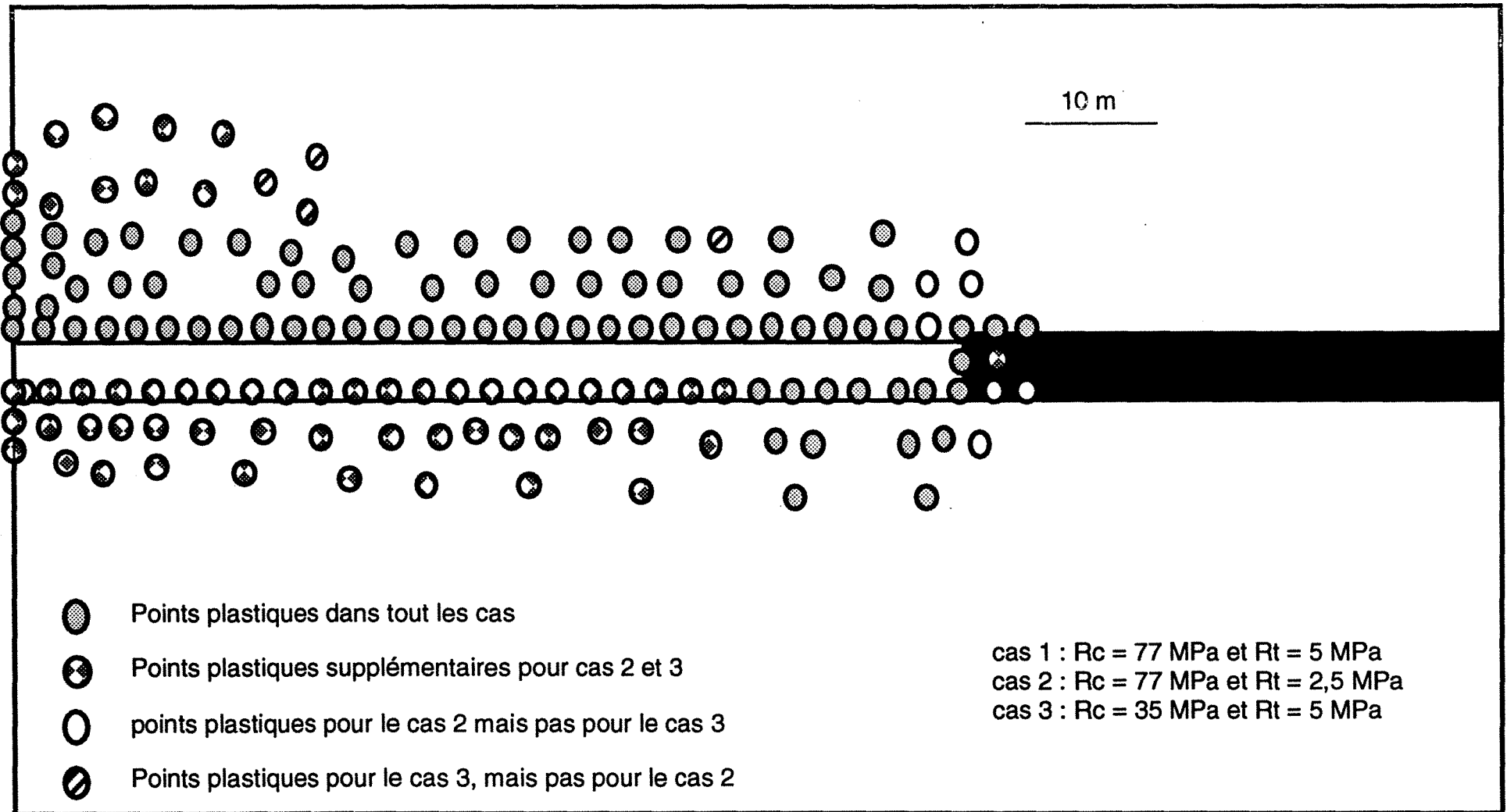


Fig. I-15 : Points plastiques en fonction des résistances à la compression et à la traction du massif pour une taille de 150 m de largeur

En conclusion, le calcul plastique nous a permis, dans le cas d'une exploitation d'une taille en vierge, de montrer que :

- les contraintes principales diminuent dans la zone plastique. Plus précisément le rayon du cercle de Mohr diminue par rapport à un calcul totalement considéré en élasticité. Cette diminution est normale si le critère est violé, ce qui est intéressant, c'est l'augmentation des contraintes dans la zone qui reste élastique.
- les iso-valeurs des contraintes ainsi que l'affaissement maximal à la surface des modèles sont identiques dans les cas élastique et plastique.

L'étude paramétrique des résistances ne modifie guère l'ensemble des résultats. Le calcul confirme que cette piste ne résout pas les questions posées par les problèmes singuliers des pressions de terrains et que les phénomènes élémentaires dont le modèle élastique a rendu compte, restent qualitativement identiques.

## 5.2. Effet de la largeur exploitée en plasticité

Nous avons fait varier la largeur du front de taille de 50 m à 300 m. Le maillage est très fin aux bords de la taille pour pouvoir étudier l'effet de la plasticité. Le critère de rupture, ainsi que les caractéristiques et les résistances des roches sont identiques à ceux que nous avons employés dans le paragraphe précédent (cas 1).

**Aux bords de la taille**, la contrainte principale mineure (compression) augmente pour des largeurs inférieures à 150 m, elle varie entre -55 et -70 MPa (Fig. I-16). Puis, moins vite pour des largeurs supérieures à 150 m, elle ne varie que de -70 MPa à -80 MPa. La contrainte principale majeure est pratiquement constante et égale à -10 MPa.

Sur l'horizon z-z, les contraintes aux bords de la taille correspondent aux valeurs maximales dans le calcul élastique, cas des largeurs  $\leq 150$  m. En revanche, en plasticité, les contraintes maximales ne se situent pas aux bords de la taille, mais dans la zone élastique. Les contraintes principales mineures maximales varient entre -70 MPa et -110 MPa pour des largeurs supérieures à 150 m, la différence entre les contraintes maximales et les contraintes principales aux bords de la taille s'accroît quand la largeur grandit.

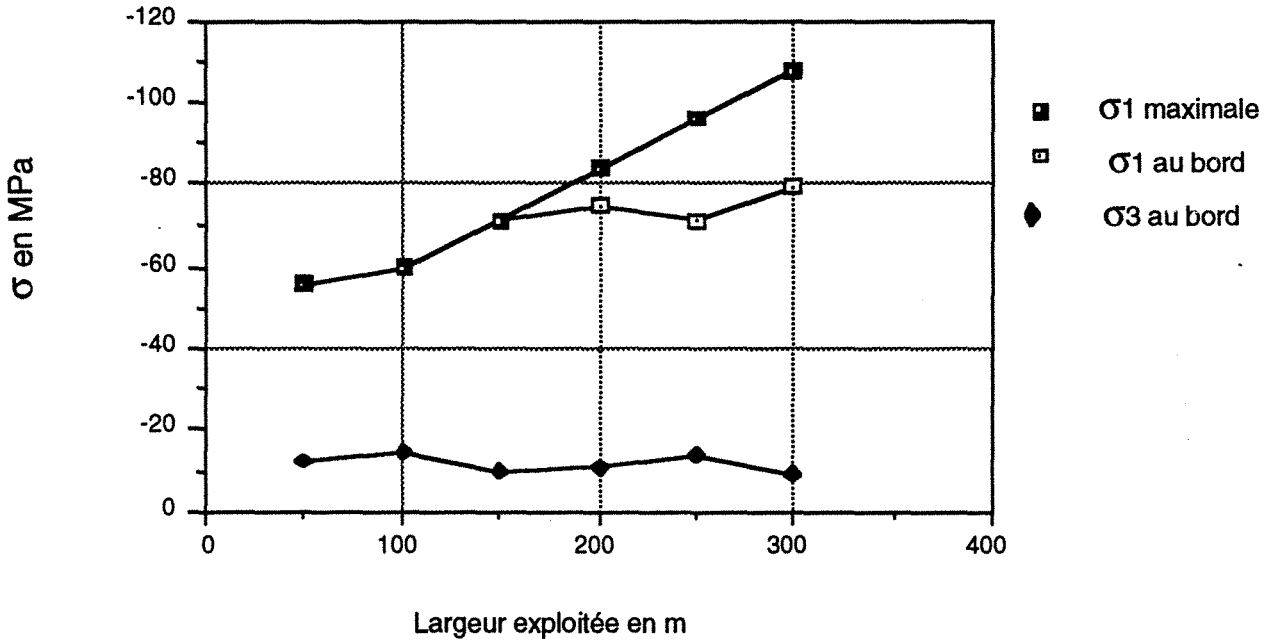


Fig. I- 16 : Contraintes aux bords de la taille (point X) en fonction de la largeur du front de taille avec un comportement élasto-plastique

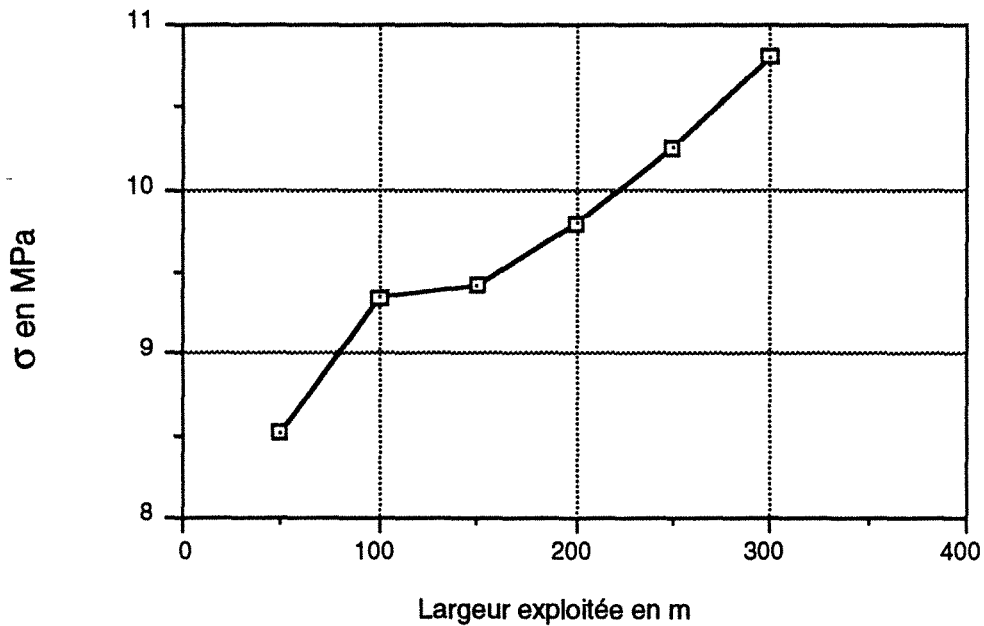


Fig. I-17 : Contrainte de traction au milieu de la taille (point Y) en fonction de la largeur du front de taille avec un comportement élasto-plastique

**Au milieu de la taille**, les contraintes de traction n'augmentent que très peu en fonction de la largeur du panneau. Elles varient de 8,5 MPa à 10,8 MPa pour des tailles de 50 m et 300 m respectivement (Fig. I-17). Dans le cas élastique, cette contrainte atteignait 30 MPa pour une taille de 300 m de largeur.

Nous pouvons constater d'après les calculs, qu'il y a deux zones en plasticité (Fig. I-18), l'une au toit et au mur de la taille, la deuxième se situant aux bords de la taille. Ces zones évoluent en fonction de la largeur du panneau. La zone en plasticité aux bords de la taille dans tous les cas ne dépassent pas quelques mètres. Elle est égale à 7 m pour une largeur de 300 m. Au toit de la taille, cette évolution est plus importante. La zone plastique au toit n'existe pas pour une taille de 50 m. La hauteur de cette zone est égale à 5 m pour une largeur de 100 m et 35 m pour une largeur de 300 m soit 7 fois l'ouverture de la couche exploitée .

En conclusion, nous constatons que :

- la hauteur de la zone plastique est inférieure à celle où les contraintes sont en traction dans le cas élastique. Elle est égale à 35 m et 60 m respectivement pour une largeur de 300 m.

- le comportement plastique apparaît pour des largeurs importantes supérieures à 150 m. Dans ce cas, les contraintes maximales mineures (verticales) ne correspondent plus aux contraintes aux bords de la taille. Elles se trouvent à l'intérieur du massif accompagnées par des contraintes majeures (horizontales) importantes. Les contraintes axiales sont des contraintes intermédiaires.

- les contraintes aux bords de la taille sont moins importantes par rapport au calcul élastique, pour une taille de 300 m, la différence est de 60 % pour la contrainte mineure et 40 % pour la contrainte majeure. Ce rapport est égal à 69 % pour le (déviateur) des contraintes ( $\sigma_1$ - $\sigma_3$ ).

- la contrainte de traction au milieu de la taille ne dépend pratiquement pas de la largeur

## **6. Fracturation du massif en fonction du tenseur initial des contraintes**

### **6.1. Introduction**

Les observations récentes concernant les ruptures de roches autour des ouvrages souterrains dans le domaine du génie civil, minier et pétrolier ont montré l'existence de plusieurs mécanismes de rupture.

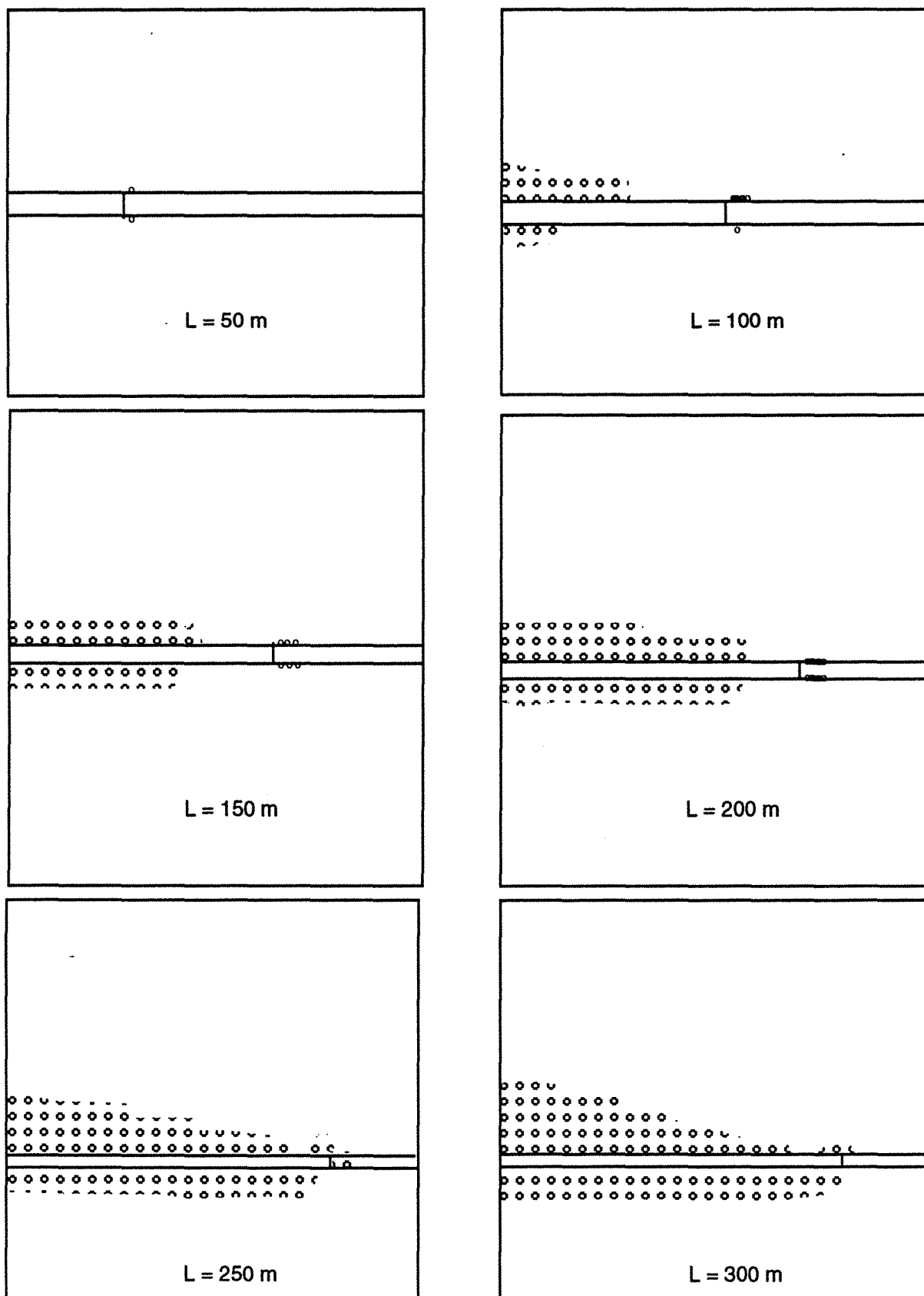


Fig. I- 18 : Evolution de la zone plastique en fonction de la largeur de front de taille  
 $R_c = 75 \text{ MPa}$ ,  $R_t = 5 \text{ MPa}$



Dans des exploitations minières, en Australie (GALE et al, 1987), dans la région sud du bassin houiller de Sydney, au cours du creusement, des cassures sont apparues au toit et au mur des voies dont la hauteur est égale à 2,5 m. La position et l'importance des cassures dépendent de l'orientation de l'axe de la galerie par rapport à la plus grande contrainte horizontale. Ce type d'instabilité est aussi rencontré dans la majorité des bassins houillers aux USA où la contrainte horizontale naturelle est élevée (HILL et al..). Aux H.B.L, la cause du phénomène de "surtirs" \* est le choix de l'axe de la voie par rapport à la direction de la contrainte principale majeure (REVALOR et al, 1985). Dans les exploitations pétrolières, on s'est aperçu (GOUGH et al, 1982) que les puits de forage montrent de formes de rupture caractéristiques, telles l'ovalisation des hors-profils ("break outs") qui contenaient toute une information sur le champ des contraintes en place, et l'anisotropie du champ horizontal. Cette méthode a été retenue pour l'établissement de la carte mondiale des contraintes (ZOBACK, 1985) surtout dans des domaines où les mesures directes sont très difficiles et très chères.

On effectue souvent les analyses en deux dimensions (problème en déformation plane, contraintes planes, ...). On considère dans ces cas que la troisième contrainte (une contrainte intermédiaire) n'intervient pas dans l'analyse de rupture.

L'étude géomécanique d'une situation minière consiste à résoudre les problèmes suivants :

- \* détermination de la redistribution des contraintes,
- \* détermination de la zone d'influence,
- \* analyse de la rupture et de la stabilité,
- \* connaissance des conditions de stabilisation du vide ainsi créé,
- \* détermination des mouvements des terrains encaissants.

Il est aussi intéressant de connaître le(s) type(s) de ruptures. Pour cela, il faudra connaître les orientations des contraintes principales.

---

\* Surtirs : ils se manifestent par des ruptures de la masse rocheuse en avant et autour du front de creusement, sur une dizaine de mètres de profondeur.

## 6.2. Etat de contraintes initial

Le champ des contraintes naturelles est lié aux forces de volume résultant du poids propre des terrains et aux forces dues aux efforts tectoniques. Ces dernières dépendent de l'histoire géologique du massif rocheux et des propriétés rhéologiques des roches.

Dans un massif vierge, le poids propre des roches susjacentes est la seule force qui s'exerce dans un massif infini. La valeur de la contrainte verticale ( $y$  est l'axe vertical) est fonction du poids volumique et de la profondeur à laquelle se trouve l'ouvrage (Fig. I-19) :

$$\sigma_y = \gamma H$$

Le champ des contraintes horizontales ( $\sigma_x, \sigma_z$ ) est lié à la contrainte verticale  $\sigma_y$  et aux caractéristiques des terrains.

$$\sigma_x = \sigma_z = K_0 \sigma_y$$

Dans l'hypothèse d'un milieu infini, aux déformations latérales nulles, le rapport  $K_0$  est défini par la relation :

$$\nu / (1 - \nu) = K_0$$

$\nu$  coefficient de Poisson

$\gamma$  poids volumique

Pour un coefficient de Poisson égal à 0,5, les contraintes sont dans ce cas isotropes et égales à  $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = \gamma y$ . Mais les mesures de contraintes in situ qui ont été réalisées ont montré, par une régression linéaire, que la contrainte verticale en MPa est liée à la profondeur par la relation (HOEK, 1978) :

$$\sigma_y = -0,027 H$$

Le rapport des contraintes verticale et horizontale "K" dépend de nombreux facteurs : la profondeur H, les propriétés mécaniques des terrains, l'histoire tectonique, la configuration des terrains, etc ... La contrainte horizontale moyenne varie de 0,5 à 3,0 fois la contrainte verticale pour une même profondeur (Fig. I-20).

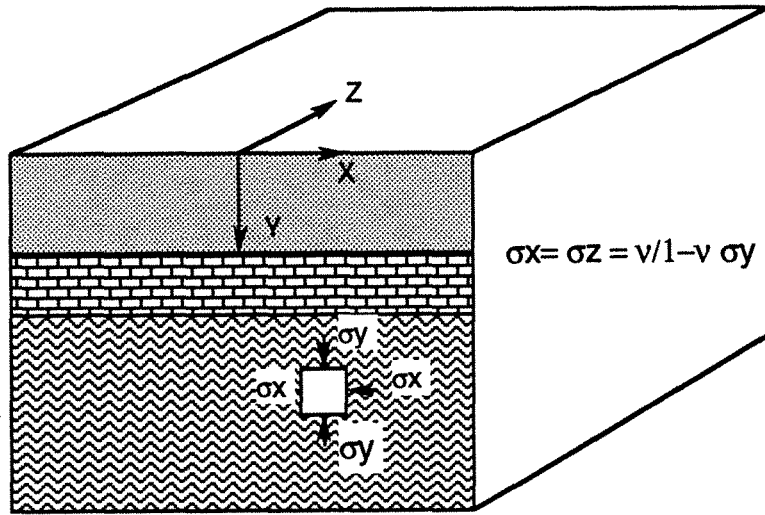


Fig. I-19 : Etat des contraintes initiales avant excavation d'après la théorie de l'élasticité

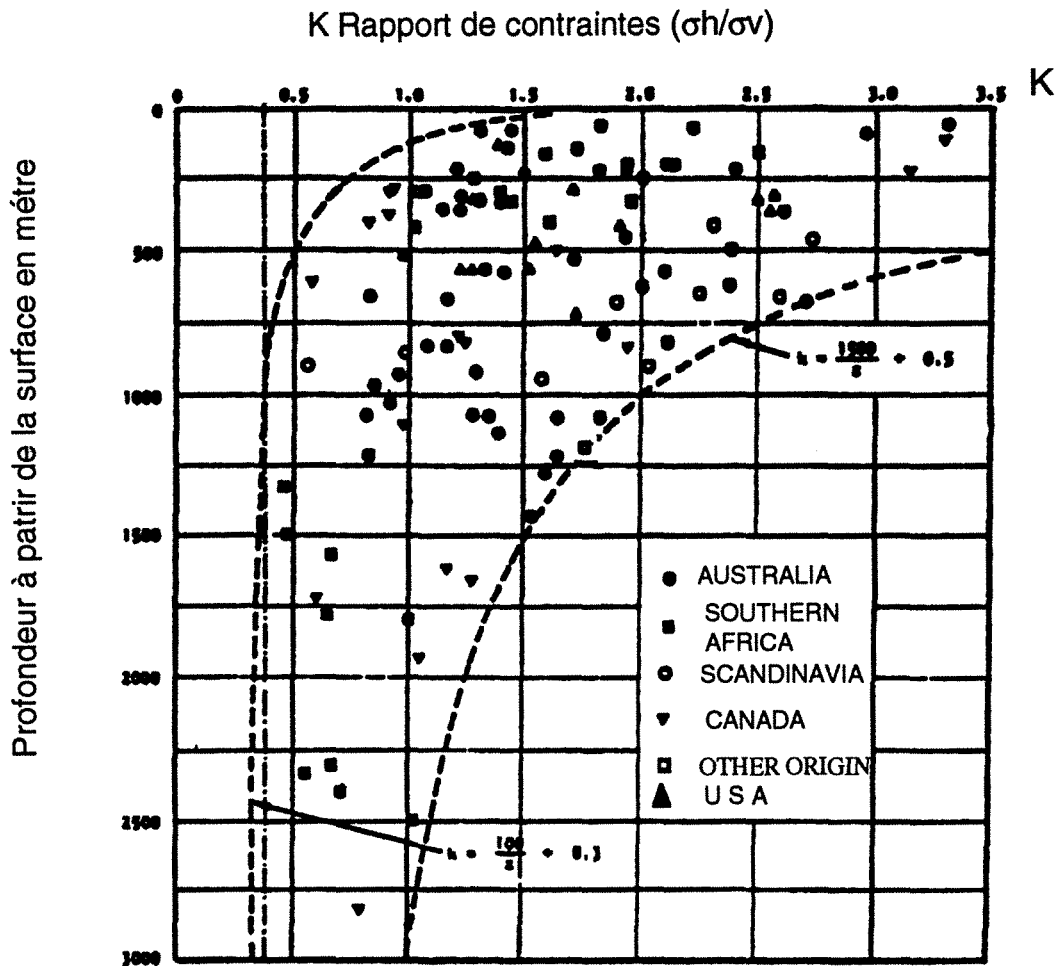


Fig. I-20 : Points montrant le rapport entre la contrainte horizontale moyenne et la contrainte verticale en fonction de la profondeur (d'après HOEK, 1978)

Les deux contraintes principales horizontales peuvent être totalement différentes. Leur rapport peut être important (REVALOR et al, 1985). La connaissance des orientations des contraintes initiales majeure et mineure est importante pour la réalisation des ouvrages.

### 6.3 - Mode de rupture

Plusieurs modes de rupture par cisaillement sont observés et analysés en fonction du tenseur des contraintes (MAURY et al, 1987). Trois types principaux sont à noter (Fig. I-21) :

- le mode (A) où la contrainte suivant y est la contrainte mineure, le plan de rupture est le plan // XOZ,

- le mode (B) où la contrainte suivant X est une contrainte mineure et le plan de rupture est le plan //YOZ,

- le plan (C) où la contrainte axiale est une contrainte mineure (suivant Z, axiale). Dans ce cas, le plan de rupture est le plan //XOY.

Chaque mode est divisé en sous-modes selon l'orientation respective des deux autres contraintes principales. Dans le cas d'un ouvrage circulaire, ces trois modes sont bien identifiés à l'échelle de l'ouvrage.

Un mode "D" correspond à une rupture par traction. Dans ce cas, le plan de rupture est perpendiculaire à la direction de cette contrainte.

### 6.4. Galerie rectangulaire

La galerie rectangulaire est fréquente dans les exploitations minières, elle correspond aux voies d'accès, à la taille pendant le démarrage et aux chambres dans l'exploitation par chambres et piliers. Pour cela, nous introduisons l'influence du tenseur sur une galerie rectangulaire avant de réaliser l'étude sur le cas d'une taille.

Nous supposons que la galerie, ayant une largeur "L" et une hauteur "h" est creusée à "H" mètres de profondeur (Fig. I-22) dans un milieu élastique isotrope. Elle est soumise à des contraintes initiales : une contrainte verticale P (correspond au poids propre des terrains) et des contraintes horizontale et axiale Q et q proportionnelles à la contrainte verticale  $Q = q = K P$ .

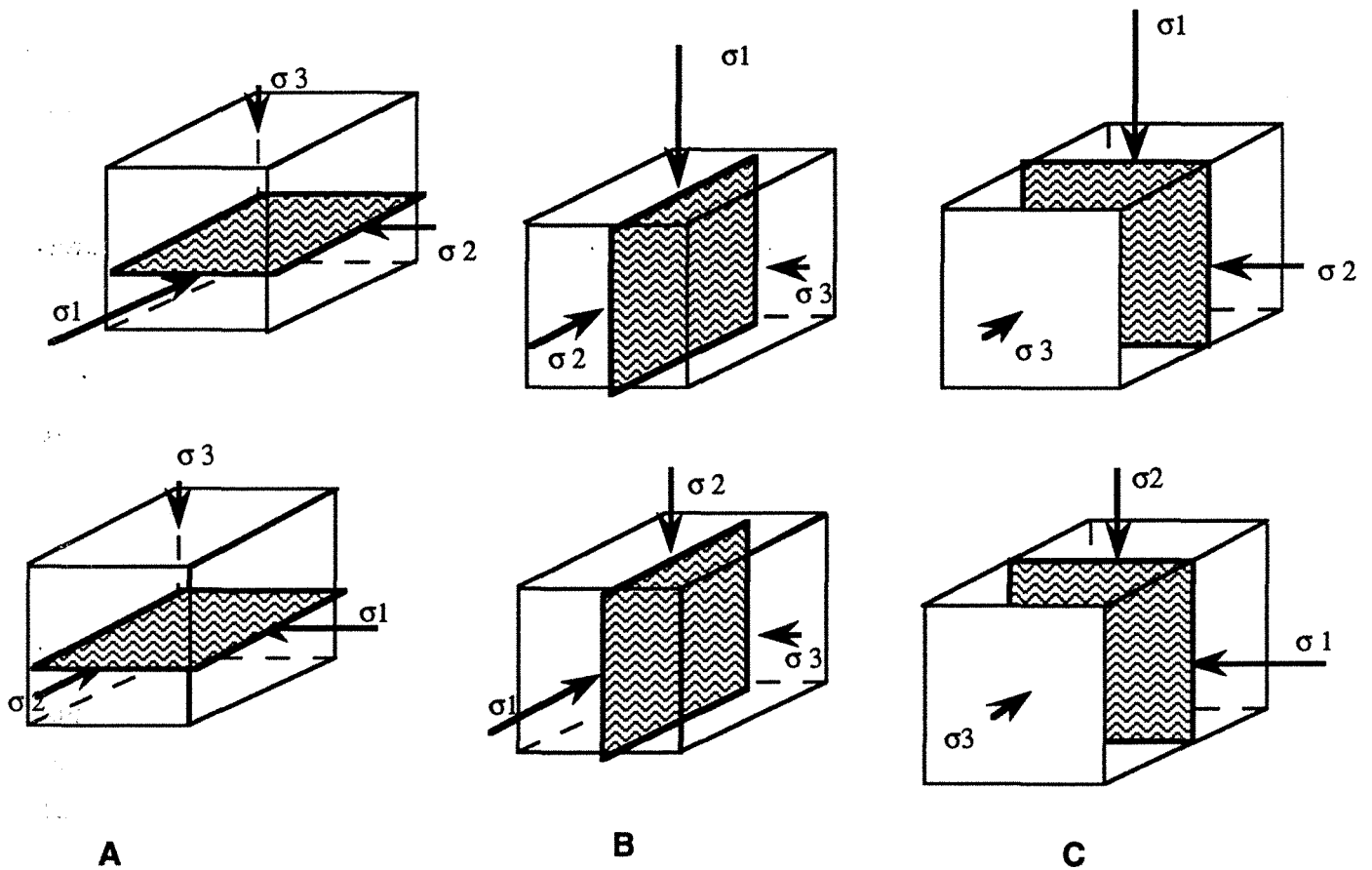
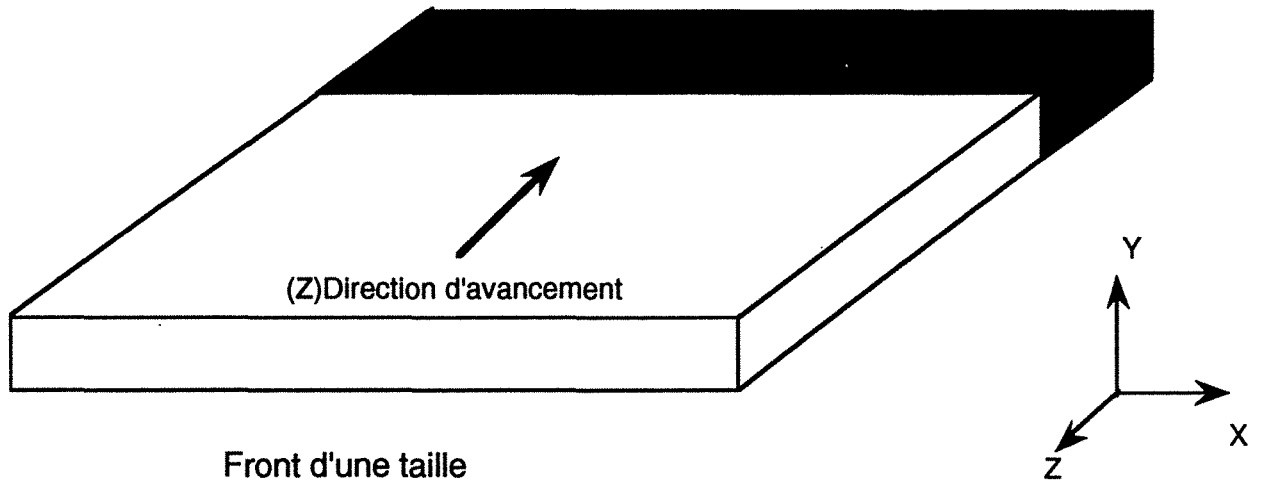


Fig. I-21 : Plans et modes de rupture en fonction de l'orientation des contraintes principales.

Nous avons distingué l'état des contraintes au toit et aux parements de la galerie. Les paramètres qui interviennent dans ce cas sont, la géométrie de la galerie (le rapport largeur / hauteur) et le rapport des contraintes initiales  $K$ . Nous allons d'abord déterminer le rapport des contraintes permettant à la contrainte axiale d'être une contrainte majeure ou mineure aux parements.

Nous avons fait varier l'élanement de la galerie ( $L/h$ ) entre 0,5 et 3. Pour chaque élanement, nous avons cherché le rapport des contraintes  $K = Q/p$  dit "limite" telle qu'au delà de cette valeur la contrainte axiale change de statut (contrainte principale majeure, mineure ou intermédiaire).

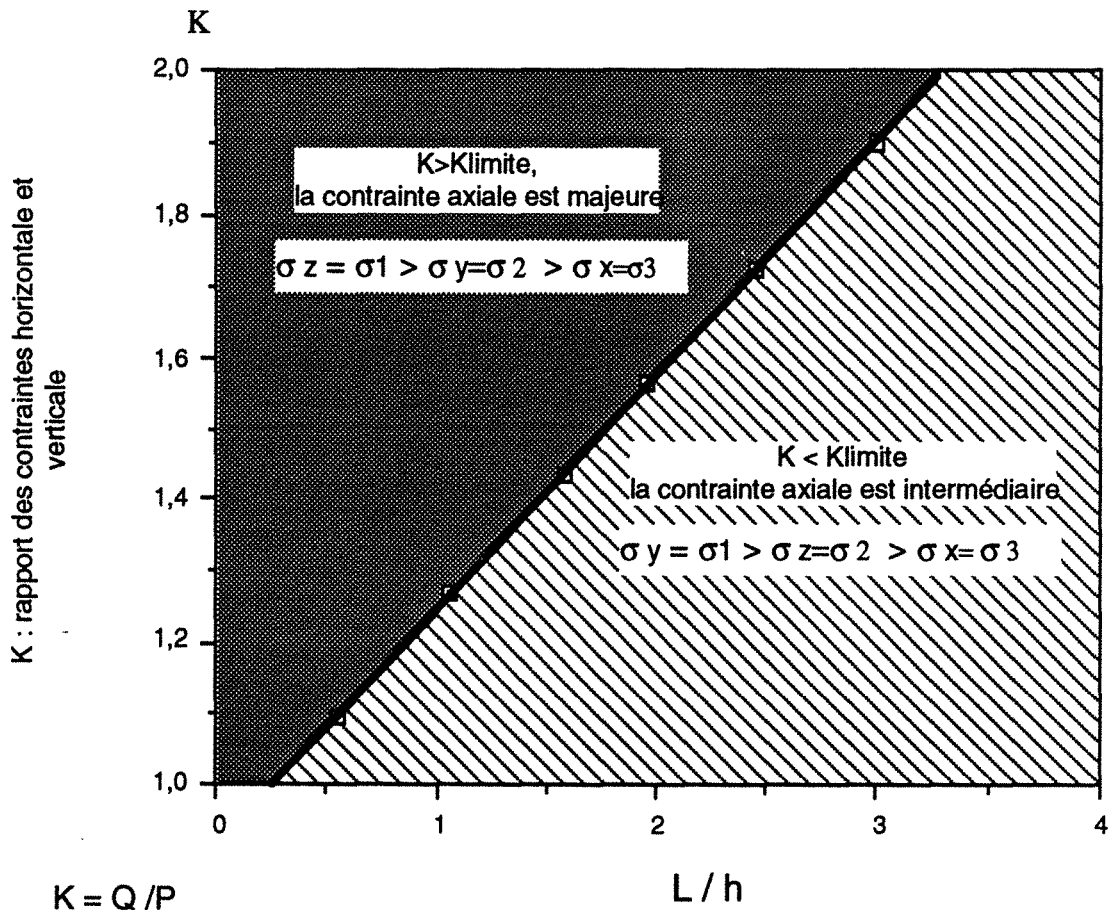
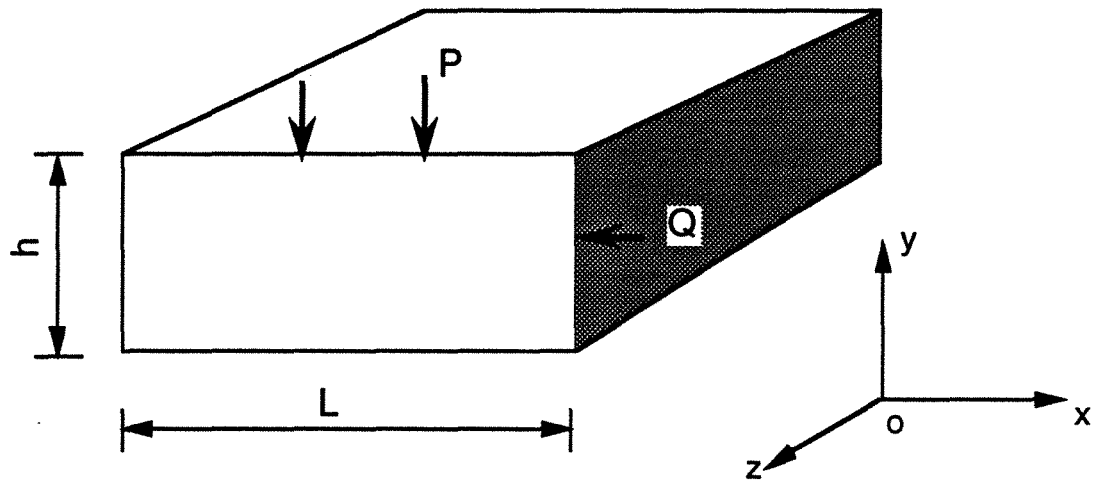
Au niveau des parements, la valeur de "K limite" augmente en fonction de l'élanement de la galerie (Fig. I-22). La relation est linéaire. La contrainte axiale est égale à la contrainte verticale ( $\sigma_2 = \sigma_1$ ) pour les valeurs de  $K$  égales à "K limite". Pour des valeurs de  $K$  supérieures à "K limite", la différence entre les deux composantes axiale ( $\sigma_z$ ) et verticale ( $\sigma_y$ ), ainsi que la zone soumise à une contrainte axiale majeure sont plus importantes. Les trois contraintes principales sont en compression. Dans ce cas, le mode de rupture correspond au mode (B)  $\sigma_x < \sigma_y < \sigma_z$ .

Au toit de l'ouvrage le phénomène est différent pour les ouvrages de faibles portées, la contrainte axiale est toujours une contrainte intermédiaire. Pour de plus grandes portées (largeur supérieure ou égale à deux fois la hauteur), nous obtenons deux valeurs de "K limite" qui correspondent à deux modes possibles de rupture selon que la contrainte axiale correspond à une contrainte majeure ou mineure.

Nous allons analyser le cas d'une galerie pour laquelle le rapport ( $L / h$ ) est égal à 3 (Fig. I-23). Pour une couche de 2,5 m ceci correspond à une galerie de 7,5 m de large.

**Au toit :**

- pour des valeurs de  $K$  inférieures à 0.7 (cas a), la contrainte horizontale (traction) est la contrainte principale majeure ( $\sigma_3$ ). La contrainte verticale est intermédiaire ( $\sigma_2$ ). En conséquence, la contrainte axiale est la contrainte principale mineure de compression ( $\sigma_1$ ). Dans ce cas, la rupture théoriquement se fait par extension et correspond au mode "D". Les contraintes intermédiaire et majeure ne sont pas prises en compte dans l'analyse de la rupture.



$K = Q/P$   
 $P$  contrainte verticale  
 $Q$  contrainte horizontale  
 $L$  largeur de galerie  
 $h$  hauteur de galerie

Fig. I-22 : Valeur de  $K$  limite en fonction des dimensions de la galerie pour laquelle la contrainte axiale est majeure aux parements

- dans le cas où  $K$  est égal à 1,25 (cas b), qui correspond à des contraintes horizontales élevées, la contrainte horizontale n'est plus en traction. Cette contrainte horizontale devient une contrainte de compression intermédiaire ( $\sigma_2$ ). Les deux contraintes principales sont la contrainte verticale majeure ( $\sigma_1$ ) et la contrainte axiale mineure ( $\sigma_3$ ). Le grand cercle de Mohr est formé par une contrainte verticale quasi nulle et une contrainte axiale de compression, ce cas représente pratiquement l'essai de compression simple. Le mode de rupture correspond au mode "A" (Fig.I-23).

$$\sigma_y < \sigma_x < \sigma_z$$

Aux parements (cas C), la valeur de "K limite" est égale 1,9. Le mode de rupture est le mode "B" avec une contrainte axiale majeure et un plan de rupture // YOZ.

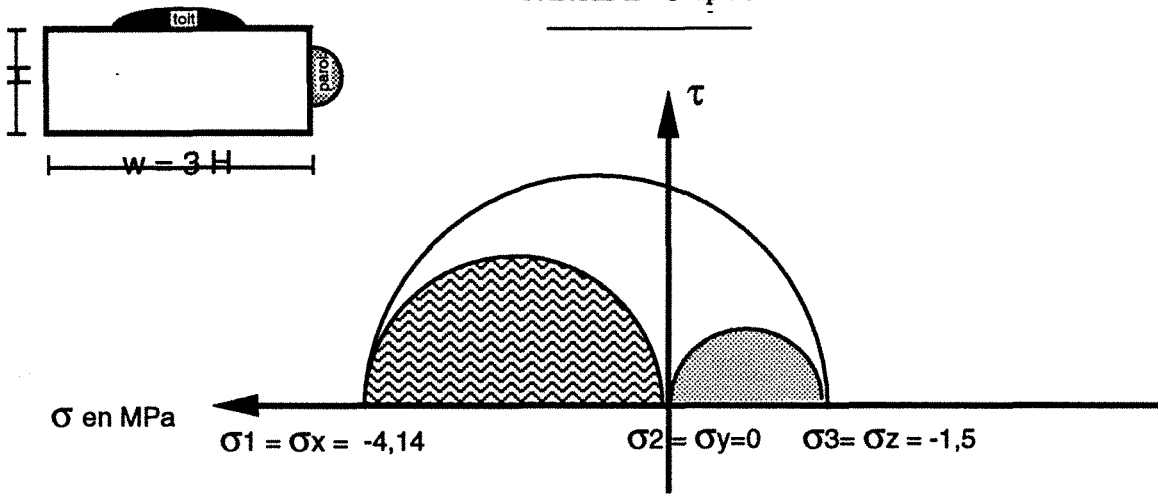
En conclusion, nous avons mis en évidence que, pour les ouvrages rectangulaires, la contrainte axiale pourra être une contrainte majeure ou mineure. Elle se manifeste dans des zones sensibles à la rupture. Le rapport des contraintes initiales horizontales et verticales "K limite" détermine la zone dans laquelle cette contrainte est extrême. Plusieurs modes de ruptures sont possibles. Dans les mines, nous avons des milliers de kilomètres creusés dans des zones différentes qui subissent des champs de contraintes très difficiles à prévoir. En revanche, l'observation des modes de ruptures systématiques est tout à fait possible dans ces galeries non revêtues, et donc de tenter de remonter au régime de contraintes initiales avec le secours de la modélisation (si on peut distinguer la fracturation induite de la fracturation naturelle en place avant l'excavation).

## 6.5. Longue taille

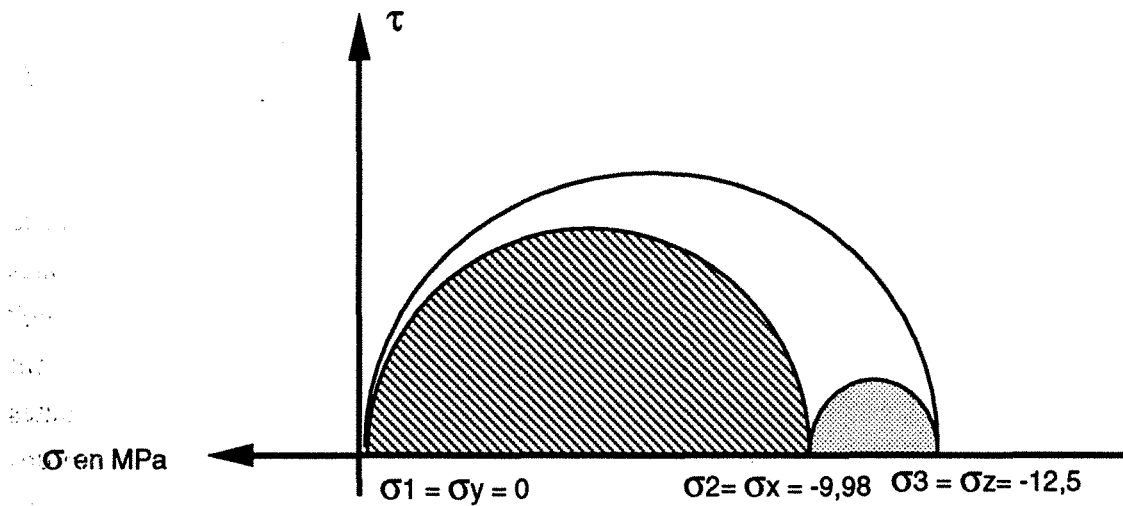
Dans le cas précédent, nous avons étudié des ouvrages de petites dimensions et d'élanement modéré (<3). Une longue taille se caractérise par une largeur importante par rapport à l'épaisseur de la couche exploitée (cette largeur est de l'ordre de 20 à 30 fois l'épaisseur). Les analyses de ruptures pour déterminer la fracturation autour de la taille sont faites en deux dimensions. Dans ces analyses, on considère que la contrainte verticale et la contrainte horizontale sont pratiquement la contrainte majeure et mineure (JOSIEN, 1974 ; STASSEN, 1982).

Plus récemment, ROSET et GRAMBERG (1990) ont analysé la fracturation induite en fonction des contraintes principales dans un plan vertical parallèle à la direction de l'avancement, mais la contrainte axiale est supposée intermédiaire.

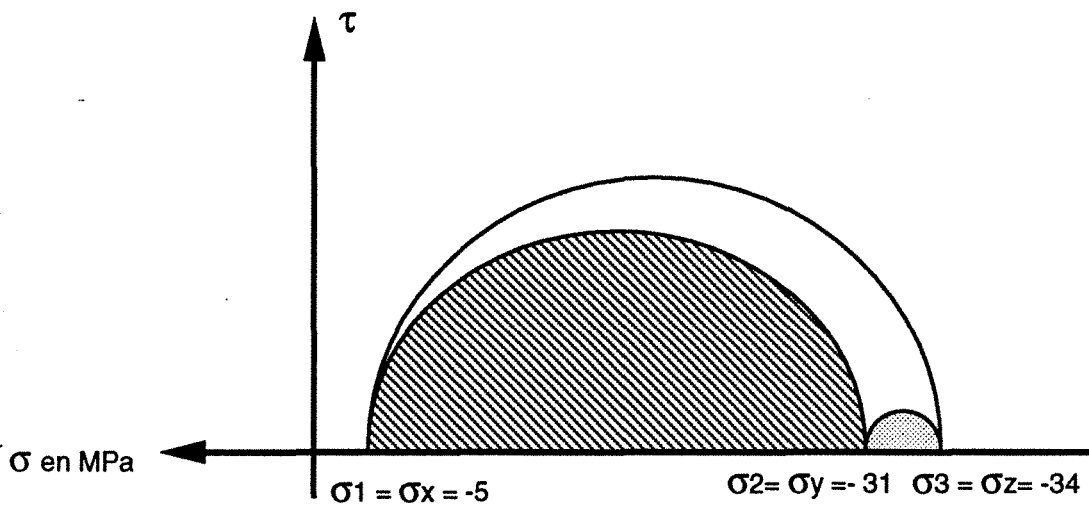




Cas a , au toit, K égale à 0,7 : rupture par extension, mode D,



Cas b , au toit, K égale à 1,25 : rupture par cisaillement, mode A



Cas c, aux parements, K égale à 2 : rupture par cisaillement, mode B

Fig. I-23 : Types de rupture d'une galerie rectangulaire en fonction de rapport des contraintes verticale et horizontale (compression positive).

Nous allons montrer à l'aide de la modélisation dans le cas d'une taille, qu'il est tout à fait possible d'obtenir des zones pour lesquelles la contrainte axiale est une contrainte majeure ou mineure. Le plan modélisé est parallèle au front d'une taille vide. Le modèle a un chargement isotrope, le rapport des contraintes initiales est égal à  $K = 1$ .

Nous constatons (Fig. I-24) qu'il existe quatre zones différentes dans le volume d'influence autour de la taille :

**a** - une zone dans laquelle la contrainte axiale est une contrainte intermédiaire. Un mode de rupture par cisaillement est possible en mode "B", plan de rupture  $\perp$  XOY.

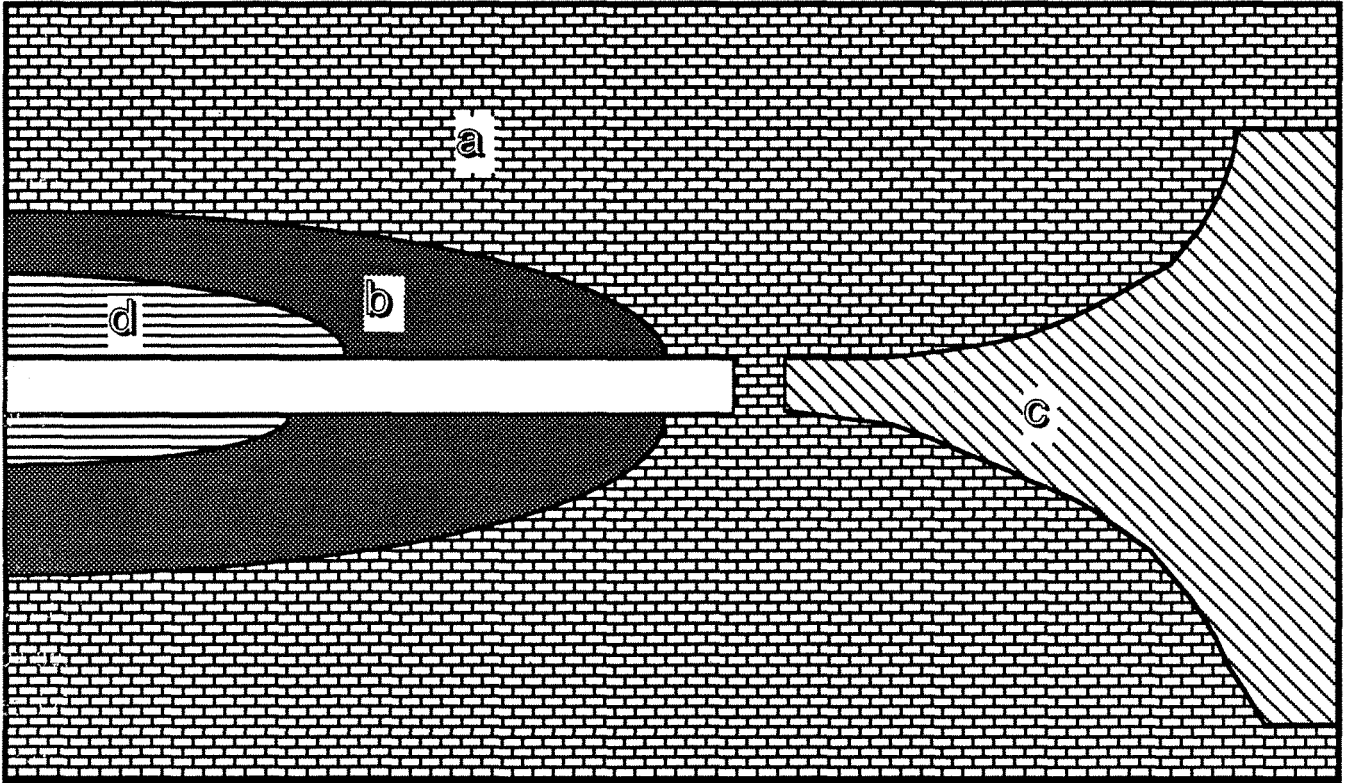
**b** - une zone de compression au toit au-dessus de la zone "d" et au mur de la taille. Les contraintes principales extrêmes sont la contrainte axiale (majeure) et la contrainte quasi verticale (mineure). Le mode de rupture est par cisaillement, en mode "A". Les fractures auront des traces horizontales dans un plan OXY.

**c** - une zone de compression : elle se localise à une certaine distance des bords de la taille. La contrainte intermédiaire est quasi horizontale comme dans la zone "b". En revanche, la contrainte axiale est une contrainte mineure. La rupture est peu probable car les valeurs des contraintes sont presque les mêmes (un rapport des contraintes initiales égal à  $K = 1$ ), cela correspond à un déviateur nul, dans le cas où il peut y avoir une rupture, elle sera en mode "C". Les traces de ces fractures ne seront pas visibles dans le plan XOY, mais dans un plan XOY elles seront  $\perp$  à ZOY.

**d** - une zone de traction est au milieu de la taille, la contrainte horizontale est une contrainte mineure de traction. Cette zone se situe au toit et au mur de la taille. Le mode de rupture est par extension en mode "D". Les fractures sont verticales selon YOZ.

Avec l'exploitation, le front de la taille progresse, les zones se déplacent avec le front de la taille. Les fissures de la zone "c" croisent les fissures des zones "a et b". En conséquence, dans ce cas, la formation de blocs est désormais possible.

Cette analyse montre qu'il est possible d'avoir plusieurs modes de rupture pour un chargement isotrope ( $K = 1$ ) en fonction de la forme géométrique de l'excavation. Nous avons présenté la fracturation de la taille en fonction de ces modes de rupture (Fig. I-25).



- a** :  $\sigma_1 = \sigma_y > \sigma_z = \sigma_2 > \sigma_3$
- b** :  $\sigma_1 = \sigma_z > \sigma_2 > \sigma_3$
- c** :  $\sigma_1 = \sigma_y > \sigma_2 = \sigma_x > \sigma_3 = \sigma_z$
- d** :  $\sigma_1 = \sigma_z > \sigma_2 > \sigma_3$  en traction

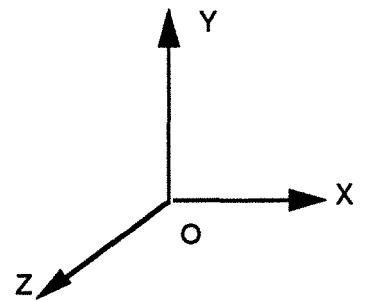
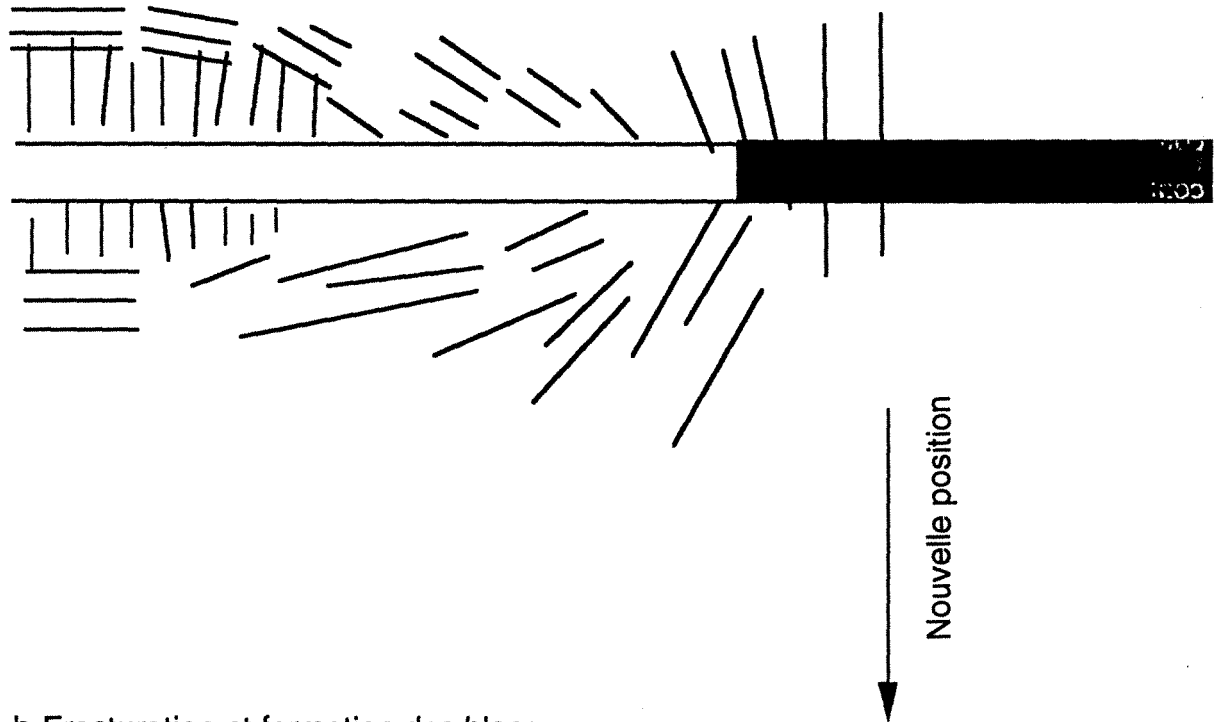


Fig. I-24 : Distribution des contraintes principales autour d'une taille pour un chargement isotrope et un rapport des contraintes égal à 1.

a- Fracturation initiale



b- Fracturation et formation des blocs

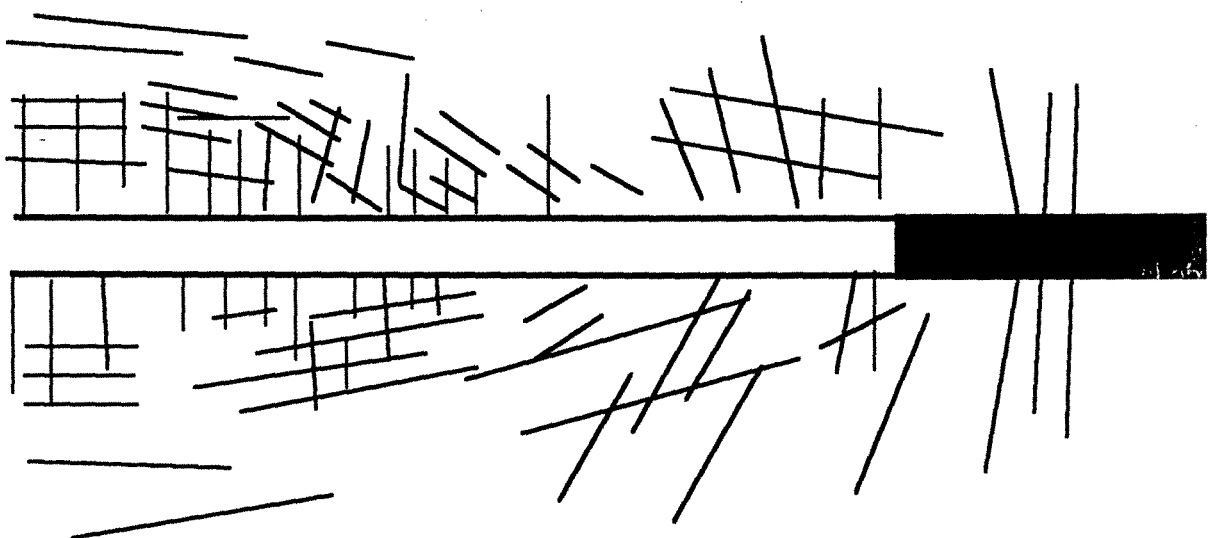


Fig. I-25 : Fissures induites dans l'exploitation par longue taille en fonction du tenseur des contraintes totales

Le choix d'un plan d'exploitation de "découpage" d'exploitation et de la direction d'avancement d'une taille semblent très importants pour la sécurité et la production. Plusieurs facteurs interviennent pour déterminer ce choix, parmi ces facteurs, les contraintes initiales in situ.

Nous avons étudié deux cas correspondant à des contraintes horizontales anisotropes. Le premier cas "I" correspond à une contrainte axiale égale à la moitié de la contrainte verticale, la contrainte horizontale ( $\sigma_x$ ) étant égale à la contrainte verticale. Le deuxième cas "II" correspond à une contrainte horizontale ( $\sigma_x$ ) égale à la moitié de la contrainte verticale, la contrainte axiale étant égale à la contrainte verticale. Autrement dit, avec les notations précédentes, le cas I correspondant à  $q = p/2$ ,  $Q = p$  et le cas II à  $q = p$  et  $Q = p/2$ .

Nous constatons que (fig I-26) :

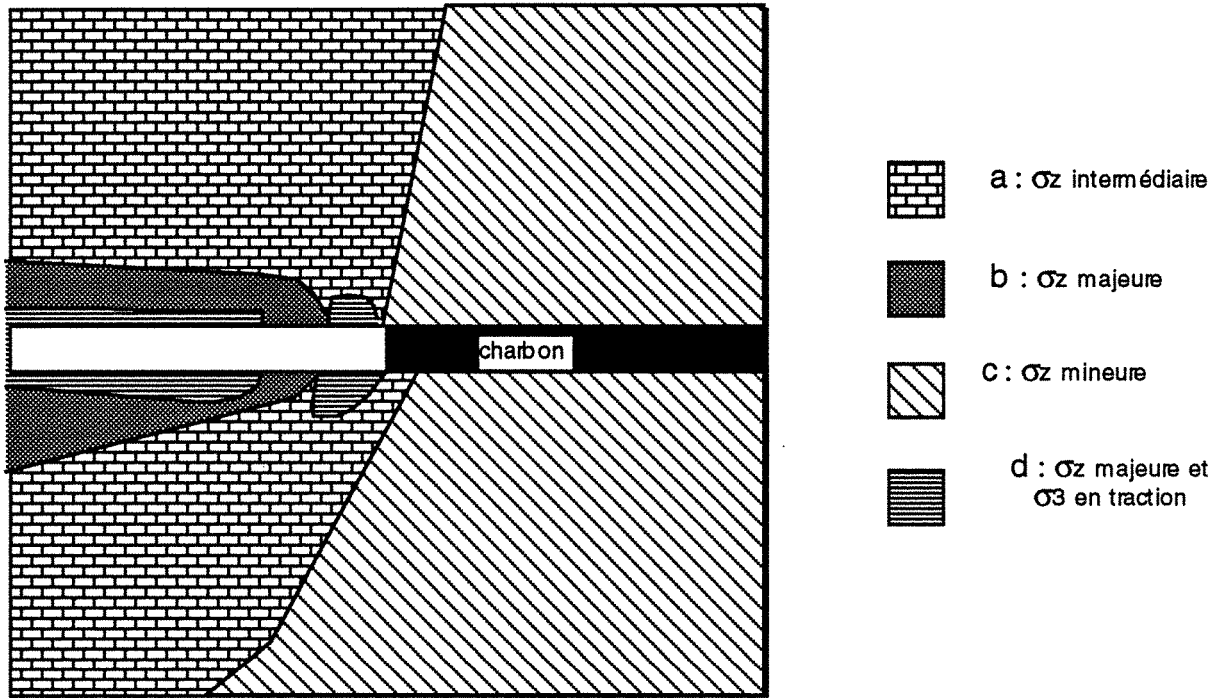
- la distribution des contraintes après l'excavation est différente ;
- les contraintes de traction, zone "d" au toit et au mur de la taille, sont calculées seulement dans une petite zone dans le cas "I". En revanche, dans le cas "II", cette zone est beaucoup plus importante ;
- la zone "b" où la contrainte axiale est majeure, enveloppe la zone "d" dans le cas "I" elle disparaît dans le cas "II" ;
- les zones "a" et "c" sont au-dessus et au-dessous du milieu et au bord de la taille respectivement dans le cas "I", c'est l'inverse dans le cas "II".

Cette comparaison permet de mettre en évidence le rôle du tenseur des contraintes initiales et de la direction de l'avancement, vis-à-vis de la fracturation du toit de la taille. Ces éléments peuvent être plus favorables à l'exploitation dans le cas "II" par rapport au cas "I". Un bon choix correspond à une direction d'avancement parallèle à la direction de la contrainte principale majeure en valeur absolue.

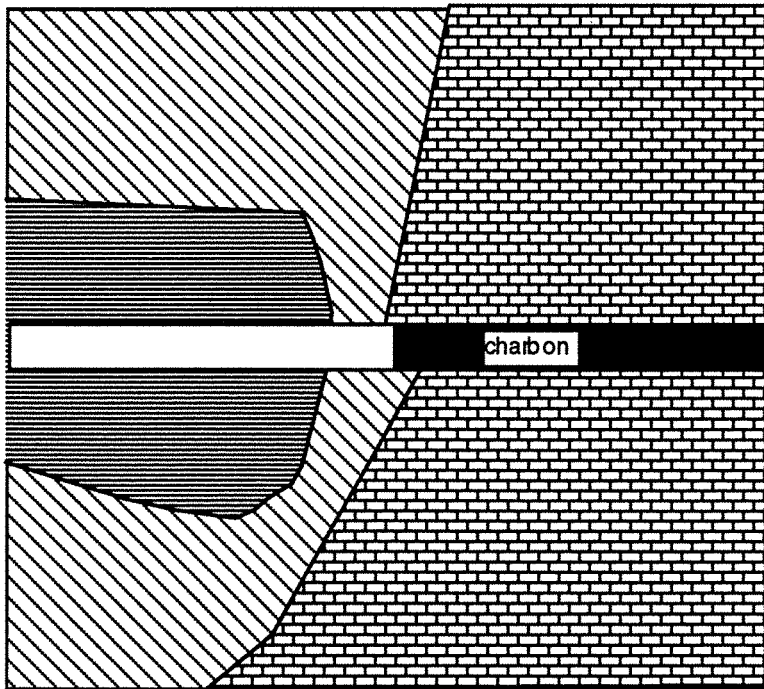
La distinction entre ces quatre types d'ordonnance des contraintes permet de décrire le processus de fracturation au toit de la taille d'une façon différente.

Plus généralement, ce genre d'études permet d'éviter certains problèmes dus aux contraintes in situ, tels que les phénomènes brutaux dans un gisement avec des contraintes horizontales très élevées.

En conséquence, ils permettent aux exploitants de réaliser la planification de leurs exploitations en tenant compte du tenseur initial des contraintes pour assurer la stabilité des ouvrages situés dans des zones d'influence de l'exploitation.



I - Contraintes principales dans le cas correspondant à des contraintes initiales  $\sigma_x = \sigma_y = -20$  MPa et  $\sigma_z = -10$  MPa



II - Contraintes principales dans le cas correspondant à des contraintes initiales  $\sigma_z = \sigma_y = -20$  MPa et  $\sigma_x = -10$  MPa

Fig. I-26 : Distribution des contraintes principales après exploitation en fonction des contraintes initiales.

## 6.6. Conclusion

Nous avons étudié l'influence du tenseur des contraintes pour des ouvrages de type différent (galerie, longue taille). Les ruptures supposées de cisaillement ou d'extension dépendent des directions des contraintes principales. Elles présentent des formes différentes selon le tenseur des contraintes induites et totales.

Dans le cas d'exploitation par longue taille, le tenseur des contraintes initiales et la direction de l'avancement déterminent dans quelles conditions le foudroyage se réalise. Il apparaît aussi que dans les problèmes de déformation plane, la contrainte axiale n'est pas toujours une contrainte intermédiaire. Il est tout à fait possible qu'elle soit une contrainte majeure ou mineure, surtout pour des contraintes initiales horizontales élevées. Les modes de rupture dans le volume d'influence dépendent de l'état final des contraintes et de leur orientation.

Dans le cas où les contraintes peuvent être estimées ou connues, nous pouvons essayer de prédire le ou les types de ruptures qui pourront se produire et par conséquent déterminer les mesures nécessaires pour les éviter, soit adapter des mesures avec des soutènements appropriés dans le cas d'ouvrages destinés à être stables ou de choisir une direction d'avancement appropriée capables d'assurer la sécurité et de meilleures conditions d'exploitation des ouvrages.

Ces analyses permettent de mieux comprendre beaucoup d'observations, en retour, elles donnent des indications précieuses sur le champ des contraintes in situ.

## 7. Effet d'un banc épais

L'exploitation d'une veine de charbon dans un milieu hétérogène avec des bancs au toit d'une grande épaisseur est très fréquente. Dans le cas où ces bancs ont des caractéristiques mécaniques différentes du reste du massif rocheux, l'exploitation se caractérise par un comportement spécial. Cet effet est déjà signalé par LABASSE (1964), TINCELIN et BENYAKHLEF (1983, ...) dans le cas d'exploitations par chambres et piliers ou pour des ouvrages d'infrastructure.

Il est donc important d'examiner l'influence d'un banc ayant un module d'Young ( $E_b$ ) inférieur (couche de charbon) ou supérieur (banc rigide de calcaire) à celui du massif sur la valeur des contraintes aux bords et au milieu d'une taille. Ces cas de figures se rencontrent dans la plupart des gisements sédimentaires et en particulier dans les Houillères françaises.



Pour la modélisation, nous avons considéré l'existence d'un banc d'une épaisseur de 30 m ayant un module d'élasticité ( $E_b$ ) différent de celui du massif ( $E_m$ ). Les deux cas extrêmes sont (Fig. I-27) :

- 1- un banc ayant un module d'Young ( $E_b$ ) dix fois inférieur à celui du massif (un banc tendre).
- 2 - un banc avec un module d'Young ( $E_b$ ) dix fois plus grand que celui du massif (un banc rigide).

Nous avons donc fait varier le rapport des modules d'élasticité ( $E_m / E_b$  : module d'Young du massif et du banc respectivement) entre ces deux cas extrêmes. Cinq cas ont été étudiés pour lesquels le rapport des modules d'élasticité sont : 10, 5, 2, 1, et 0.1 respectivement.

De plus, pour chaque cas, nous avons fait varier un autre paramètre. Il s'agit de la distance entre la couche de charbon exploitée et le banc épais qui est égale à 10, 20 ou 30 m. Le maillage est réadapté pour chaque cas.

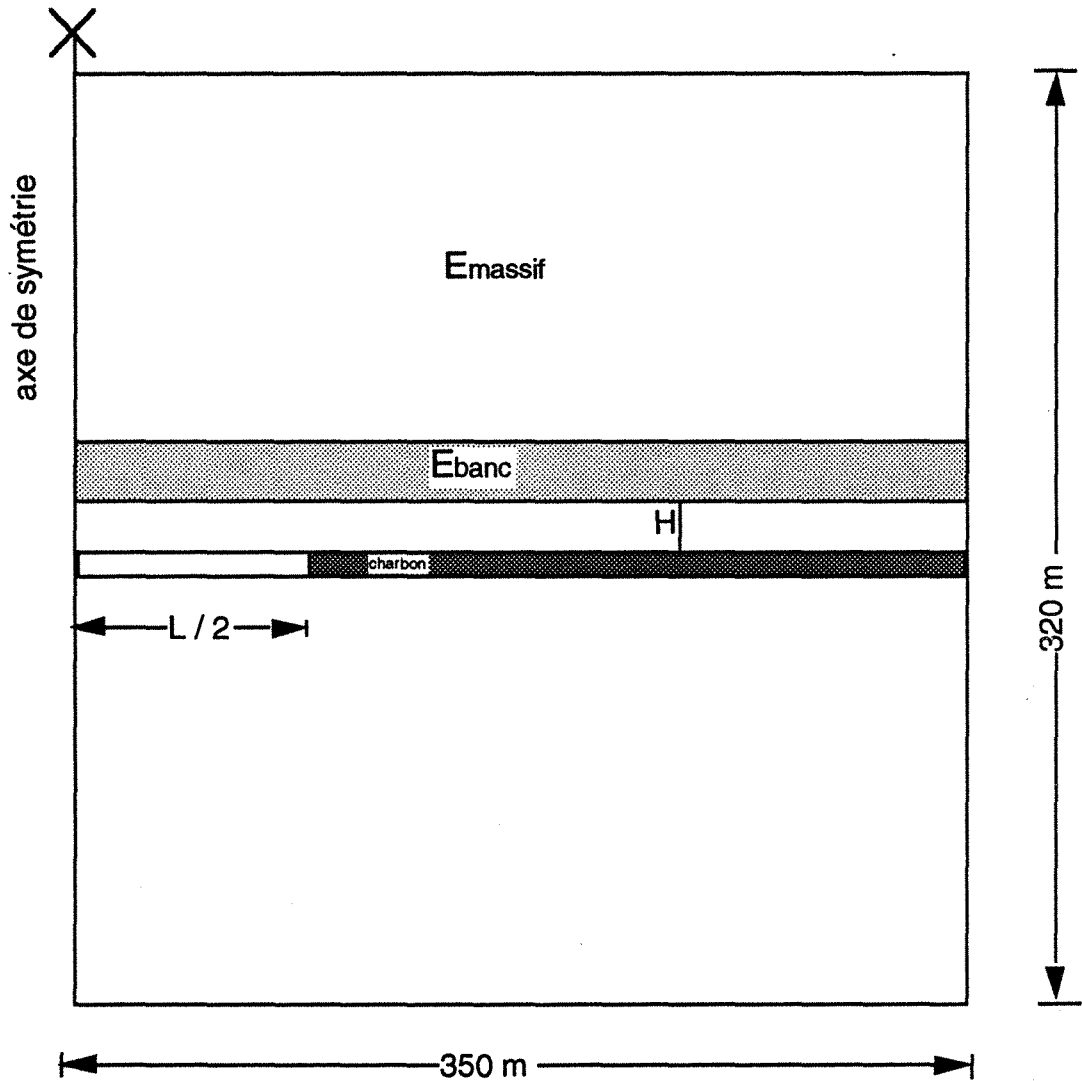
Par ailleurs, nous avons maintenus constants les autres paramètres de la modélisation :

- le modèle est celui d'une seule taille à 800 m de profondeur,
- le rapport entre contrainte verticale et contrainte horizontale initiales ( $K$ ) est de 0,5,
- la largeur du front de la taille est de 150 m.

Nous constatons, à partir des courbes représentées par la figure I-28, que :

1 - les contraintes principales, aux bords de la taille, sont moins élevées dans le cas d'un banc rigide par rapport au cas d'un banc tendre, quelle que soit la distance entre le banc et la couche du charbon. Dans le cas où  $E_m / E_b = 0,1$ , le déviateur des contraintes ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) est de 25 % et 31 % moins grand au bord de la taille, par rapport au cas où le milieu est homogène (soit  $E_b = E_m$ ).

2 - les contraintes principales, aux bords de la taille, sont plus importantes au fur et à mesure que le banc est résistant ( $E_b > E_m$ ) se situant à une distance plus grande. En revanche, nous constatons que ces contraintes sont moins importantes pour un banc tendre ( $E_b < E_m$ ) par rapport au cas d'un massif homogène.



L : largeur du front de la taille de 150 m

H : distance entre la couche de charbon et le banc variant de 10 à 30 m

Ebanc et Etoit : Le rapport varie de 0,1 à 10.

Fig. I-27 : Coupe adoptée pour étudier l'influence d'un banc de 30 m au toit de la couche de charbon

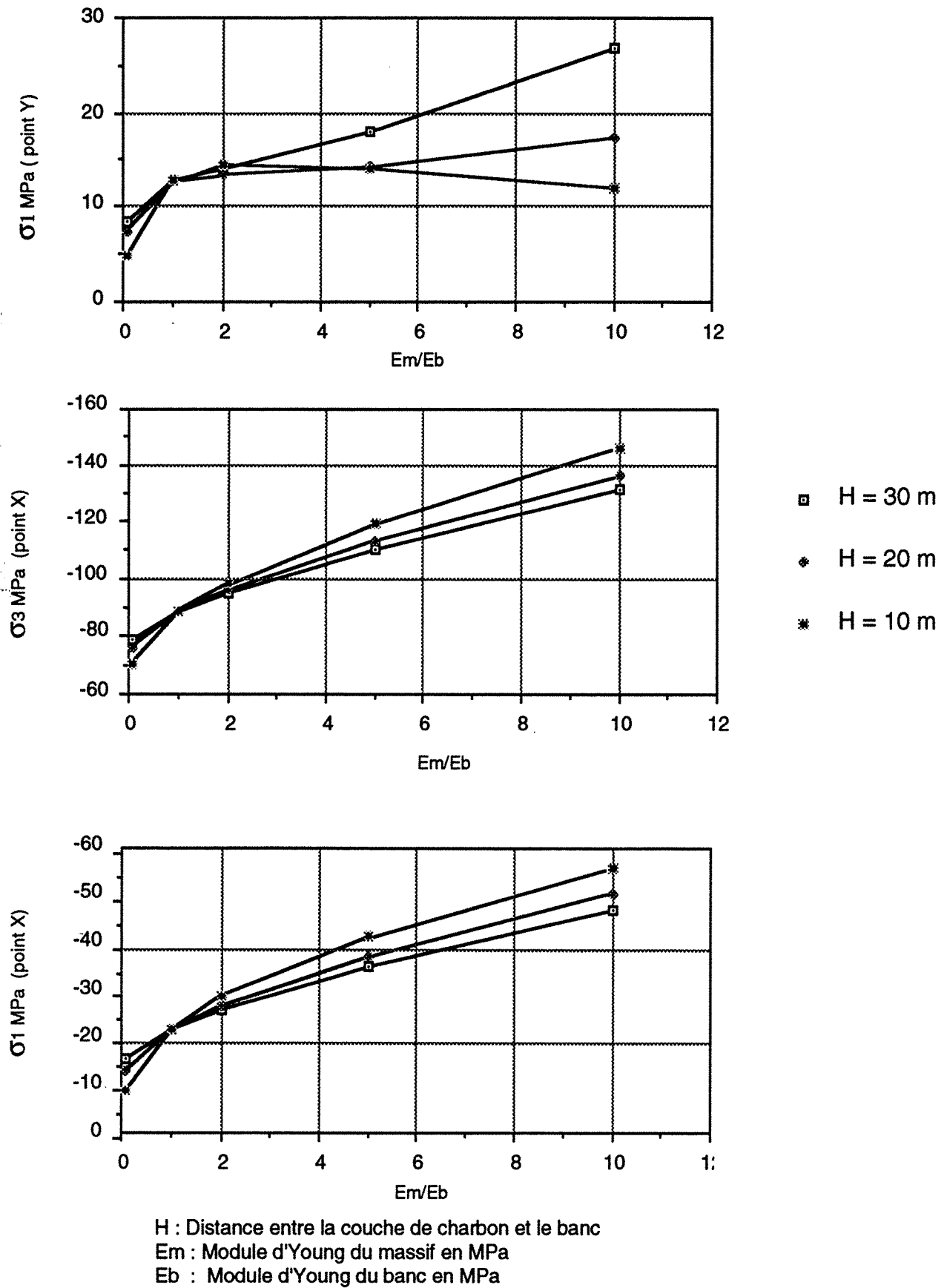


Fig. I-28 : Evolution des contraintes principales au bord (point X) et au milieu de la taille (point Y) en fonction de caractéristiques mécaniques d'un banc au toit de la taille et en fonction de sa position.

3 - en comparant le comportement du banc à une poutre simple, nous constatons que :

\* dans le cas du banc rigide, les fibres inférieures du banc subissent de fortes contraintes horizontales de traction, tandis que les fibres supérieures sont soumises à des contraintes horizontales de compression. Les fibres inférieures et supérieures d'un banc tendre se trouvent en compression modeste.

\* on peut en déduire que dans le cas d'un banc rigide, ce dernier risque de perdre sa continuité macroscopique s'il est découpé par un système de fissuration verticale et perpendiculaire à la contrainte principale horizontale de traction (TINCELIN, 1983).

4 - au toit immédiat et au milieu de la taille (point Y, Fig. 1.1), les contraintes de traction sont plus importantes dans le cas d'un banc tendre et moins importantes dans le cas d'un banc rigide par rapport au cas d'un massif homogène. Leur valeur dépend de la distance entre la couche exploitée (taille) et le banc supposé rigide ou tendre.

5 - l'affaissement maximal est calculé dans le cas d'un banc qui se situe à 10 m de la couche exploitée. Il dépend du module d'Young du banc (Fig. I-29), il est égal à 30 cm pour un banc 10 fois plus rigide que le massif, et 68 cm pour un banc 10 fois moins rigide que le massif.

En conclusion, les calculs que nous avons menés nous ont permis d'éclaircir le point relatif à l'existence d'un banc au toit de la couche exploitée. Un banc à caractéristiques différentes change la distribution des contraintes induites aux bords et au milieu de la taille ainsi que dans le banc même. Ces contraintes dépendent du module d'Young relatif à ce banc et de la distance entre le banc et la couche exploitée. Ces résultats ont une application dans le cas de la veine K du champ d'exploitation de Creutzberg du Bassin des Houillères de Lorraine.

## 8. Conclusion

Les "pressions de terrains" et le volume d'influence d'une exploitation utilisant la méthode des longues tailles, dépend des facteurs imposés par l'exploitant tels que l'utilisation du remblai, la largeur de panneau, et par les conditions naturelles d'une exploitation :

- présence d'un toit composé de bancs de nature très variée,
- les contraintes initiales ou tectoniques sont anisotropes.

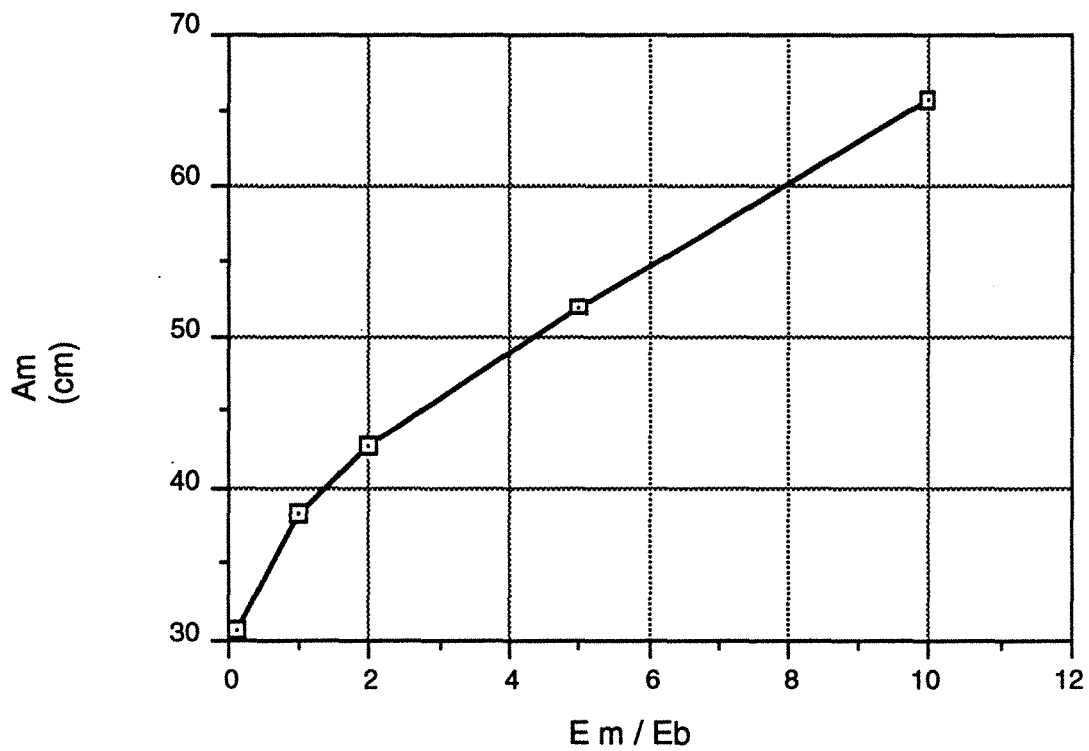


Fig. I-29 : Evolution de l'affaissement maximal à la surface du modèle en fonction de rapport ( $E_{\text{massif}} / E_{\text{banc}}$ ) pour un banc situant à 10 m de la couche exploitée

Les études concernant une taille vide ou remblayée par modélisation ont montré que :

- le cas d'une taille vide semble le plus défavorable à la stabilité parce qu'une grande partie du massif autour de l'excavation en subit les conséquences. Ce cas ne représente pas l'arrière taille qui est remblayée ou remplie par le foudroyage. La distance entre le front et l'arrière taille peut correspondre à cette partie de la taille où le vide reste encore sans traitement, dans ce cas l'hypothèse de déformation plane n'est plus valable, néanmoins les contraintes développées après l'exploitation approchent d'une taille simulée par un vide plus que pour une taille remblayée. Il est nécessaire de développer un modèle qui tient compte de l'évolution des contraintes en fonction des vides, ce qui fera l'objet du chapitre suivant.

La modélisation montre, au moins qualitativement, l'évolution du volume d'influence en fonction de la largeur exploitée, qu'elle soit une taille remblayée ou un simple vide, et les "pressions induites" varient dans un intervalle assez important. La largeur exploitée détermine:

- \* les zones qui subissent l'influence de l'exploitation,
- \* les valeurs des surcontraintes,
- \* l'affaissement à la surface,
- \* l'orientation des contraintes principales aux bords de l'excavation.

Le calcul plastique ne permet pas d'avantage de rendre compte des problèmes de "pressions de terrains" telle que la rupture d'un haut toit, il confirme que cette piste ne peut pas résoudre les problèmes des "pressions de terrains" et que les phénomènes élémentaires dont le modèle élastique a rendu compte restent qualitativement identiques.

Sur le rôle joué par le tenseur des contraintes initiales, nous avons essayé d'analyser la fracturation induite d'une taille en fonction de ce tenseur. Un choix de la direction de l'avancement détermine dans quelles conditions l'exploitation se réalise. Il ne dépend pas seulement de la conduite du chantier, mais aussi de l'orientation des contraintes principales. Une définition d'un volume d'influence devrait tenir compte du tenseur complet des contraintes. Ce tenseur peut changer la forme et les dimensions du volume d'influence. Les ouvrages miniers qui sont dans ce volume, subissent les conséquences de tel ou tel type de rupture, éventuellement possible, suivant que les contraintes principales ont telle ou telle direction. La stabilité de l'ensemble "taille et ouvrages" a des conséquences économiques non négligeables pour la mine.

Le volume d'influence dépend aussi de la présence d'un banc à caractéristiques différentes au toit d'une exploitation. Ce banc peut changer la redistribution des contraintes, de fortes contraintes sont concentrées dans le banc, dans le cas d'un banc rigide. Il faut donc analyser son comportement sous un tenseur des contraintes beaucoup plus important que le tenseur initial. Dans le cas d'un banc tendre les contraintes élevées sont localisées dans le massif, autour de la taille. Entre les deux cas extrêmes, il existe des cas qui dépendent des caractéristiques du banc et celles du massif.

L'exploitant connaissant les données géométriques et l'environnement géologique, pourrait mieux prévoir le volume d'influence de son exploitation, en tenant compte de ces nouveaux éléments établis auparavant, et la décision qu'il prend, intègre davantage les données de l'exploitation.





## **CHAPITRE II**

# **MODELISATION DU FOUROYAGE**



## 1. Introduction

Jusqu'à présent, les calculs qui sont effectués ne prennent en compte ni la forme géométrique finale créée par le foudroyage des bancs du toit ni même l'existence de ce foudroyage. Une zone assez importante (selon la profondeur, la résistance, les contraintes initiales, ...) est remblayée par des blocs de tailles variables qui tombent sous l'effet de leur poids propre. Elle contient un pourcentage important de vides aléatoirement répartis.

Théoriquement, le foudroyage s'arrête au moment où la partie exploitée est totalement remplie ou bien lorsque la portée critique n'est pas atteinte (les bancs sont capables de se tenir en place pour une portée réduite). Dans le cas où il y a des contacts entre le foudroyage et les bancs du toit, il convient de noter que le foudroyage fonctionne comme un appui : il est plus actif au fur et à mesure que le front de la taille s'éloigne et que les bancs reposent sur le foudroyage. Au niveau des phénomènes dynamiques, le foudroyage aide à diminuer les coups de charge du bas toit mais ceux du haut toit sont plus fréquents (LABASSE, 1964).

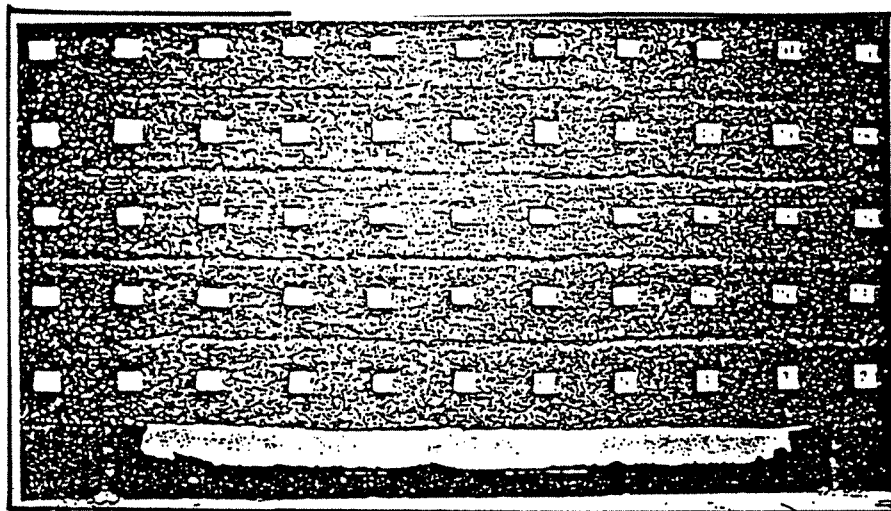
La forme du foudroyage a été décrite par plusieurs auteurs (LABASSE, TINCELIN, JACOBI, ...), en intégrant à la fois les faits observés et les mesures in situ ou sur maquette (Fig. II-1) (LINGLI, 1990 ; WOLD, 1986). L'idée préalable des auteurs est une arche "voûte de décharge" enjambant le vide exploité dont le contour délimite un volume de terrains en dehors duquel le recouvrement est stable.

Il y a deux approches principales pour modéliser un milieu fracturé avec des discontinuités :

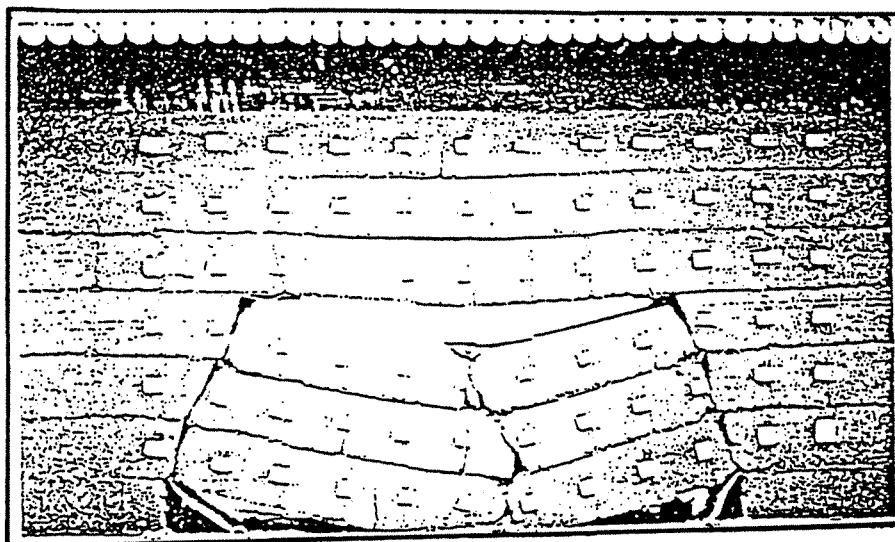
- la première consiste en une modélisation des discontinuités (joints, stratification, ...) et des roches, de manière directe,
- l'autre approche est basée sur la théorie du milieu équivalent.

Les deux types de modélisation sont envisagées pour étudier l'influence du foudroyage sur la redistribution des contraintes dans le massif au voisinage d'une taille :

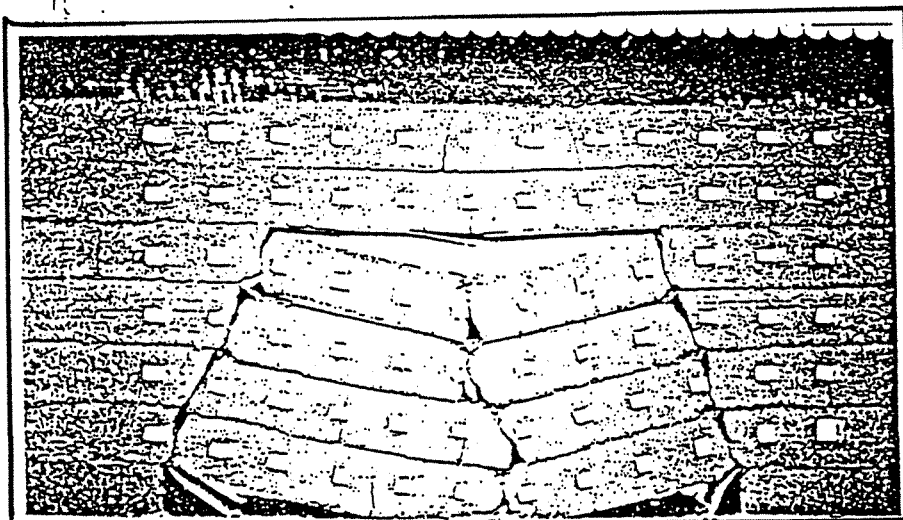
- modélisation par la méthode des Eléments Finis (milieu continu équivalent),
- modélisation par la méthode des Elément Distincts (milieu discontinu).



*Décollement  
du 1<sup>er</sup> banc*



*Après le foudroyage  
du 3<sup>ème</sup> banc*



*Après le foudroyage  
du 4<sup>ème</sup> banc*

Largeur du foudroyage

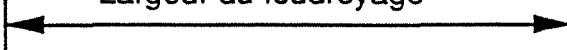


Fig II-1 : Processus de rupture et d'éboulement des bancs obtenus par un modèle physique (d'après Lingli, 1990)

## 2. Modélisation par la méthode des Eléments Finis

La méthode des Eléments Finis a montré son efficacité pour étudier l'influence de la forme géométrique dans l'hypothèse d'un milieu continu. Nous allons l'employer pour étudier le cas d'une taille foudroyée. Elle est capable de déterminer en situation finale, les contraintes induites par une taille foudroyée. Nous allons modéliser la cavité créée par le foudroyage ainsi que la taille dans la situation finale. L'évolution des contraintes intermédiaires avant l'équilibre final ne sera pas prise en considération (il s'agit donc d'un état fixe). Le code utilisé dans ce cas est **CESAR-LCPC**.

### 2.1. Présentation du modèle

Nous avons adopté les caractéristiques géomécaniques et la géométrie du modèle précédemment utilisées (dans le cas d'une taille vide).

La zone du foudroyage risque de se former dans la zone où la contrainte horizontale est en traction, on suppose que cette contrainte de traction provoque une rupture par extension. Dans notre modèle, la hauteur de la zone foudroyée correspond à cette hauteur est calculée dans le cas d'une taille vide "Hc" (cf. partie 2, chapitre I : Fig. I-10). La hauteur de cette zone comprenant la hauteur de la couche même, est égale à 17,5 m soit 3,5 fois l'ouverture de la couche exploitée.

Ce choix est compatible avec le calcul de foisonnement qui considère que la hauteur de la zone foudroyée (remplie par des blocs séparés) varie entre 2 et 4 fois la hauteur de la couche exploitée (TINCELIN, 1983). L'expérience aussi montre qu'il est prudent de supposer une hauteur de bancs foudroyés et de bancs gisants sans continuité mécanique, comprise entre 5 à 7 fois l'ouverture de la couche exploitée. Il existe des vides de plusieurs décimètres entre les bancs non rompus et la masse foudroyée (TINCELIN, 1983). Nous envisageons plusieurs cas permettant de simuler la répartition des vides après le foudroyage.

Nous allons comparer 5 cas de figures (Fig. II-2) :

- a - zone foudroyée intégralement remplie,
- b - un vide juste au voisinage du bord de la taille,
- c - un vide au-dessous du toit considéré comme auto-stable,
- d - des vides au toit et au parement (réunion des cas b + c),
- e - le volume foudroyé correspond à un vide.

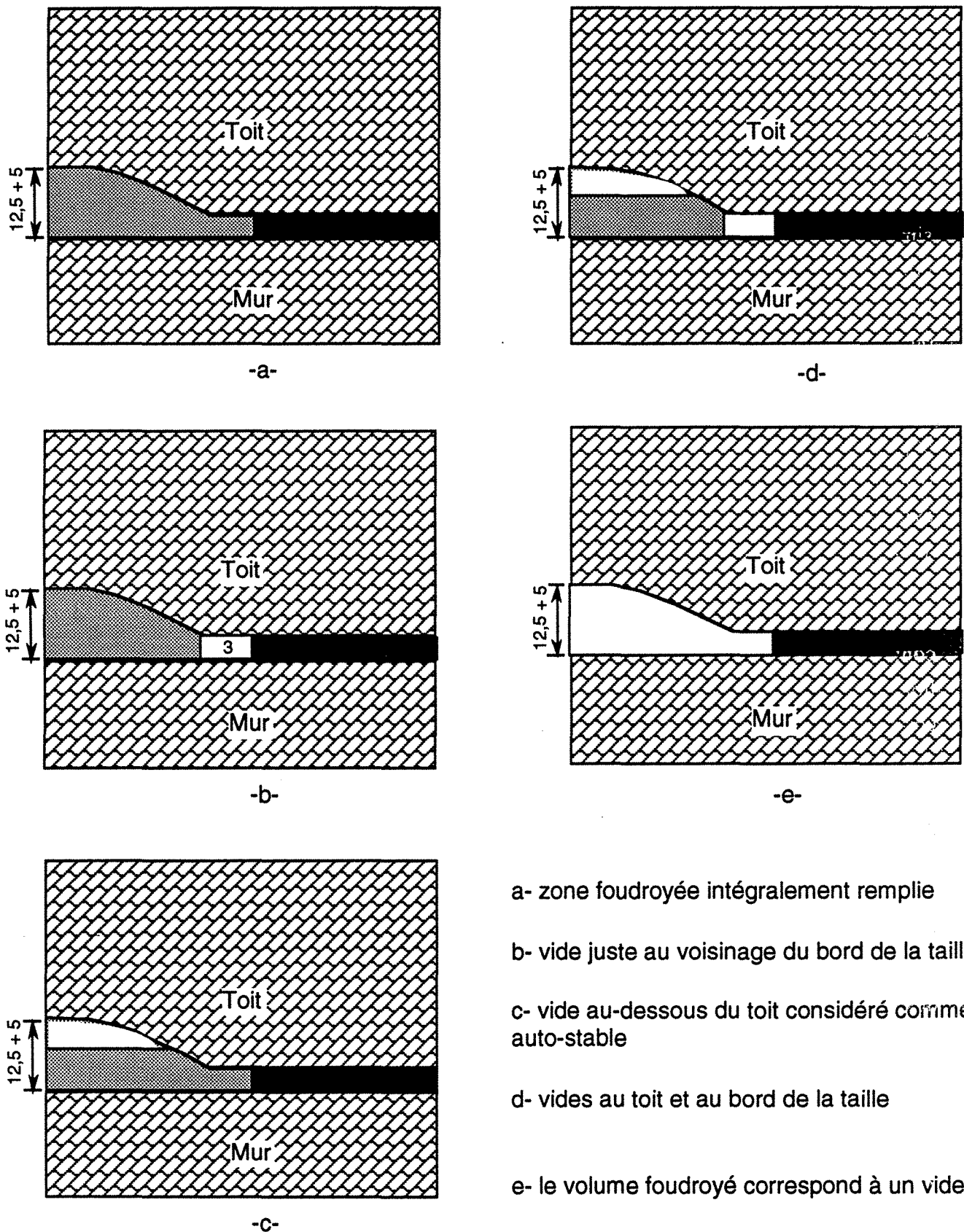


Fig. II-2 : Cinq configurations possibles pour simuler la forme de la cavité après le foudroyage

(5 m : la puissance de la couche exploitée, 12,5 m la hauteur de la zone foudroyée).

Le maillage employé est le même dans les cinq cas. La partie du foudroyage qui devient vide est remplacée par un matériau à caractéristiques mécaniques nulles ( $E=0$ ).

Nous avons remplacé le foudroyage par un matériau équivalent (très déformable). Il est simulé par un milieu continu équivalent élastique avec des caractéristiques très faibles. MAJDI et al (1989) prennent un module d'Young ( $E$ ) qui est égal à 1000 MPa pour les roches cassées compactes. Dans les calculs de pression de terrains dans les mines Russes (d'après BEN SLIMANE et al, 1991), on prend un module d'Young dépendant du toit de la taille et égal à  $0,001 \times E$  du toit.

Nous avons choisi un module d'Young égal à 100 MPa soit 0,01 fois celui du toit. Cette hypothèse est justifiée dans la mesure où nous n'avons pas de mesures concernant sa valeur réelle. Nous n'allons pas, dans ce cas, analyser ce qui se passe à l'intérieur de la zone foudroyée. Il est évident que les résultats sont conditionnés par cette hypothèse et que des études paramétriques associées à des mesures in situ sont nécessaires pour rendre compte du comportement du foudroyage.

En ce qui concerne le chargement, nous appliquons sur les contours du foudroyage les contraintes initiales à savoir -20 MPa pour les contraintes verticales et -10 MPa pour les contraintes horizontales. Dans la zone foudroyée, les contraintes initiales ne sont pas ajoutées aux variations de contraintes dues à ce chargement.

## 2.2. Panneau de 150 m de large

Nous allons réaliser les calculs dans le cas d'une taille d'une largeur de front de 150 m et déterminer dans les cas "a, b, c, d et e" les contraintes maximales. Ces calculs permettent de connaître la géométrie pour laquelle les contraintes sont les plus importantes et la géométrie qui génère des contraintes les plus favorables à la stabilité des ouvrages se situant au voisinage proche de la taille.

Nous avons tracé les courbes des contraintes principales au toit de la taille (horizon z-z de la Fig. I-3) et à partir seulement des bords de la taille et jusqu'à une distance de 100 m (Fig. II- 3 et II-4). Nous pouvons noter que les contraintes principales majeures et mineures augmentent en fonction du pourcentage de vide (Tableau II- 1).

cas	$\sigma_3$ MPa	$\sigma_1$ MPa	$\sigma_3/\sigma_1$
1	-72	-17,5	0,24
2	-43,8	-13	0,3
a	-50,2	-14,7	0,29
b	-55	-17	0,31
c	-60	-17,2	0,29
d	-68	-19,7	0,28
e	-80,5	-23,45	0,29

**Tableau II- 1 : Contraintes principales maximales aux bords de la taille en fonction du modèle de foudroyage choisi et dans le cas d'une taille vide (cas 1) et une taille remblayée (cas 2).**

La contrainte principale mineure maximale vaut -50,2 MPa pour le cas "a" (taille complètement remplie) contre -80,5 MPa pour le cas "e" (zone foudroyée correspondant à un vide). La différence est donc de 30 MPa entre les deux cas extrêmes. En ce qui concerne la contrainte principale majeure, elle passe de -14,7 MPa à -23,45 MPa respectivement. La différence est moins importante, elle ne vaut que 8,75 MPa. Elle est moins sensible à la façon de traiter le foudroyage que la contrainte principale mineure. Notons qu'au delà d'une distance de 50 m des bords de la taille (Fig. II- 13 et II- 14), les contraintes sont identiques dans tous les cas. L'affaissement maximal à la surface du modèle est égal à 25 cm dans le cas d'une taille foudroyée simulée par un remblai "cas a" et 37 dans le cas d'une taille foudroyée simulée par un vide "cas e".

Au toit de la zone foudroyée, la zone sujette à des contraintes de traction n'apparaît plus dans les cas "a" et "b". Pour les autres cas, les contraintes de traction sont faibles.



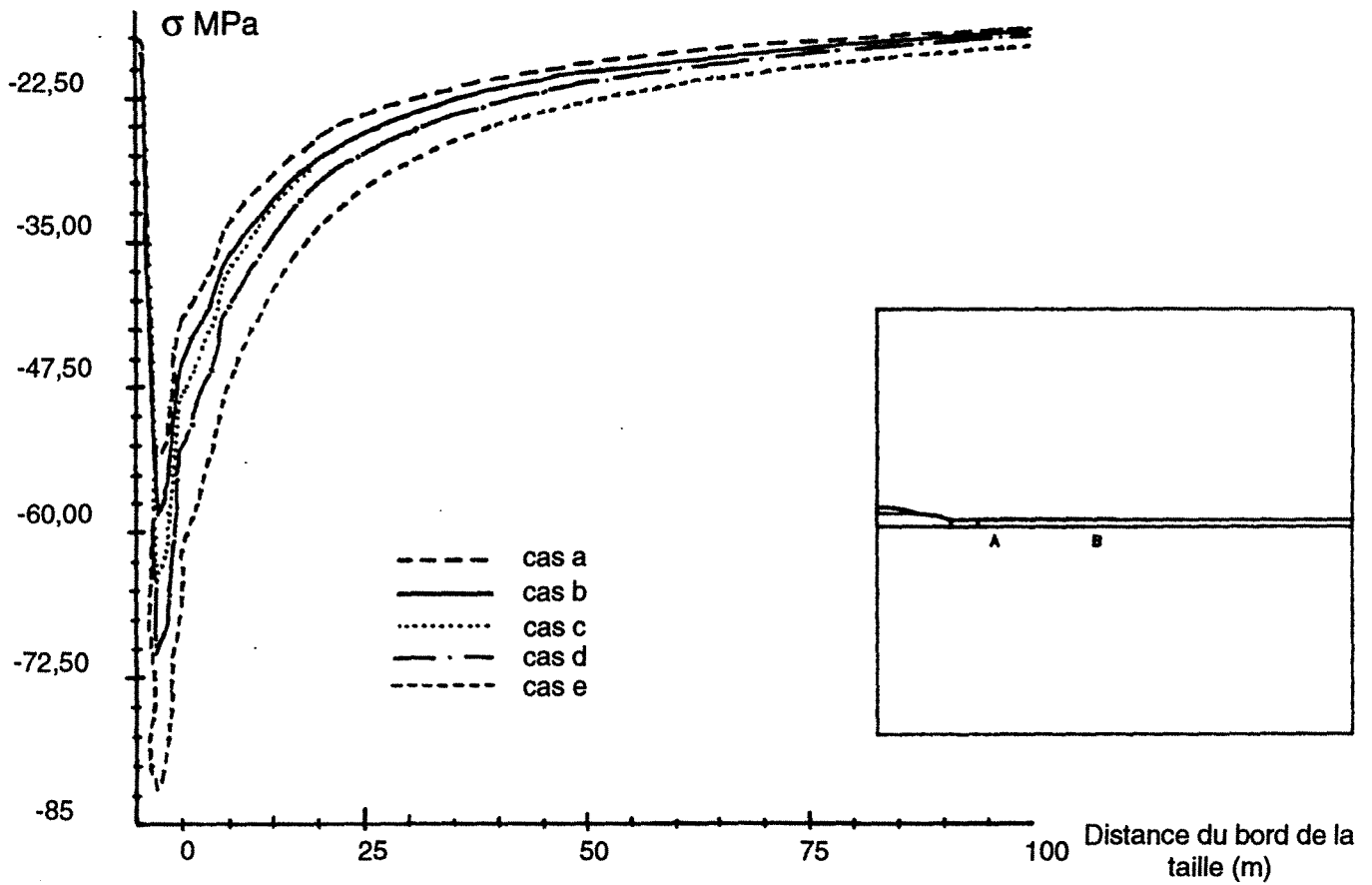


Fig. II - 3 : Contrainte principale mineure (coupe AB) d'une taille foudroyée (pour les cinq cas étudiés)

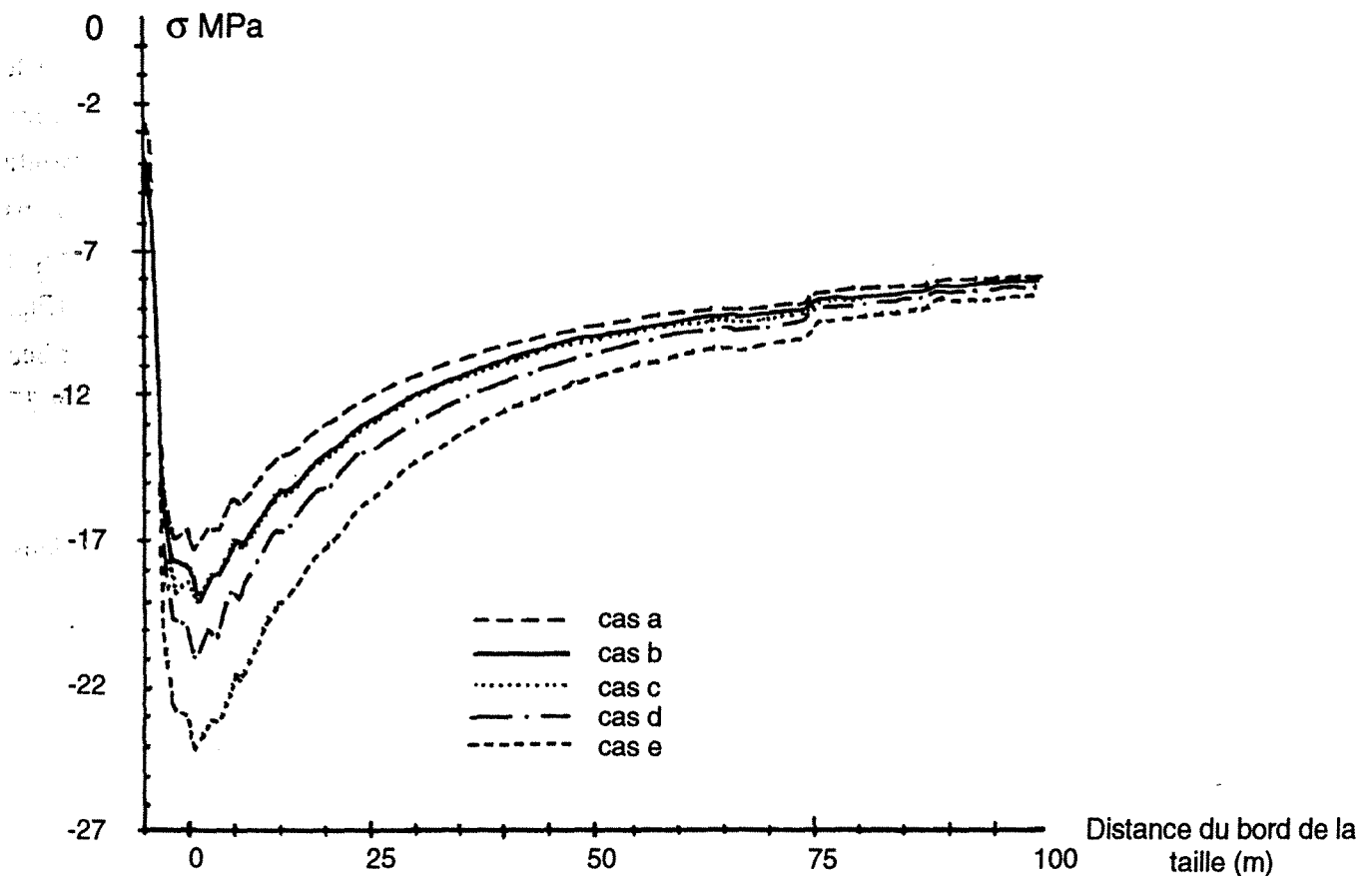


Fig. II - 4 : Contrainte principale majeure (coupe AB) d'une taille foudroyée (pour les cinq cas étudiés)

### 2.3. Effet de la largeur exploitée

Nous allons étudier l'effet de la largeur exploitée d'une taille foudroyée dans deux cas extrêmes :

- cas (a) une taille foudroyée complètement remblayée ,
- cas (d) avec présence de vides au toit et aux parements de la taille.

Dans les deux cas (a, d), la largeur du front de la taille varie de 100 m à 300 m. La hauteur de la zone foudroyée varie aussi en fonction de la largeur du front de la taille. Nous avons appliqué les mêmes conditions de chargement et de déplacements imposées à ces deux modèles.

Nous avons limité la comparaison aux contraintes principales majeure et mineure aux bords de la taille, car les résultats obtenus ailleurs sont comparables globalement aux résultats obtenus dans le cas d'une taille vide.

D'après les calculs effectués dans les deux cas (Tableau II- 2), nous pouvons constater qu'aux bords de la taille :

Largeur du panneau (m)		100	150	200	250	300
Cas a	$\sigma_3$ MPa	-43,3	-50,2	-59,8	-77,2	-83,19
	$\sigma_1$ MPa	-18,8*	-14,7	-16,4	-19,38	-20,2
Cas d	$\sigma_3$ MPa	-50,5	-68	-75,1	-90,3	-99
	$\sigma_1$ MPa	-20,3*	-19,7	-20,2	-21,4	-22,7

Cas a : taille totalement remplie par le foudroyage.

Cas d : taille avec deux vides au toit et aux parements

\* : la contrainte axiale est la contrainte principale majeure

**Tableau II- 2 : Contraintes principales majeures et mineures dans les deux cas (a, d) en fonction de la largeur du panneau.**

- la contrainte axiale est la contrainte principale majeure pour des largeurs inférieures à 150 m.

- les contraintes principales augmentent avec la largeur du panneau dans les deux cas étudiés (a et d) ;

- la différence entre les deux géométries est plus significative pour des largeurs importantes. Elle est de l'ordre de 16 MPa pour les contraintes principales mineures et 2,5 MPa pour les contraintes majeures dans le cas d'une taille de 300 m.

- le comportement du foudroyage dans le cas où la zone foudroyée est complètement remplie ne ressemble pas au cas d'une taille remblayée. Par exemple pour une largeur de 300 m, les contraintes principales mineure et majeure du cas "a", sont de 66 % et 40 % respectivement plus importantes par rapport au cas d'une taille remblayée (cf. partie 2, chapitre I), cette augmentation des contraintes est due à la dimension de la cavité du foudroyage simulé par un remblai (deux fois plus grande) ayant un module d'Young 100 fois moins que celle du massif.

- les contraintes principales majeure et mineure dans le cas "d", sont de 20 % et 10 % plus importantes par rapport aux contraintes dans le cas d'une taille vide. Dans ce cas, le volume des vides est égal au cas d'une taille simulée par un vide. De plus, la partie remplie de la cavité créée par le foudroyage a un module d'Young inférieur à celle du massif.

#### 2.4. Conclusion

Nous avons modélisé le foudroyage par un matériau ayant les caractéristiques d'un remblai. Cette modélisation a permis de comparer la forme géométrique de la cavité du foudroyage.

Les cinq cas modélisés simulant la géométrie du foudroyage avec une répartition du vide différente, ils sont répartis entre le vide complet et le remplissage total. Les résultats de la modélisation montrent l'importance de la géométrie de la zone foudroyée, la différence entre les cas étudiés peut être résumée avec les points suivants:

- les contraintes principales sont globalement plus importantes dans le cas d'un vide généralisé par rapport aux autres cas. Ceci pourrait représenter le cas où le toit, resté en place, ne touche pas le toit foudroyé (les éboulis) même après flexion, ce qui peut correspondre, par exemple à la situation d'un haut toit assez massif et qui tarde à foudroyer.

Le cas où les vides sont simulés au toit et au front : les contraintes sont plus importantes par rapport aux cas où il y a une seule zone vide. La redistribution des contraintes est différente selon que le ou les vides sont au toit ou au bord. Cette nouvelle distribution n'est que temporaire. Ces nouvelles contraintes peuvent à leur tour provoquer la rupture et grandir les vides. Nous avons limité les calculs aux cas précédents, mais il est intéressant de suivre l'évolution de la zone foudroyée pour arriver à la forme finale du foudroyage supposé.

Pour que les contraintes dans la zone du foudroyage ne soient pas nulles, il faut que les contacts entre le massif en place et le foudroyage soient donc assurés et que les blocs du foudroyage constituent un vrai appui pour le toit en place. Dans ces cas, les contraintes de traction disparaissent pour laisser la place à des contraintes de compression de l'ordre de quelques MPa, elles sont suffisantes pour maintenir le toit en place. Pour des cas où le vide est sûr d'être rempli complètement, nous pouvons moduler l'extension du volume d'influence selon la qualité du foudroyage.

Dans le chapitre précédent, nous avons simulé l'excavation par un vide introduisant dans le massif des contraintes et un volume d'influence important. Le foudroyage aussi développe des contraintes et un volume d'influence de la même importance. Ce foudroyage est caractérisé par un volume très importante avec des vides, et un matériau de remplissage à des caractéristiques très faibles comparées à celles du massif avant exploitation. Il est prudent de considérer que le volume d'influence correspond à celui d'une taille vide surtout pour des largeurs importantes.

### 3. Modélisation par la méthode des Eléments Distincts

#### 3.1. Introduction

D'après les observations faites in situ et ainsi qu'à la lumière des modèles mécanistes, une voûte de décharge se forme au toit de la taille au cours de l'exploitation. L'intérieur de cette zone se compose de blocs plus ou moins séparés.

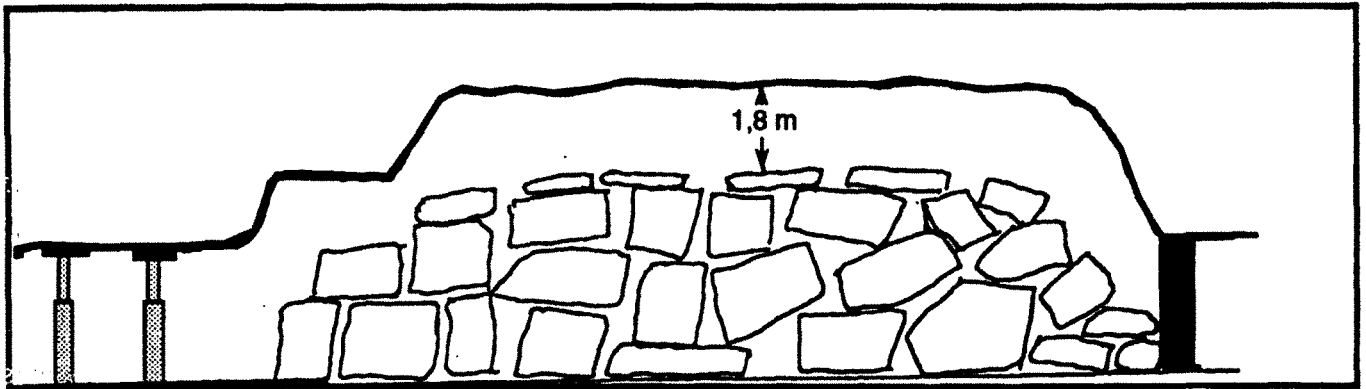
Ces blocs sont limités par les plans de stratification et d'autre part, par un réseau de fissures principalement engendrées par la rupture des bancs du toit (cf. partie 1), sensiblement orthogonales à ces derniers.

Une enquête faite sur 13 tailles a montré que le volume de ces blocs est de l'ordre de plusieurs mètres cubes, et est lié à la nature des premiers bancs. Il est plus petit pour les schistes fins bien stratifiés et plus gros pour les grès (SCHWARTZMANN, 1983) (Fig. II- 5).

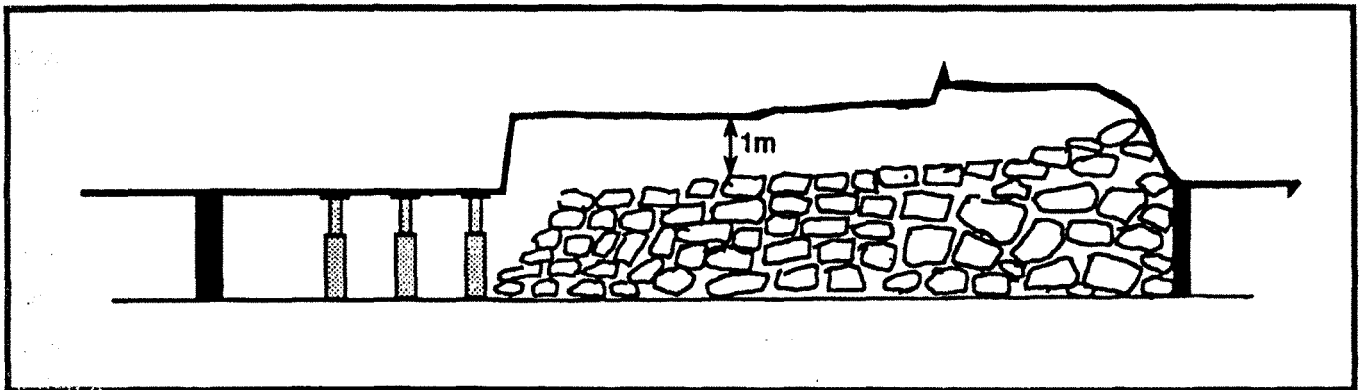
Les bancs qui constituent le massif rocheux sont plus déformables après l'exploitation à cause de la fissuration induite, la déformabilité élastique due à la matrice rocheuse était presque négligeable. Leur flexion résulte de glissements le long des discontinuités naturelles et des fissures d'exploitation, notamment des fissures préalables (LABASSE, 1973). On suppose que ces glissements sont parfois très lents, à cause des fortes pressions de confinement et du coefficient de frottement de la roche.

Le mécanisme décrit auparavant traduit l'ensemble des phénomènes observés au cours du processus de foudroyage. Nous allons simuler numériquement ce comportement afin d'étudier son interaction avec le massif, ainsi nous pourrions étudier la sensibilité des paramètres géométriques et géomécaniques.

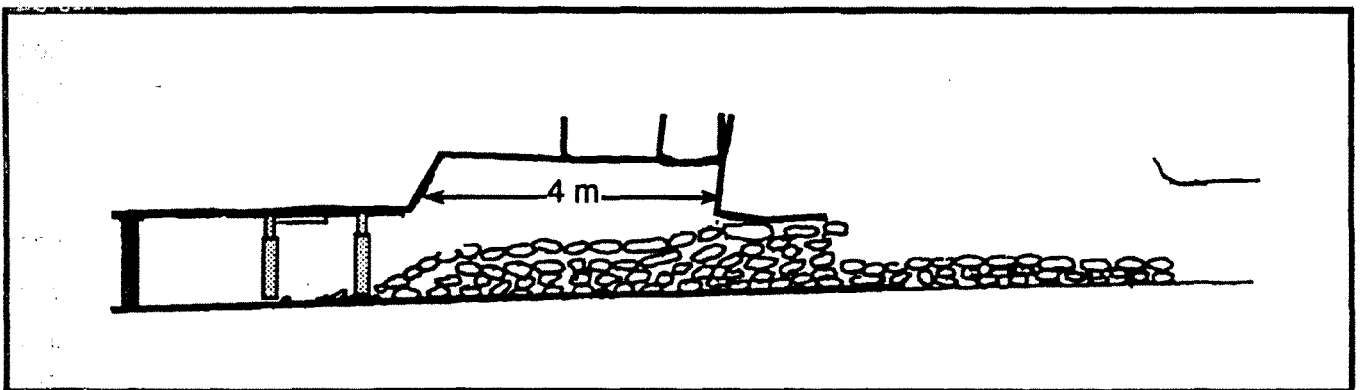
Le comportement mécanique d'un assemblage des blocs diffère du comportement d'un milieu continu par l'existence de grands déplacements, le long des discontinuités. Donc, l'utilisation de la méthode des éléments distincts est justifiée pour étudier le comportement du massif autour d'une exploitation par longue taille (FAIRHURST, 1988). Ainsi, nous pouvons prendre en compte les déplacements et les rotations des blocs et des bancs de la stratification. Des modèles ont été élaborés pour étudier l'influence d'une taille dans un milieu discontinu (INZ STANSLAW MNICH, 1987 ; CHOI et al, 1990). Le modèle proposé par CHOI et al (Fig. II- 6), est destiné à étudier l'affaissement à la surface.



Foudroyage par grands blocs



Foudroyage par blocs moyens



Foudroyage par petits blocs

Fig. II-5 : Différents aspects du foudroyage (Taille des blocs, des vides,...) d'après SCHWARTZMANN, 1981

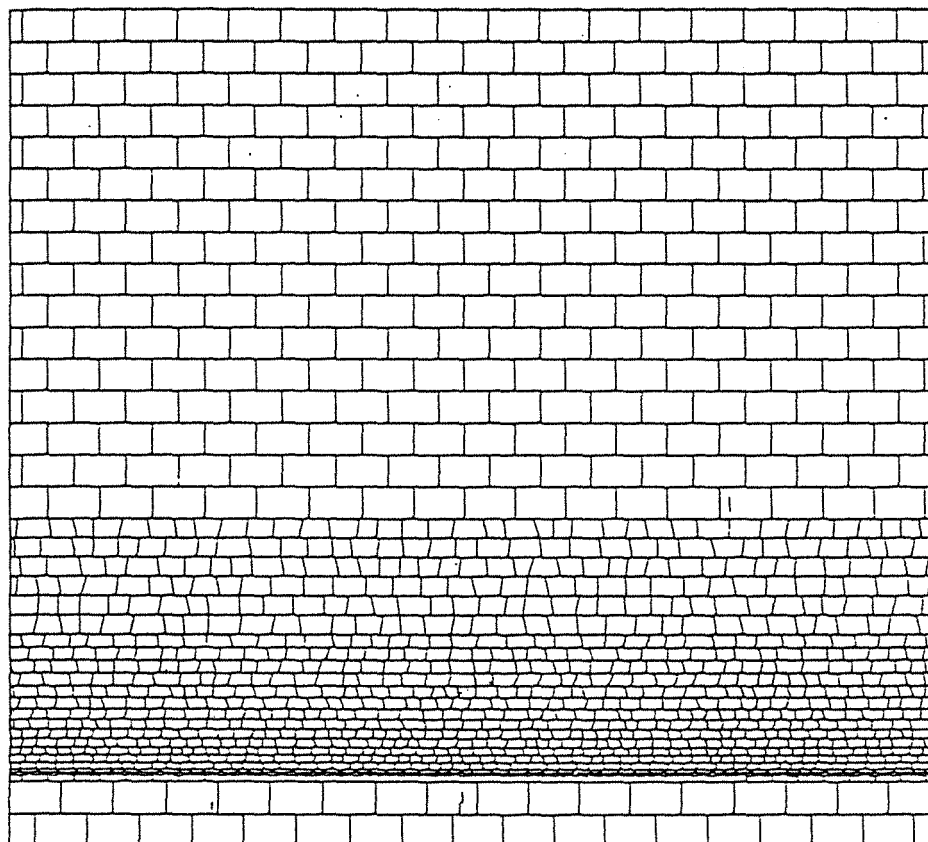


Fig. II - 6 : Modèle présenté par Choi et al 1990, pour étudier l'affaissement à la surface par la méthode E.D (UDEC)



### 3.2. Objectifs de la modélisation

Ce modèle vise à étudier le processus ou le déroulement de phénomène du foudroyage particulièrement et non pas le mécanisme complet, incluant l'apparition de la rupture.

Nous étudions particulièrement :

- les conditions dans lesquelles apparaît le premier foudroyage,
- l'évaluation des volumes de terrains qu'ils concernent,
- l'évolution du processus.

Les résultats que l'on peut tirer de ce type de calculs sont différents de ceux d'un calcul dans un milieu continu. Avec les éléments distincts on essaye d'étudier le processus de chute des blocs du foudroyage, et ses conséquences pour le reste de l'environnement (affaissements, modifications de chargement etc.....). Les nouveaux vides sont surestimés car le foisonnement de blocs n'est pas introduit dans les calculs.

Pour ce modèle, nous allons suivre la méthode suivante :

- observer le mécanisme du foudroyage et son évolution en fonction du nombre de cycles. Comparer avec les observations in situ (cette comparaison reste qualitative).
- calculer l'affaissement à la surface du modèle, (en comparant les modèles entre eux),
- analyser les iso-valeurs des contraintes principales majeures et mineures, comparer avec le modèle du milieu continu en Eléments Finis,
- repérer les valeurs des contraintes principales maximales de compression et de traction dans le modèle ainsi que les valeurs des contraintes aux bords de l'excavation,
- analyser l'état des contraintes dans la zone foudroyée.

### 3.3. Présentation des modèles

Nous avons utilisé le code de calcul UDEC, présenté dans l'annexe 2. Il est fondé sur la méthode des Eléments Distincts et permet d'étudier le comportement d'un assemblage de blocs.

Dans le domaine de la modélisation en géomécanique, l'expérience est considérable en milieu continu par la méthode des Eléments Finis ou par celle des Eléments Frontières et nous savons notamment déterminer les dimensions optimales d'un modèle pour éviter tout effet de limite pouvant mettre en cause les résultats. Pour cela des études ont été réalisées pour étudier l'influence de tel ou tel paramètre. Cette expérience est moins importante dans le domaine de la modélisation d'un milieu discontinu.

La méthode des Eléments Distincts est nouvelle dans le cas d'une taille foudroyée. Aussi faut-il entreprendre l'examen approfondi de l'influence du choix des conditions aux limites, des valeurs des paramètres permettant d'élaborer une méthode d'interprétation des résultats issus des calculs.

Tout d'abord, un modèle ayant les dimensions du modèle adopté pour les calculs en Eléments Finis est envisagé pour pouvoir comparer les résultats fournis par les deux modèles.

### *3.3.1. Géométrie du modèle*

Le premier modèle est présenté sur la figure II- 7. Ses dimensions globales sont celles employées dans le modèle par Eléments Finis soit 350 x 320 m avec une taille de 150 m. Nous avons considéré que le milieu est stratifié. Des joints horizontaux sont introduits au toit et au mur de la couche de charbon. La distance entre ces joints horizontaux est égale à 25 m pour le haut toit. Au bas toit, l'épaisseur des bancs varie entre 1 et 10 m (CHAMBON, 1985). Nous avons modélisé un bas toit de 15 m de hauteur où l'épaisseur de bancs est égale à 5 m.

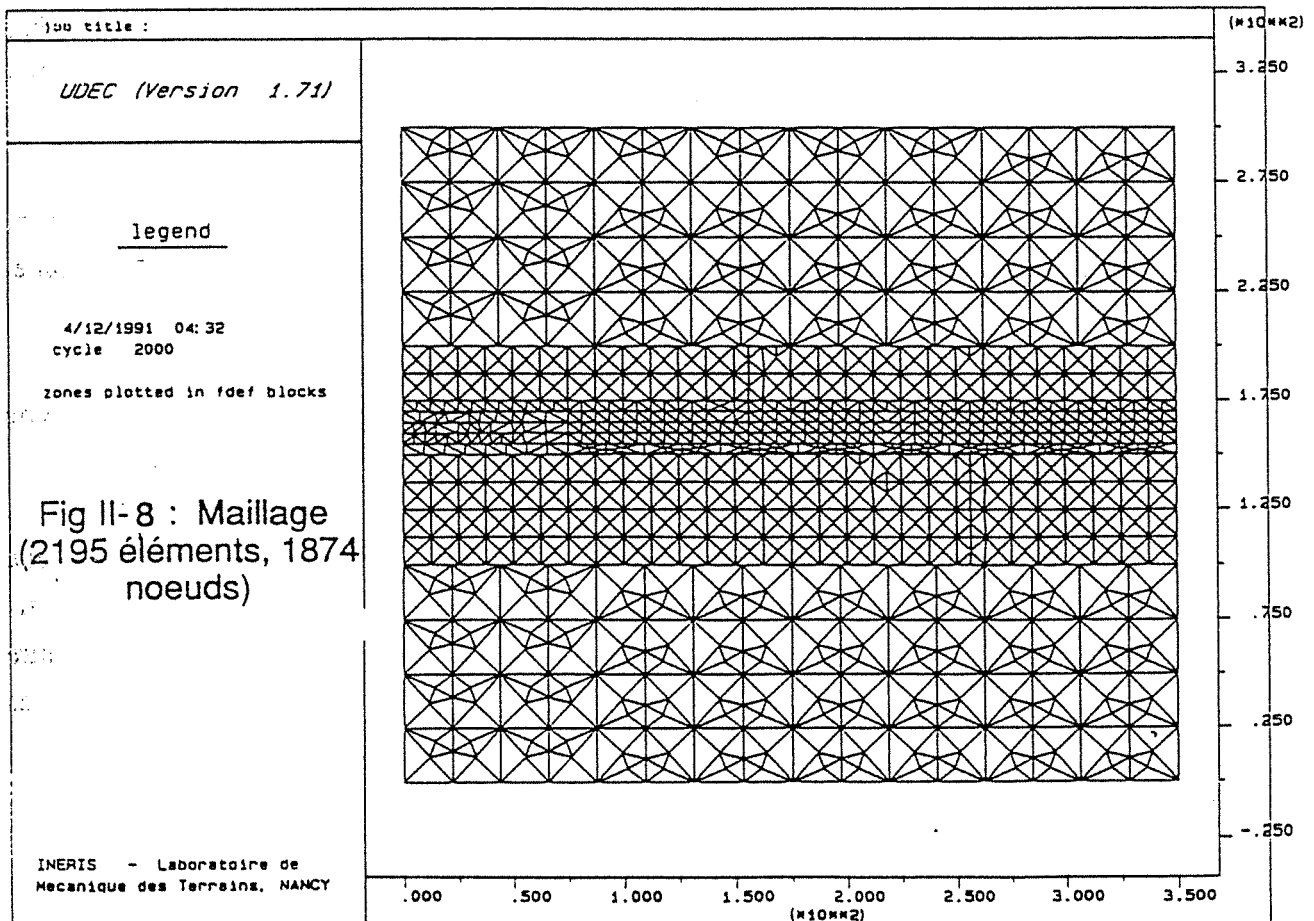
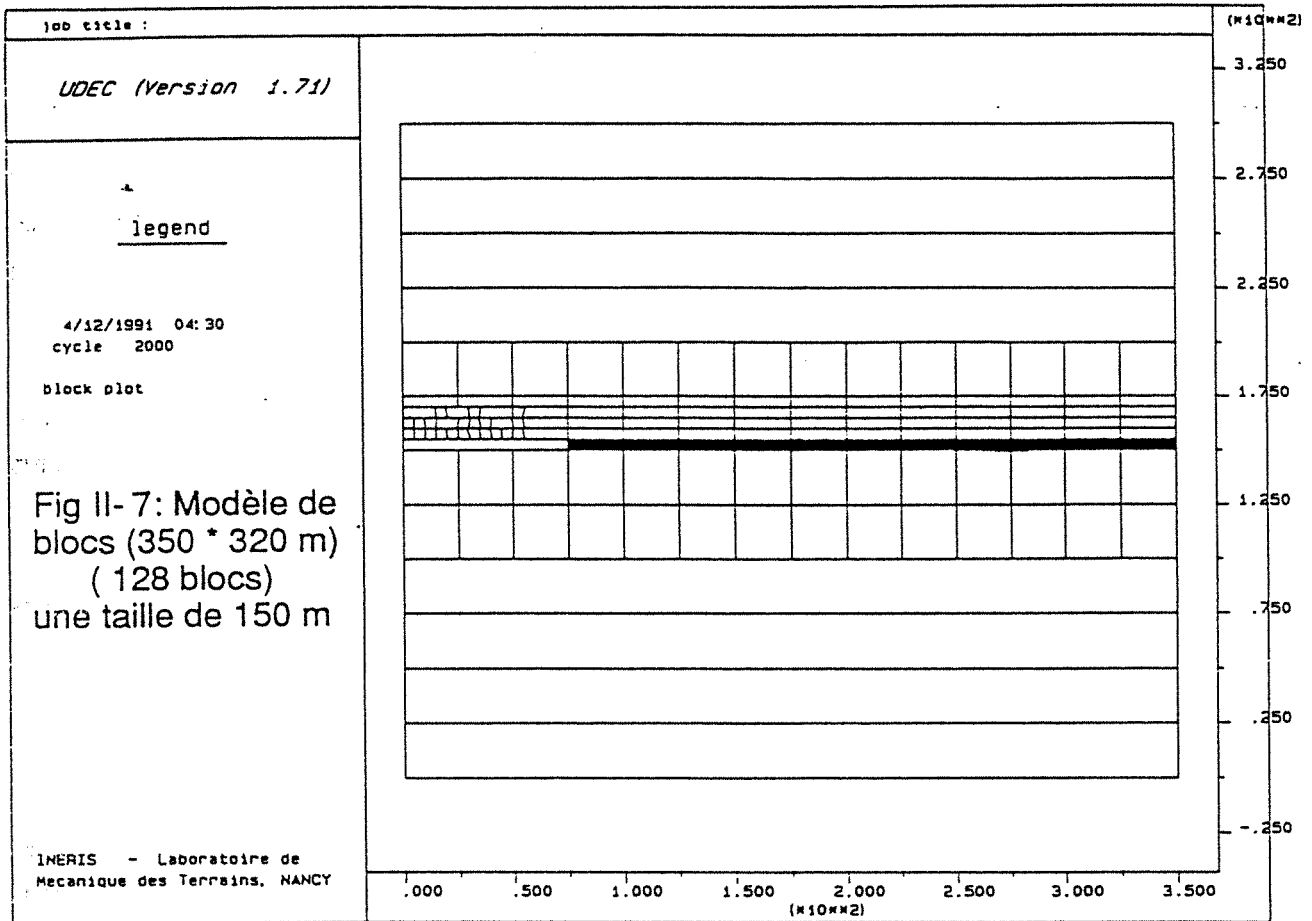
Nous avons par ailleurs prédécoupé le toit et le mur par des discontinuités verticales formant avec la stratification des grands blocs, de dimensions de 25 x 25 m. Elles se limitent à 50 m au toit et au mur de la couche exploitée.

Ces valeurs résultent d'un compromis entre l'expérience rassemblée dans ce type d'exploitation en position des ruptures et la faisabilité pour la mise en oeuvre du modèle.

La zone du foudroyage est prédécoupée par des petits blocs. Les dimensions de cette zone sont égales à 65 x 15 m\*. Des joints plus ou moins verticaux ( $90^\circ \pm 20^\circ$ ) sont introduits et ils correspondent aux fissures engendrées par la rupture de bas toit due à l'exploitation. La distance entre ces joints est de 5 m. Les volumes des blocs dans cette zone varient entre 20 et 80 m<sup>3</sup> et 80 % de ces blocs ont un volume de 25 m<sup>3</sup>.

---

\* Une zone pour laquelle les contraintes horizontales sont en traction d'après un calcul par Eléments Finis.



La forme géométrique des blocs et l'étendue de la zone de petits blocs (zone de foudroyage) font l'objet d'études paramétriques montrant leur importance au niveau du comportement du foudroyage.

Ce modèle comprend au total 128 blocs. Tous les blocs sont supposés totalement déformables. Ils peuvent être soumis à une déformation axiale et latérale et à une distorsion. Notons ici que le comportement de chaque bloc est lui-même analysé par une méthode de différences finis qui conduit à un maillage de chacun d'eux, différent d'un bloc à l'autre. Deux blocs en contact n'ont pas forcément les noeuds communs sur leur contact, ce qui n'est pas le cas en milieu continu en Eléments Finis. Il y a dans ce modèle 2195 éléments et 1874 noeuds. Les éléments sont de type triangulaire à 3 noeuds (Fig. II- 8).

### *3.3.2. Conditions aux limites*

En ce qui concerne les conditions aux limites \* , nous avons empêché les déplacements verticaux à la partie inférieure du modèle, ainsi que les déplacements horizontaux aux deux bords du modèle, l'un à cause de la symétrie \*\* , l'autre étant considéré comme très loin de l'excavation. Le bord supérieur a des déplacements libres (Fig. II- 9).

### *3.3.3. Chargement*

La taille modélisée est située à 850 m de profondeur. Le modèle est chargé avec des contraintes verticales dues au poids des terrains sus-jacents. La contrainte verticale est égale à  $-\rho gH$  (H la profondeur en m à laquelle se trouve le noeud par rapport à la surface). Le rapport des contraintes horizontales/verticales est égal à 0.5. Nous envisageons d'étudier par la suite l'effet des contraintes horizontales qui est important sur le comportement du foudroyage en milieu discontinu. Ces contraintes représentent les contraintes principales initiales.

---

\* Ces conditions aux limites sont les mêmes que pour les calculs aux éléments finis

\*\* Nous ne modélisons que la moitié de la taille pour des raisons de capacité de la mémoire.

Le temps de calcul correspond au nombre de cycles multiplié par le pas temps (cf annexe III) en fonction duquel on peut suivre le comportement de chaque point du modèle. Nous n'allons analyser quantitativement que le résultat final des calculs. Une analyse purement qualitative pour les états intermédiaires permet de comprendre le mécanisme qui pourrait correspondre globalement à la réalité.

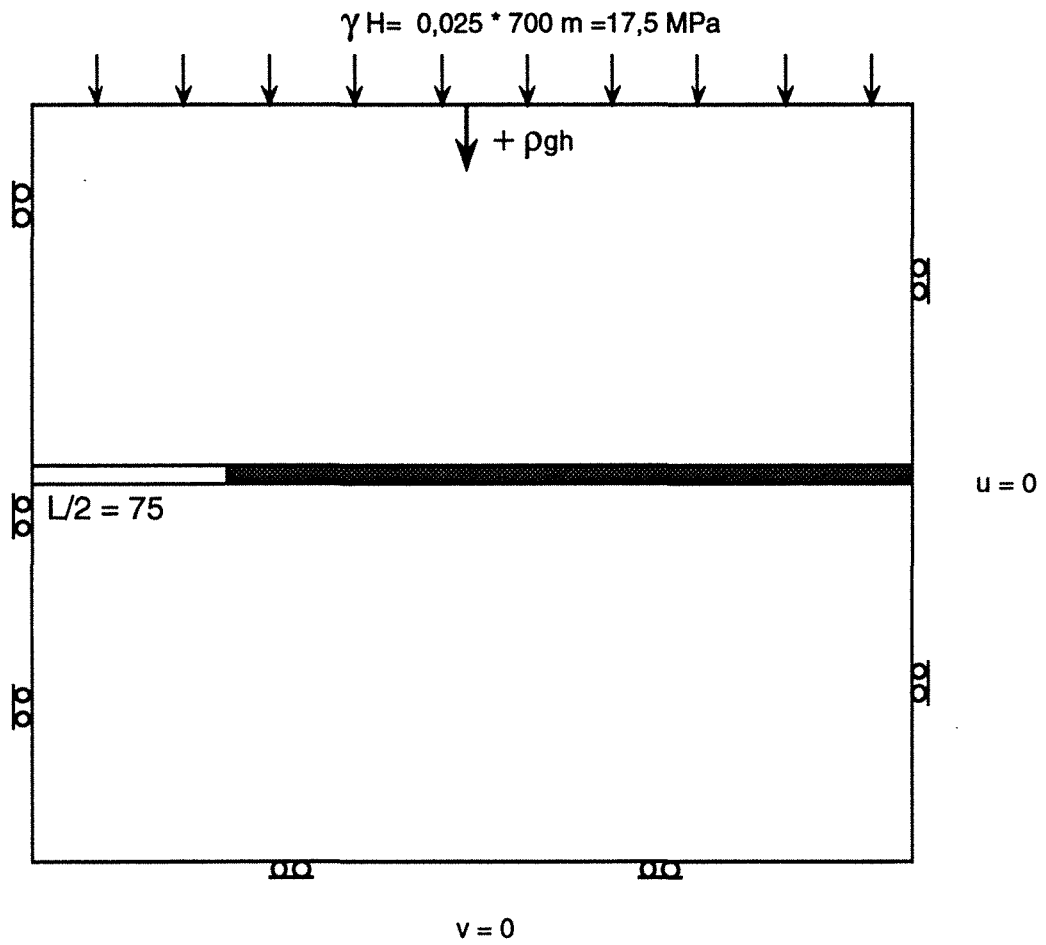


Fig. II - 9 : Conditions imposées de déplacement et de chargement du modèle

### 3.3.4. Caractéristiques géomécaniques

Nous avons effectué les calculs en conservant les caractéristiques mécaniques utilisées auparavant pour les calculs en milieu continu (Eléments Finis). Le code UDEC utilise le module de cisaillement (G) et le module de déformation volumique (K) comme données de base à la place de (E) module d'Young et (ν) coefficient de Poisson. Nous calculons ces paramètres par les relations suivantes :

$$G = E / (2(1+\nu)) ; K = E / (3 \times (1-2\nu))$$

En ce qui concerne les caractéristiques des joints (cf. annexe IV), elles sont divisées en trois groupes différents :

- les joints horizontaux,
- les joints verticaux à large pas,
- les joints horizontaux et verticaux, dans la zone foudroyée, à pas resserré.

Les raideurs normales ( $K_n$ ) et les raideurs tangentielles ( $K_s$ ) sont identiques pour les trois familles. Nous avons considéré que les joints ne disposent ni de cohésion ni de résistance à la traction. Les angles de frottement évoluent en fonction des étapes de calcul.

Dans le Tableau II-3 nous résumons les caractéristiques géomécaniques pour les roches (toit, mur et couche de charbon) et les joints.

MATERIAUX	E (MPa)	$\nu$	K (MPa)	G (MPa)	Kn (MPa/m)	Ks (MPa/m)	$\phi$
1 : Calcaire	10000	0,1	4500	4200			
2 : Charbon	2000	0,3	1700	770			
3 : Joints horizontaux					10000	1000	25°
4 : Joints verticaux					10000	1000	89°
5 : Joints de foudroyage					10000	1000	15°

**Tableau II-3 : Caractéristiques géomécaniques adoptées pour le modèle (UDEC, ITASCA).**

Ces valeurs sont choisies a priori et inspirées de la bibliographie (BAROUDI, 1991 ; THORAVAL, 1989 ; ENNOUR, 1991) sachant que nous allons faire varier ces paramètres dans la deuxième partie.

### 3.4. Phases du calcul

Nous avons adopté la méthodologie suivante en considérant que le calcul se fait en trois étapes principales :

1- une phase de consolidation sans excavation correspondant à 2000 cycles, après lesquels nous devons obtenir les contraintes initiales dans le massif avant toute excavation. Pendant cette phase, les joints verticaux ont un angle de frottement très élevé égal à 89° ( $\tan \phi = 100$  ; MAT. n°4). Ils sont traités comme des joints fictifs pendant cette phase  $\phi = 90^\circ$  veut dire qu'un joint ne peut glisser que sous une très forte contrainte parallèle à la direction du joint



A la suite de cette phase, nous remettons à nouveau les déplacements (dus à la consolidation) à zéro, les déplacements finaux seront donc uniquement dus à l'excavation.

2 - une phase simulant le creusement de la taille : 5000 cycles pendant lesquels nous gardons les caractéristiques mécaniques initiales des joints. Une nouvelle distribution des contraintes aura lieu dans les blocs du modèle.

3 - La dernière phase correspond au foudroyage. Les fractures induites par l'exploitation commencent à apparaître au toit et au mur. Pour simuler cela, on modifie l'angle de frottement des fractures qui devient égal à  $25^\circ$  ( $\tan \phi = 0,5$ ).

Les fractures dans la zone foudroyée (joints horizontaux et verticaux) auront un angle de frottement très faible de l'ordre de  $15^\circ$  ( $\tan \phi = 0,25$  ; MAT. n° 5). Dans ce cas, un joint glisse dès que le vecteur contrainte qui s'exerce sur lui est très peu incliné par rapport à la normale. Le calcul continue (en augmentant le nombre de cycles) jusqu'à ce que l'on obtienne un nouvel équilibre de l'ensemble des blocs.

### 3.5. Résultats et analyses

Au cours du calcul, nous avons observé les mouvements entre les blocs. Des glissements, déformations et fléchissements (rotations) sont observés. Nous pouvons distinguer deux zones. Les bancs formés par la stratification de 25 m de hauteur fléchissent pendant les premiers cycles (10000 cycles). Dans la zone de foudroyage, la figure II- 10 illustre les étapes par lesquelles les petits blocs passent pour former, à la fin du calcul, le foudroyage total (33000 cycles).

#### 3.5.1. Description du mouvement

Nous constatons qu'après le creusement de l'excavation (au terme de 3000 cycles), les blocs formant la zone foudroyée fléchissent ensemble comme un seul corps. Les premiers blocs de bas toit entrent en contact avec le mur après 7000 cycles. Les blocs formant le mur se déplacent vers le vide très rapidement et cessent de se déplacer dans la suite de calcul. Certains joints s'ouvrent. Les blocs du haut toit, à 25 m de la couche exploitée, suivent le mouvement. A 12000 cycles, le nombre de blocs qui reposent sur le mur augmente. Des vides apparaissent dans toute la zone et de manière aléatoire. La répartition des vides dépend de la taille des blocs et de leur forme géométrique. Par un fort confinement dans cette zone, certains blocs sont stables. Des arcs-boutements se forment par rotation des blocs.

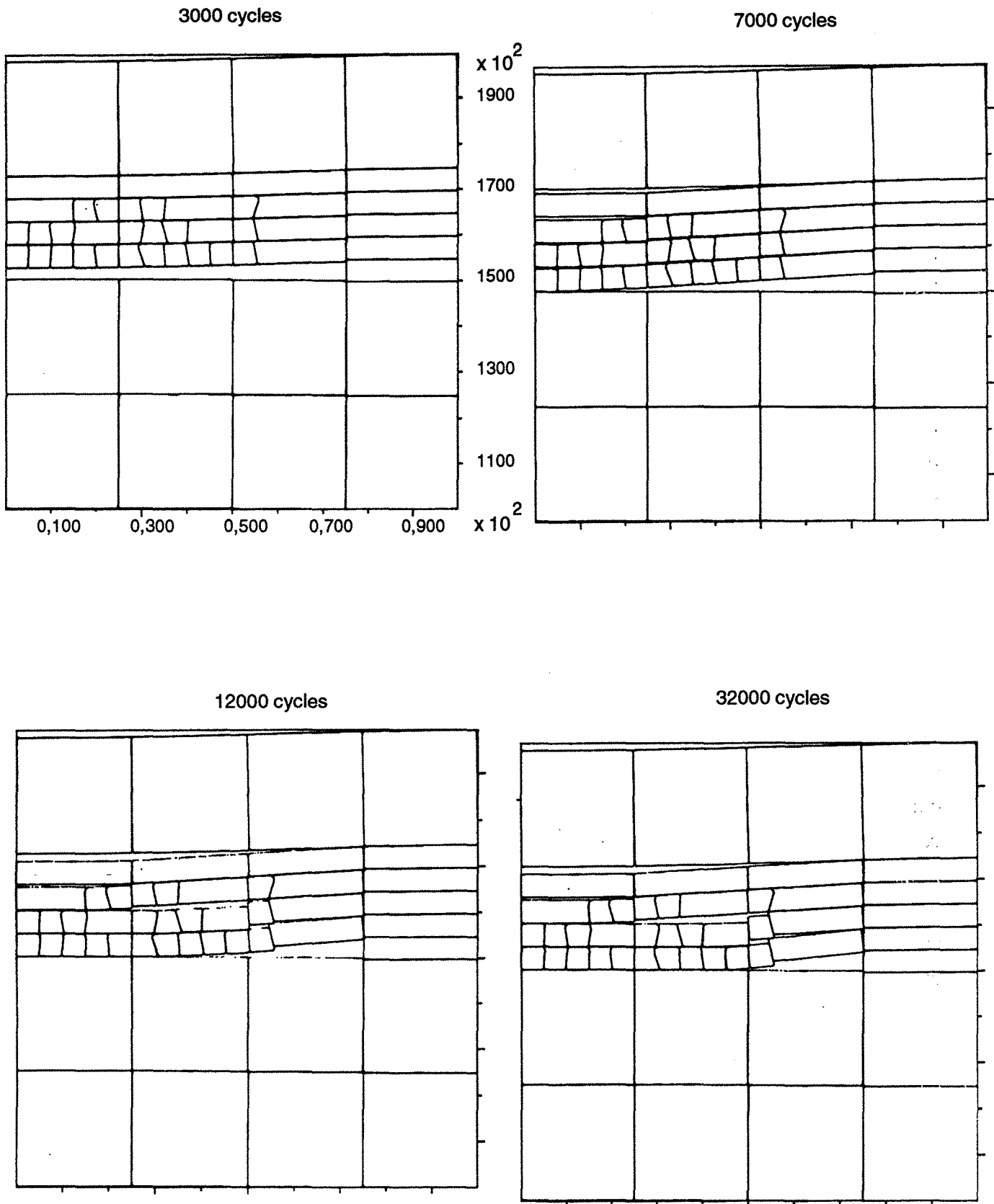


Fig. II- 10 : Etat des blocs dans la zone foudroyée en fonction du nombre de cycles

L'équilibre total est atteint après 33000 cycles. La forme finale du foudroyage est présentée sur la figure II- 10. A la fin du calcul (stabilisation des contraintes et des déplacements, le bilan de toutes les forces est équilibré), de nouvelles zones vides sont engendrées au toit et au bord de la taille, bien que la taille soit presque remplie par les blocs du bas toit.

Nous pouvons décomposer les déplacements finaux des blocs dans le foudroyage en deux parties, l'une due au fléchissement des bancs d'un milieu discontinu et l'autre due au glissement des blocs entre eux (Fig. II- 10 et II- 11).

Le déplacement final des blocs du bas toit est égal à l'ouverture de la couche de charbon moins le soulèvement du mur. Cette forme du foudroyage n'est pas en contradiction avec ce que les mineurs observent au fond de la mine (Fig. II- 5). Le prédécoupée des blocs est rendu nécessaire, car il n'existe pas encore de programme opérationnel qui génère les fissures en fonction des valeurs des contraintes.

### *3.5.2. Iso-valeurs des contraintes*

Nous analysons la nouvelle distribution des contraintes après l'équilibre finalement obtenu (33000 cycles). En effet, les iso-valeurs des contraintes principales n'ont pas les mêmes formes par rapport au modèle de milieu continu (Eléments Finis). Les figures II- 12 et II- 13 montrent les iso-contraintes pour lesquelles chaque courbe représente le lieu des points où les composantes des contraintes principales majeure et mineure respectivement, ont la même valeur. Les fortes concentrations des contraintes de compression enveloppent un volume plus important qu'en Eléments Finis. Elles se localisent aux bords de la taille jusqu'à 50 m au-dessus de la couche exploitée. Elles se trouvent aussi dans le haut toit à plusieurs niveaux, au milieu de la taille avec des valeurs moins importantes. Les contraintes à ces niveaux sont autour de -60 MPa soit 3 fois la contrainte verticale initiale.

En ce qui concerne les iso-valeurs des contraintes principales de traction, nous constatons qu'elles sont associées aux fortes contraintes de compression aux bords de la taille. Elles sont aussi très importantes dans les fibres inférieures des bancs de haut toit et à plusieurs niveaux. La contrainte majeure (traction) vaut environ 2,17 fois en module la contrainte horizontale initiale qui était en compression.

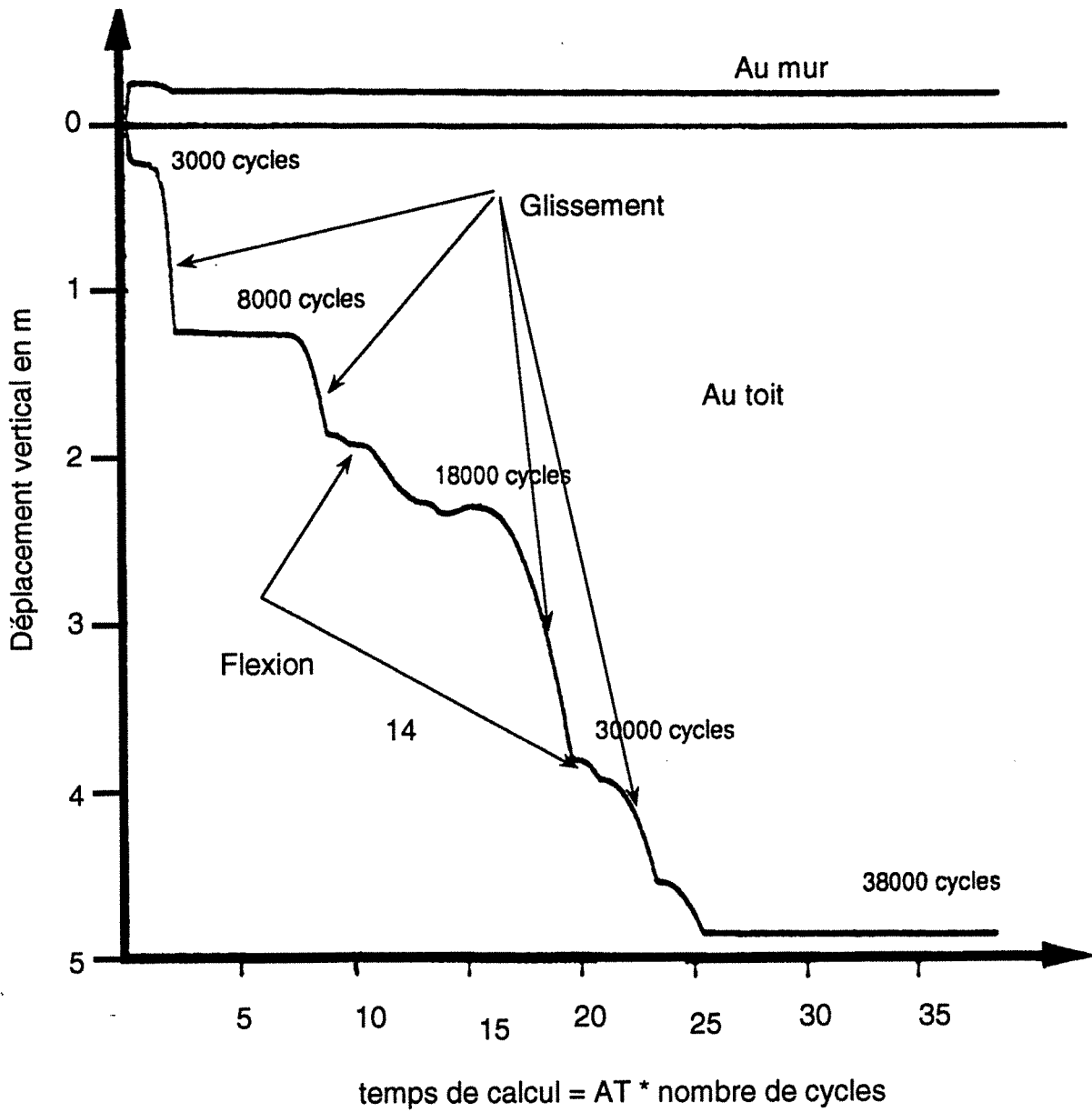


Fig. II-11 : Evolution du déplacement vertical au toit et au mur au cours du calcul après 38000 cycles( une taille de 150 m,  $K_n = 10000$  MPa et  $K_s = 1000$  MPa et  $\varphi=25^\circ$ )

JOB TITLE : Fig II-12 : Iso-valeurs des contraintes principales mineures

(\*10<sup>2</sup>)

*UDEC (Version 1.7)*

LEGEND

9/14/1992 07:52

cycle 33000

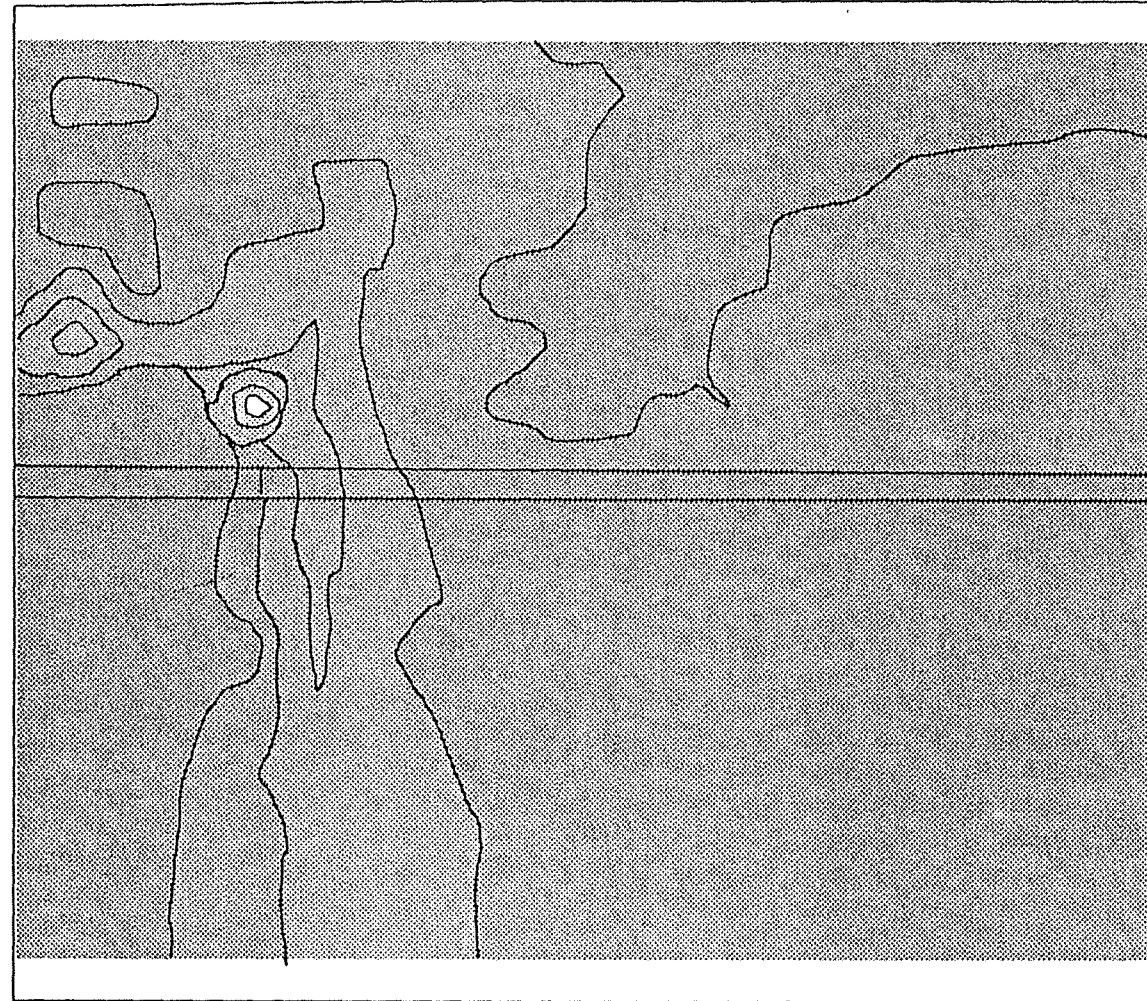
boundary plot

min pr str contours

contour interval= 1.500E+01

min=-1.050E+02 max=-5.000E+00

- ⋈ -1.050E+02
- 9.000E+01
- 7.500E+01
- 6.000E+01
- 4.500E+01
- 3.000E+01
- 1.500E+01



3.000  
2.500  
2.000  
1.500  
1.000  
.500  
.000

Partie II - Chapitre II

155

.250 .750 1.250 1.750 2.250 2.750 3.250

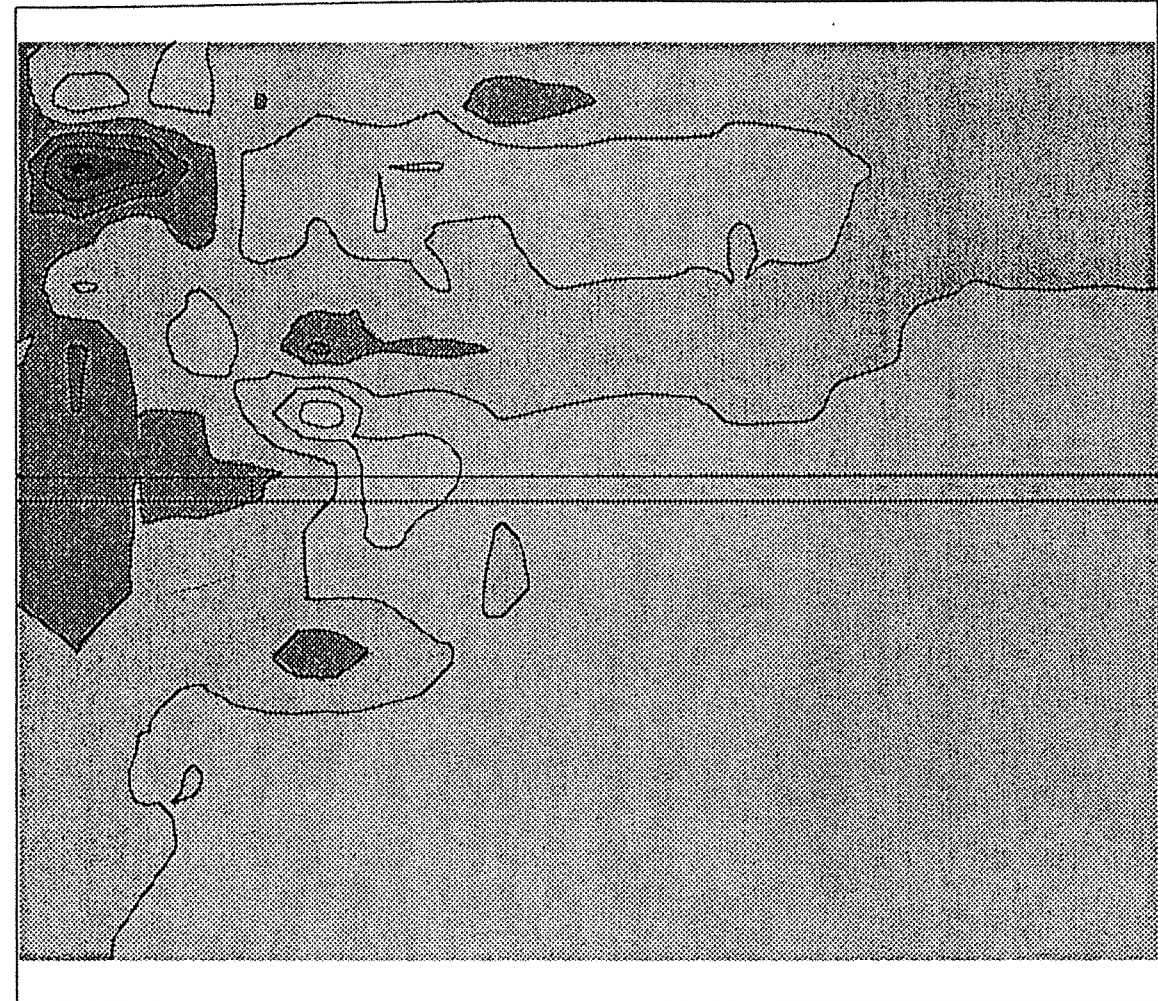
UDEC (Version 1.7)

LEGEND

9/14/1992 07:55  
cycle 33000

boundary plot  
max pr str contours  
contour interval= 1.000E+01  
min=-4.000E+01 max= 4.000E+01

- 4.000E+01
- 3.000E+01
- 2.000E+01
- 1.000E+01
- 0.000E+00
- 1.000E+01
- 2.000E+01
- 3.000E+01
- 4.000E+01



156

Partie II - Chapitre II

En conséquence, dans le cas d'une taille en milieu stratifié, le volume d'influence ne peut plus être divisé en deux parties comme cela était le cas en milieu continu. Nous avons des concentrations de contraintes de traction à tous les niveaux. Nous devons en tenir compte pour assurer la stabilité des ouvrages implantés dans des zones de fortes contraintes qu'elles soient de compression ou de traction.

### *3.5.3. Les contraintes maximales*

La valeur maximale de compression (Fig. II- 14), dans le modèle, est de -171 MPa soit 7,5 fois la contrainte verticale initiale. Cette contrainte est associée à une contrainte de traction de 24 MPa (pour 10 MPa de compression initiale).

En ce qui concerne la contrainte maximale de traction, elle est égale à 46,9 MPa pour une contrainte initiale de compression de -10 MPa.

Les contraintes maximales de compression (culée latérale) se localisent aux bords de l'exploitation, mais la culée latérale des contraintes est différente de celle d'une exploitation supposée en milieu continu. Aux bords de l'excavation, pour le même point (X) dans le cas du modèle continu, la contrainte mineure et la contrainte majeure sont égales à -109 MPa à -34 MPa (compression toutes les deux) respectivement. Elles sont égales à -68 et -19,7 MPa (Tableau II- 1) dans le cas d'un foudroyage simulé en Eléments Finis. "cas d : avec des vides au toit et au front".

Les contraintes dans la zone foudroyée ne sont pas nulles. Les contraintes majeures varient entre 1 MPa (traction) et -2,5 MPa (compression). En revanche, les contraintes mineures varient entre -2 MPa et -25 MPa (compression). L'orientation des contraintes principales dépend de la forme géométrique des blocs et de leurs mouvements.

### *3.5.4 Comportement d'un banc de stratification*

Les bancs de stratification ont un comportement à la flexion semblable au comportement des poutres encastées. Dans le but de mieux illustrer ce phénomène, nous avons analysé le banc qui se situe entre 200 et 225 m. Les contraintes horizontales le long d'une fibre inférieure et d'une fibre supérieure sont analysées (elles s'appliquent au centre de gravité des éléments) (Fig. II- 15).

job title : Fig. II-14 : Contraintes principales au modele1,

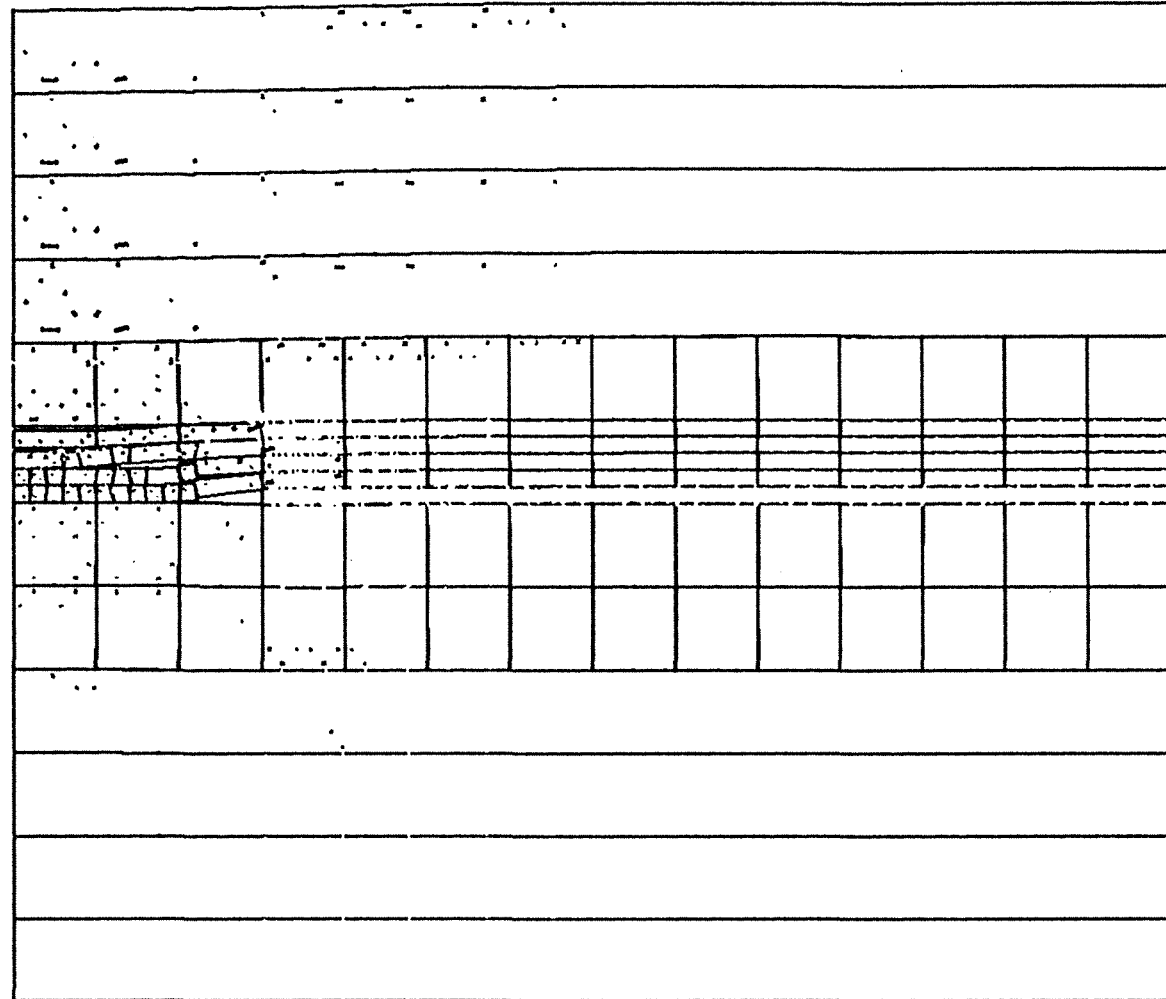
(\*10\*\*2)

UDEC (Version 1.71)

legend

22/09/1992 02:16  
cycle 33000

block plot  
principal stresses



3.250

2.750

2.250

1.750

1.250

.750

.250

-.250

.000 .500 1.000 1.500 2.000 2.500 3.000 3.500

(\*10\*\*2)



Nous constatons qu'au-dessus de la taille, les contraintes horizontales de la fibre inférieure sont de traction (Fig. II- 16). La valeur maximale est en milieu de taille, elle vaut 47 MPa. Aux bords de la taille, cette contrainte horizontale s'annule. A la fibre supérieure, entre le bord de la taille et une distance de 100 m, les contraintes horizontales sont en traction, avec une intensité maximale égale à 20 MPa et se situe à 25 m du bord de taille. A partir de 250 m du milieu de la taille, les contraintes horizontales retrouvent leur valeur initiale soit -10 MPa. Nous ne constatons plus de différence des contraintes entre la fibre supérieure et la fibre inférieure.

Nous avons aussi analysé deux sections (A-A et B-B) (Fig. II- 15). L'une est au milieu de la taille (A-A), les contraintes sont 45 MPa (traction) et -68 MPa (compression) dans la partie inférieure et supérieure respectivement (Fig. II- 17). La fibre neutre \* est à 7 m de la base du banc. L'autre section (B-B) est à 25 m du bord de la taille, les contraintes sont de -30 MPa (compression) et de 20 MPa (traction) à la fibre inférieure et supérieure respectivement. La position de la fibre neutre est à 15 m de la base du banc.

Le comportement que nous venons de décrire se répète dans chaque banc. Nous avons tracé les contraintes de traction à la fibre inférieure au milieu du modèle en fonction de la distance verticale à la couche exploitée (Fig. II- 18). Nous constatons qu'à la surface nous avons une contrainte de traction de 40 MPa à la fibre inférieure.

Dans les zones à contraintes de tractions élevées, il faut envisager des fissures dues à la traction car il n'existe pas une roche qui puisse résister à des contraintes de traction aussi fortes. Les sollicitations de cisaillement, sont susceptibles de se manifester par des glissements des bancs l'un sur l'autre dans les zones où le critère peut être dépassé.

### 3.5.5. Courbe d'affaissement

Si nous analysons la courbe de l'affaissement à la surface du modèle (Fig. II-19), l'affaissement maximal à la surface du modèle, à 170 m de la couche exploitée, est égal à 2 m soit 40 % de l'ouverture de la couche exploitée.

Cette valeur est nettement plus importante que celle trouvée par la méthode des Eléments Finis (25 cm), pour une taille foudroyée complètement remplie (cas a) et modélisée en milieu équivalent (Eléments Finis). Les courbes d'affaissement sont très différentes. L'affaissement est nul à une distance égale à 200 m du milieu de l'excavation en Eléments Distincts, alors que cette distance est

---

\* Fibre neutre : là où la contrainte horizontale (parallèle au banc) est nulle.

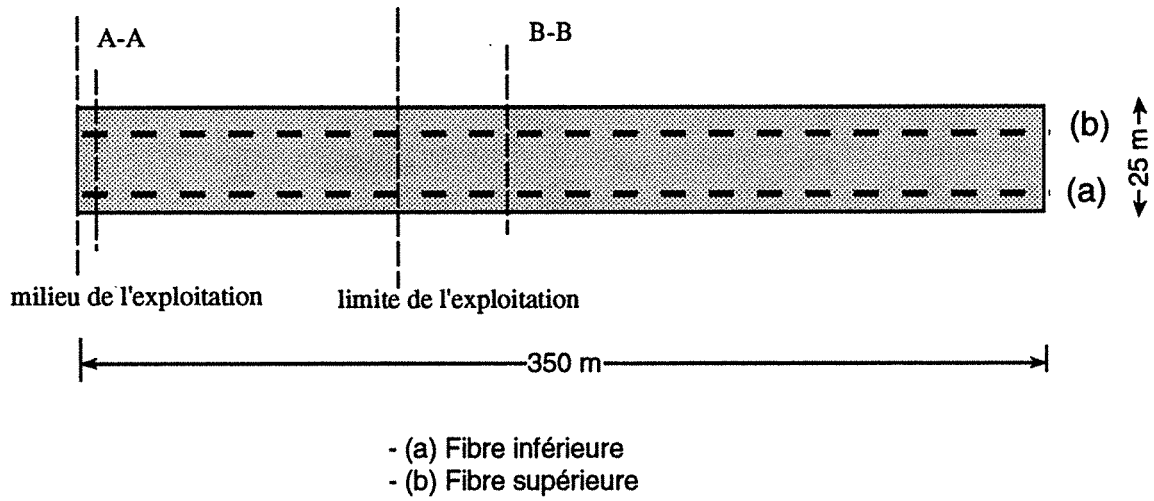


Fig. II-15 : Un banc au toit de la taille (200-225).

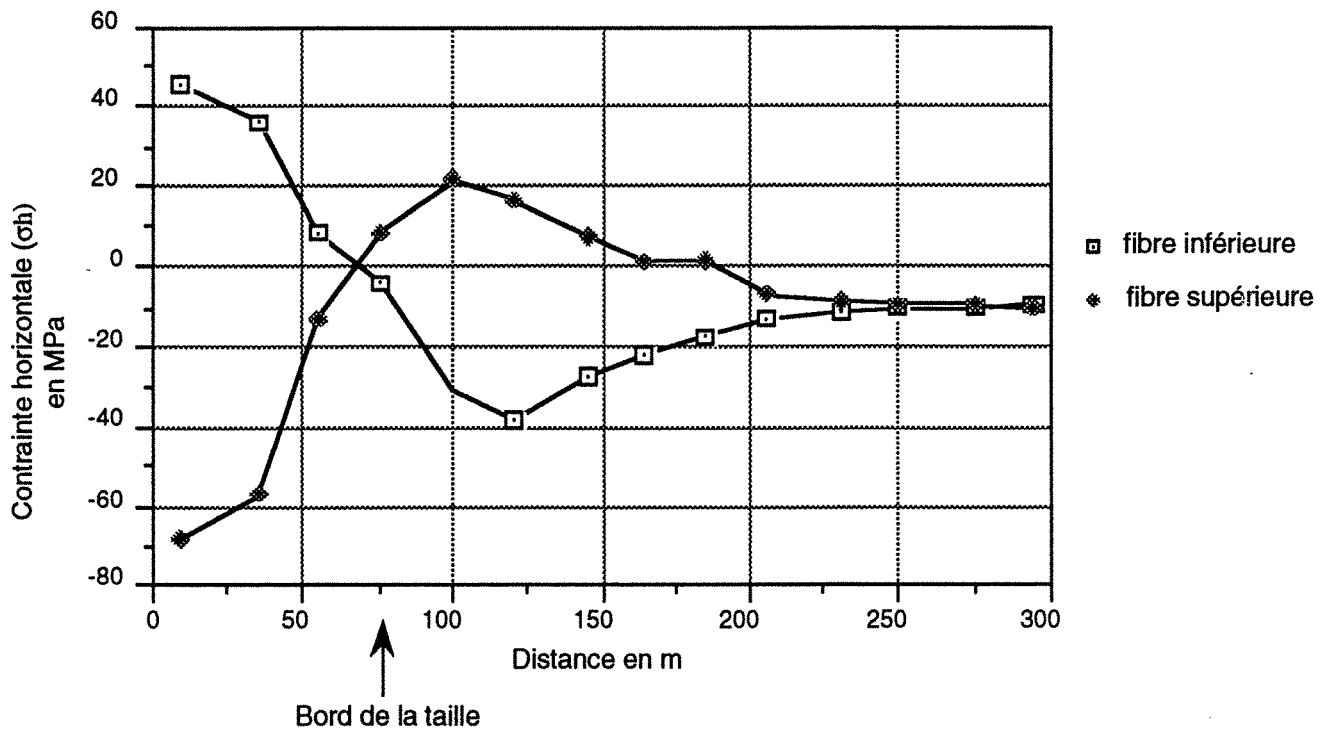


Fig. II-16 : Contraintes horizontales dans un banc de stratification pour la fibre inférieure et la fibre supérieure

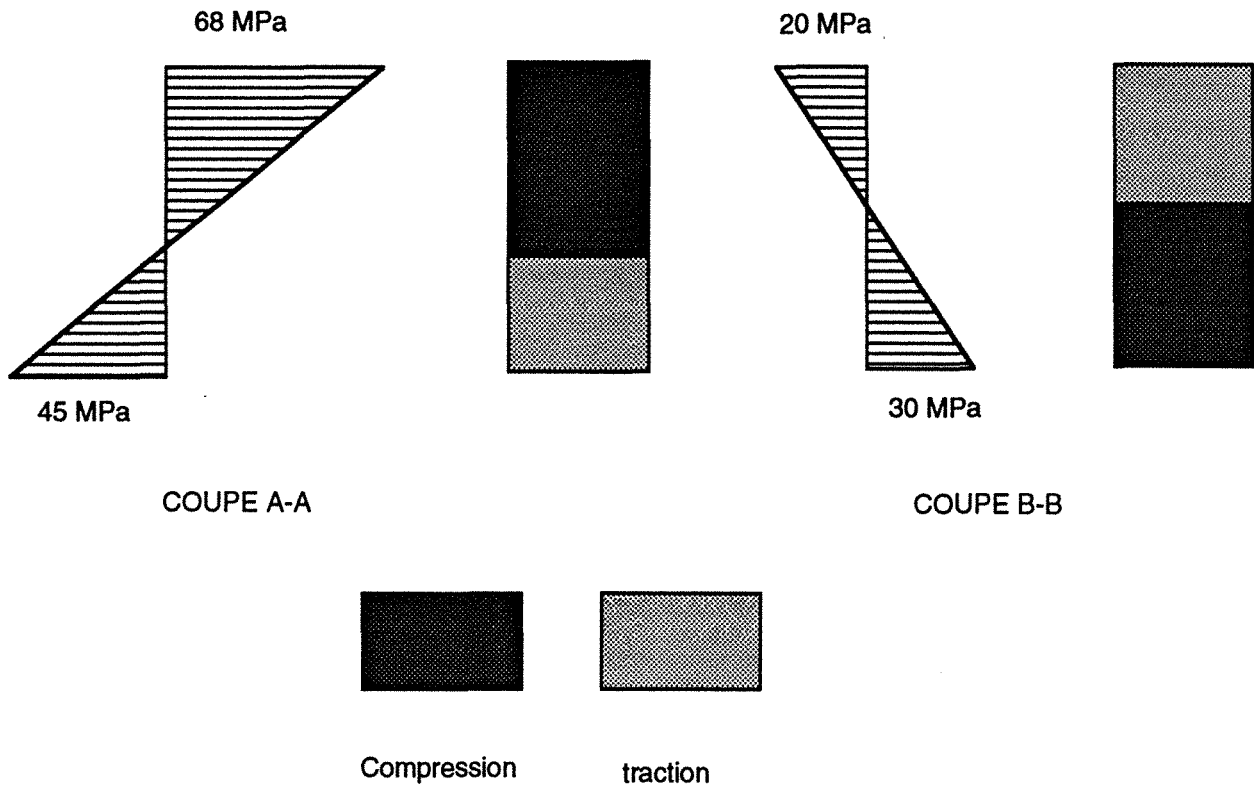


Fig. II-17 : Contraintes horizontales d'un banc au haut toit (fibre inférieure et supérieure pour les deux sections).

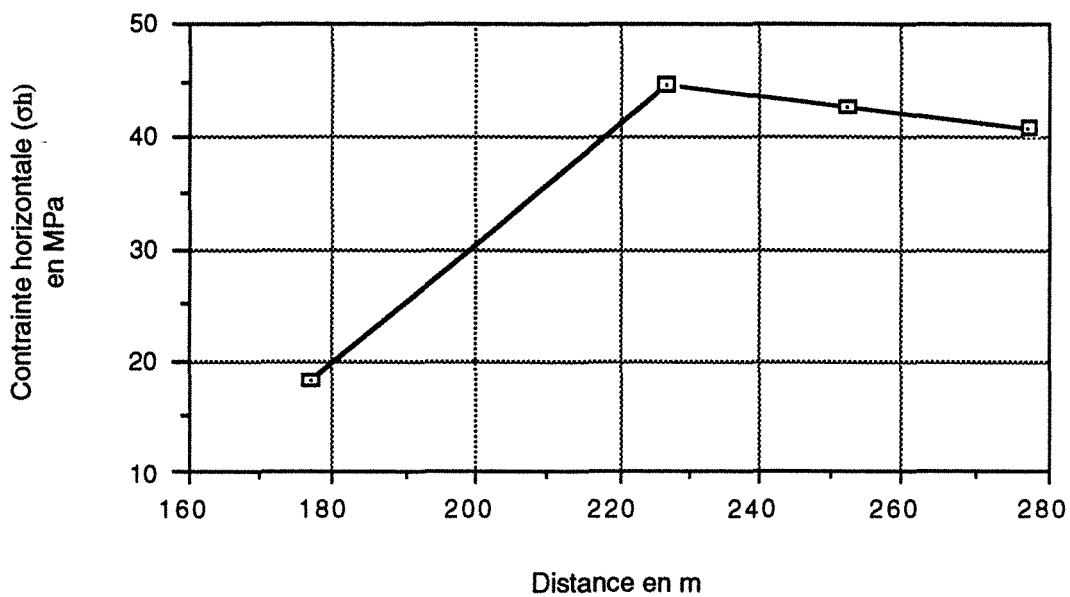


Fig. II-18 : Contraintes en traction pour la fibre inférieure au milieu de taille en fonction de la distance verticale par rapport à la couche exploitée du modèle

égale à 300 m en Eléments Finis. Cette différence s'explique par la présence de la stratification dans le modèle en Eléments Distincts. Les bancs ont la possibilité de fléchir plus par rapport au banc unique du modèle en Eléments Finis.

Ces valeurs d'affaissement ne peuvent pas être comparées avec les mesures car le modèle ne modélise pas l'ensemble des terrains jusqu'à la surface du sol.

### 3.6. Influence des dimensions du modèle

Le modèle présenté ci-dessus a les dimensions du modèle continu étudié par la méthode des ELÉMENTS FINIS. En modélisation, les dimensions du modèle doivent assurer des résultats indépendants des effets de bords. Pour valider le modèle à partir de l'affaissement à la surface, nous sommes obligés de réaliser des modèles jusqu'à la surface. Deux modèles permettent d'étudier l'influence de la hauteur et de la largeur du modèle. Le modèle ci-dessus est appelé désormais le modèle 1.

Pour ce premier modèle, nous n'avons pas introduit de terrains sus-jacents au delà de 150 m du toit de la taille ces derniers sont pris en compte par le chargement sur le dessus du modèle.

Dans le modèle 2, nous avons ajouté 700 m correspondant aux terrains sus-jacents. Cette partie (350 x 700 m) est supposée homogène, isotrope et sans stratification. Les dimensions du modèle 2 sont égales donc à 350 x 1000 m.

Le modèle 3 a une largeur égale à 1000 m. Les dimensions du modèle 3 sont égales à 1000 x 1000 m. Le chargement dans ce cas ne correspond qu'au poids propre des terrains. En ce qui concerne les conditions aux limites, ce sont ceux du modèle 1. Par ailleurs les modèles 2 et 3 sont identiques au modèle 1.

La comparaison entre les modèles nous permet de constater que les contraintes et les déplacements sont plus importants dans le modèle 1 (Tableau II-4) et (Fig. II-19).

Modèle	$\sigma$ max de compression (MPa)	$\sigma$ max de traction (MPa)	Amax (m)
1	-172	48	2
2	-105	19	1
3	-95	29	0,5

**Tableau II- 4 : Contraintes maximales de compression, de traction et affaissement maximal à 150 m de la couche exploitée.**

Les contraintes sont pratiquement doublées, dans le modèle 1, comparativement au modèle 3.

En ce qui concerne l'affaissement au milieu de la taille à 150 m au-dessus de la couche exploitée (Fig. II-19), il est 2 et 4 fois plus faible pour les modèles 2 et 3 respectivement.

L'affaissement maximal à la surface des modèles 2 et 3 est égal à 29 et 14 cm respectivement.

Nous avons déterminé la distance pour laquelle l'affaissement à la surface des modèles est nul. En ce qui concerne le modèle 1, l'affaissement est nul à une distance égale à 125 m du bord de la taille. Il est à une distance égale à 625 m du bord de la taille pour le modèle 3. En revanche, l'affaissement est pratiquement constant sur toute la limite supérieure dans le cas du modèle 2.

En analysant les valeurs d'affaissement en fonction du rapport (cf partie 1, page 4) (largeur / profondeur) \*, ce rapport est différent dans les modèles 1, 2, et 3. Pour le modèle 1, il est égal à 1 contre seulement 0,18 au modèle 2. On dépasse donc, la largeur critique, égale 0,4 H, pour le premier modèle, ce qui n'est pas le cas pour le deuxième modèle.

\* Largeur : la largeur du front de la taille.  
Profondeur : la profondeur à laquelle se trouve la taille.

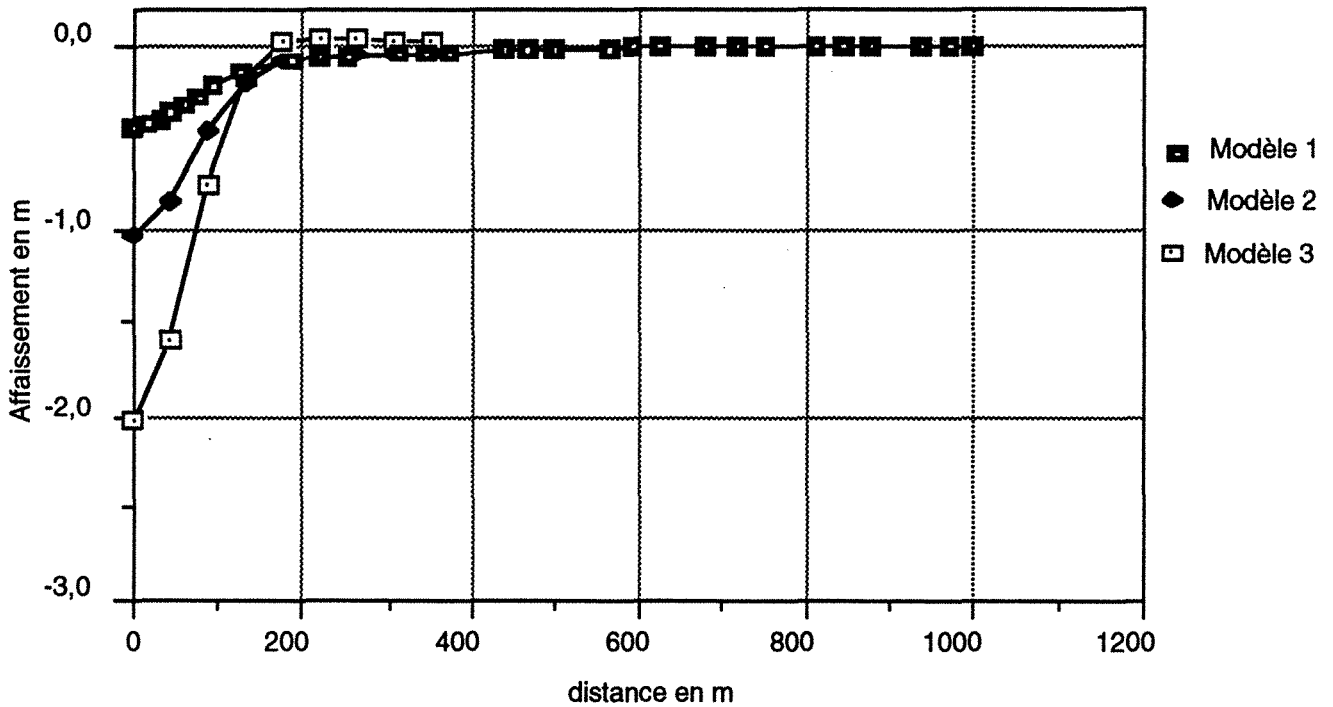


Fig. II-19 : Courbes d'affaissement de trois modèles à une distance égale 150 m de la couche exploitée.

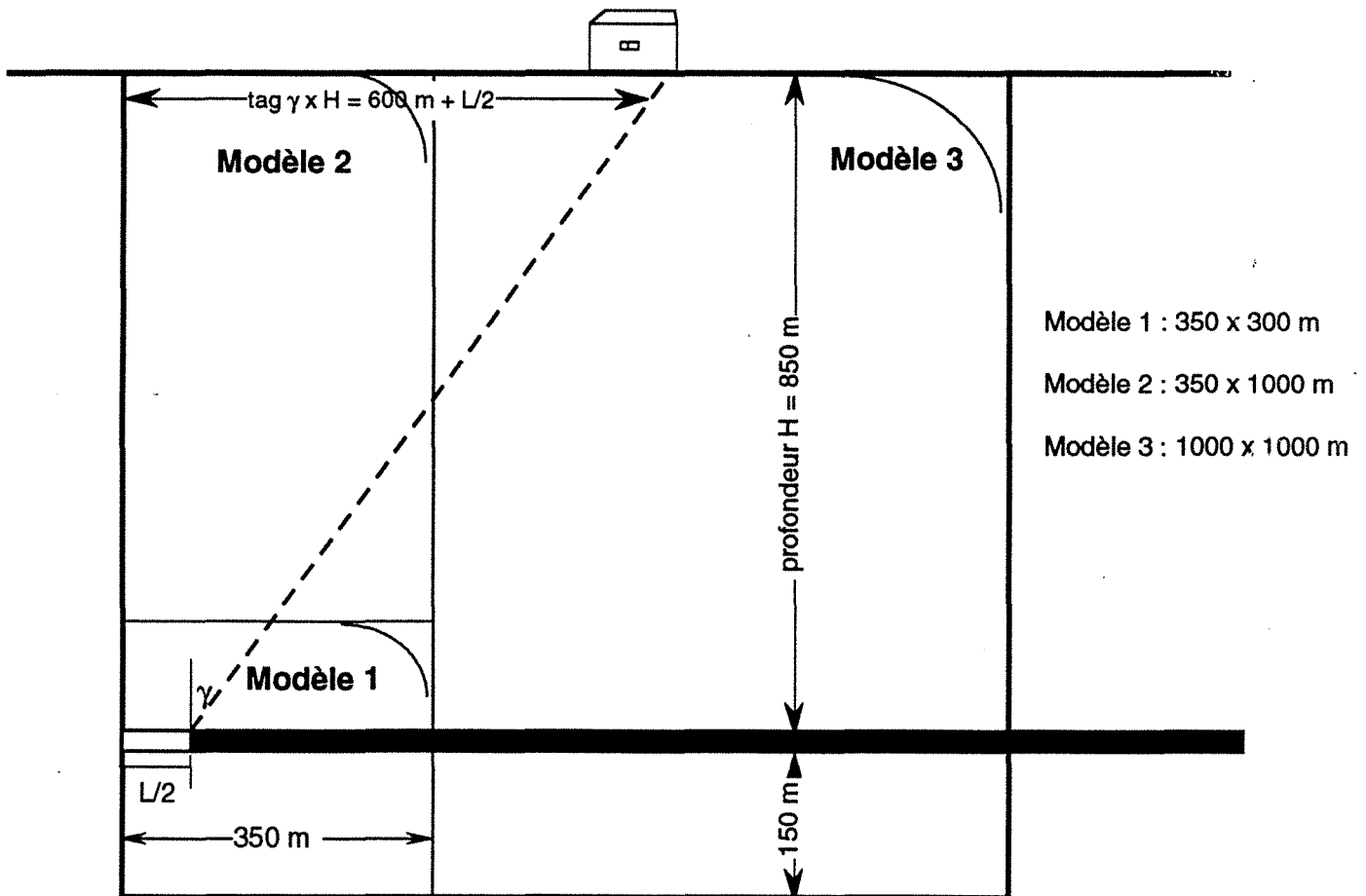


Fig. II-20 : Limites des modèles en Eléments Distincts et la limite de l'affaissement induit par une exploitation d'une largeur L.

La figure II-20 permet d'expliquer la différence concernant l'affaissement entre ces trois modèles. Si on choisit un angle d'influence " $\gamma$ " égal à  $45^\circ$ , le modèle 1 devrait avoir un déplacement induit par l'exploitation nul au-delà d'une distance égale à 225 m. La valeur fournie par le modèle est égale à 200 m. En revanche l'affaissement maximal à la surface du modèle est supérieur à la valeur réelle, à la surface du sol.

Nous ne constatons pas un déplacement nul dans le cas du modèle 2 (Fig. II-21), cela correspond aussi au modèle théorique. La valeur de l'affaissement maximal est surestimé par le modèle parce que la largeur du modèle est inférieure à la limite pour laquelle les terrains ne s'affaissent plus.

En conséquence, le modèle 3 permet une estimation de l'affaissement à la surface. L'affaissement maximal est égal à 15 cm soit 3% de l'ouverture de la couche exploitée. Cette valeur est tout à fait représentative pour une taille à 850 m de profondeur.

Pour expliquer la différence entre les trois modèles, il faut aussi examiner la rigidité du toit. Bien que nous ayons appliqué des chargements identiques, une rigidité supplémentaire est fournie par la masse de terrains (350 x 700 m). En conséquence, le plan à 300 m, qui est libre dans le premier modèle, se trouve avec des conditions de déplacements imposées pour les modèles 2 et 3. Cette conclusion appartient seulement aux modèles discontinus. La notion des blocs n'existe pas en milieu continu. Les modèles 2 et 3 ont une rigidité globale du toit qui est importante. Dans le cas du modèle continu, sa rigidité correspond aux dimensions totales du modèle, cette rigidité toute seule est très importante.

### 3.7. Influence de la largeur du panneau.

Le comportement du foudroyage a été étudié par la méthode des Eléments Distincts pour une largeur de 150 m. Les résultats semblent être encourageants. Nous allons poursuivre cette étude avec l'influence de la largeur des panneaux sur la distribution des contraintes, mais surtout sur l'évolution de l'affaissement en fonction de la largeur exploitée.

Nous avons fait varier la largeur exploitée de 100 m à 500 m pour pouvoir comparer les résultats du modèle avec la totalité de la courbe empirique d'affaissement en fonction de la largeur exploitée et la profondeur (ARCAMONE, 1989).

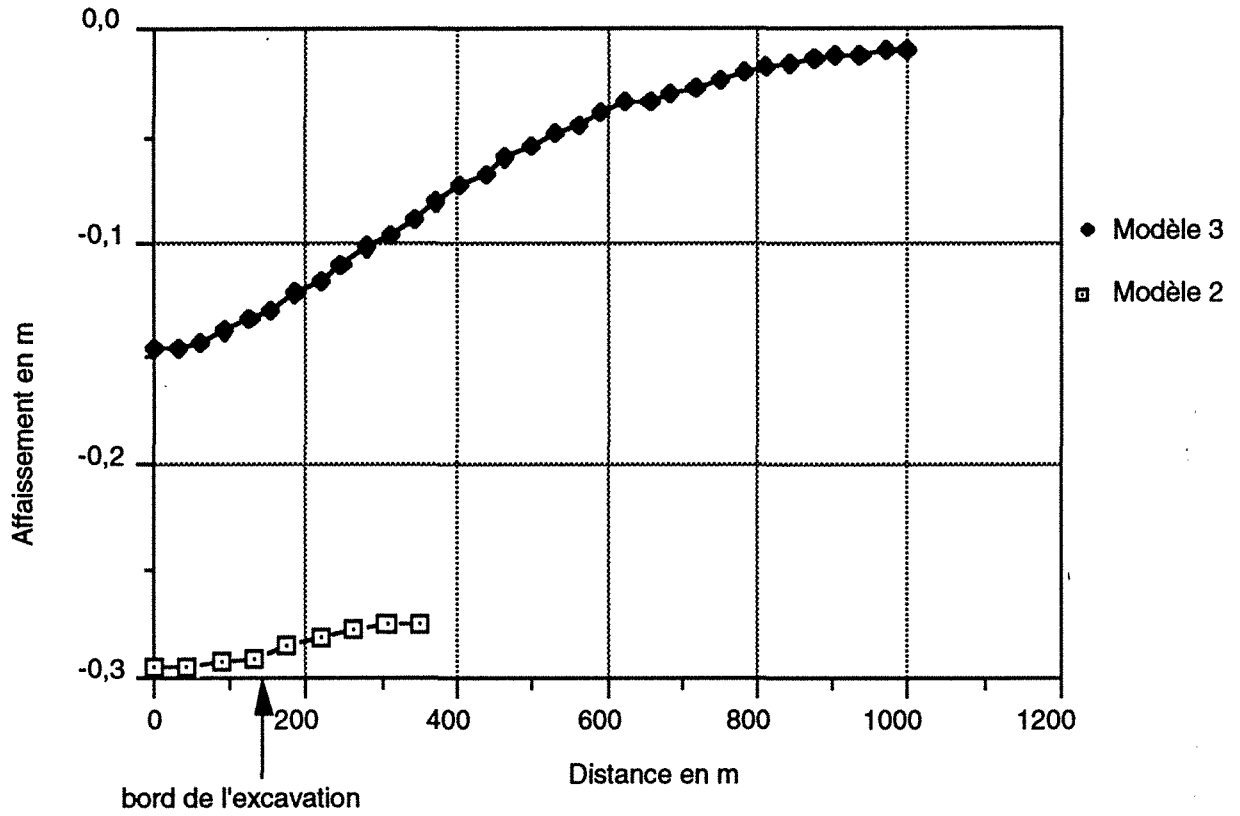


Fig. II-21 : Courbes d'affaissements pour un panneau de 150 m de large à la surfaces des modèles 2 (350x 1000 m) et 3 (1000x1000 m).

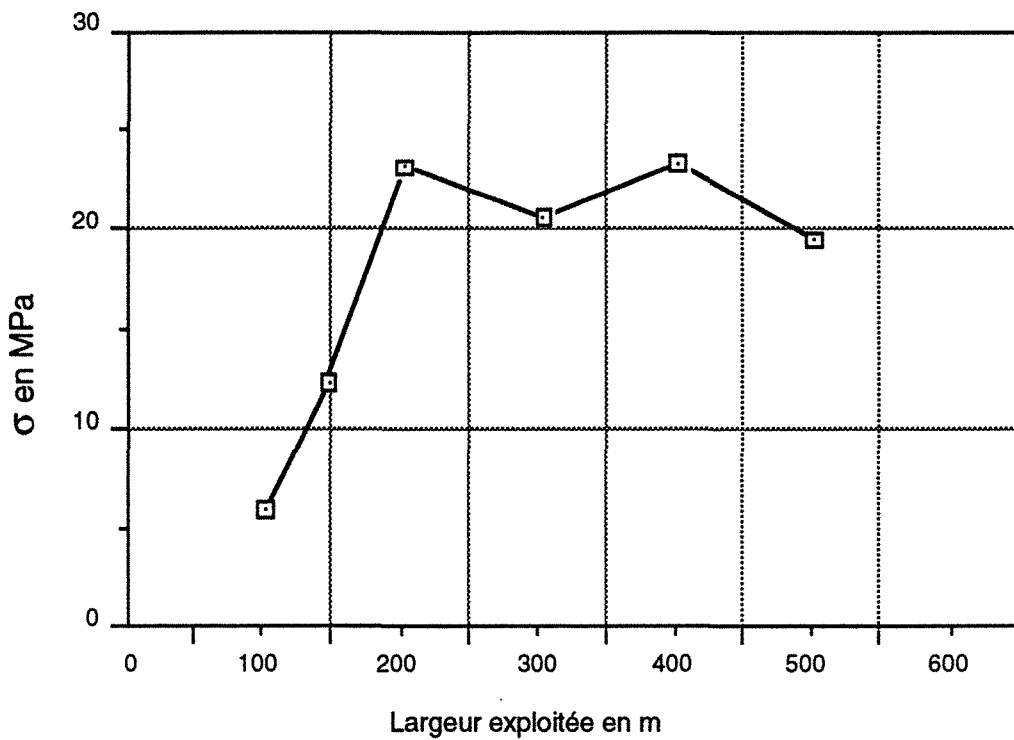


Fig. II- 22 : Evolution la contrainte maximale de traction en fonction de la largeur du panneau (en Eléments Distincts)



Le modèle employé correspond au modèle 2 (350x1000 m), c'est le modèle qui intègre l'ensemble des terrains. Nous devons préciser que les caractéristiques des terrains ne sont pas modifiées. La hauteur de la zone foudroyée varie en fonction de la largeur du panneau. Elle a été déterminée par les calculs sur les modèles d'une taille vide par Eléments Finis en l'absence de mesures in situ.

En ce qui concerne les contraintes maximales, la contrainte de traction maximale varie entre 6 MPa et 23 MPa (Fig. II-22). Cette valeur est atteinte pour une taille de 150 m à 200 m de largeur, puis la contrainte de traction ne dépend plus de la largeur exploitée.

Pour une largeur de 300 m, par exemple, nous constatons que les contraintes maximales de traction sont égales à 20 MPa, à cause de l'existence d'un porte-à-faux dans le banc du toit, elles se localisent dans une zone de 20 m<sup>2</sup> située à 50 m du toit de la couche exploitée (à l'aplomb de l'appui) (Fig. II-23). Cette zone, à fortes contraintes de traction, se situe au-dessus des bancs minces fracturés qui suivent le mouvement dû au foudroyage, le banc en dessus est plus épais et continu, mais sans appui sur 30 m dans son milieu. La contrainte principale de traction est aussi 30 % plus importante que la contrainte de traction au milieu d'une taille vide de la même largeur modélisée par la méthode des Eléments finis.

Ces contraintes vont peut être provoquer une rupture plus ou moins violente dans le cas d'une roche intacte qui ne résiste pas à des tractions aussi élevées ou bien mettre dans un état d'instabilité des discontinuités existantes.

En ce qui concerne les contraintes principales maximales de compression obtenues au bord de la taille dans les modèles, elles augmentent linéairement en fonction de la largeur du panneau (Fig. II-24). Leurs valeurs sont plus importantes par rapport aux modèles continus, notamment pour des tailles de petites largeurs. Pour une taille de 300 m, la contrainte maximale de compression est de 30 % plus grande que la contrainte principale mineure au bord d'une taille foudroyée (cas d) et modélisée en Eléments Finis par un milieu équivalent (le foudroyage est remplacé par un remblai).

Les résultats de la modélisation montrent que l'affaissement maximal ( $A_m$ ) à la surface du modèle varie en fonction de la largeur exploitée. Pour une taille de 100 m, l'affaissement maximal à la surface est égal à 10 cm, pour une largeur de 500 m, il est égal à 2,17 m soit 43 % de l'ouverture de la couche exploitée (Fig. II-25).

job title : Fig. II-23 : Contraintes principales pour une taille de 300 m

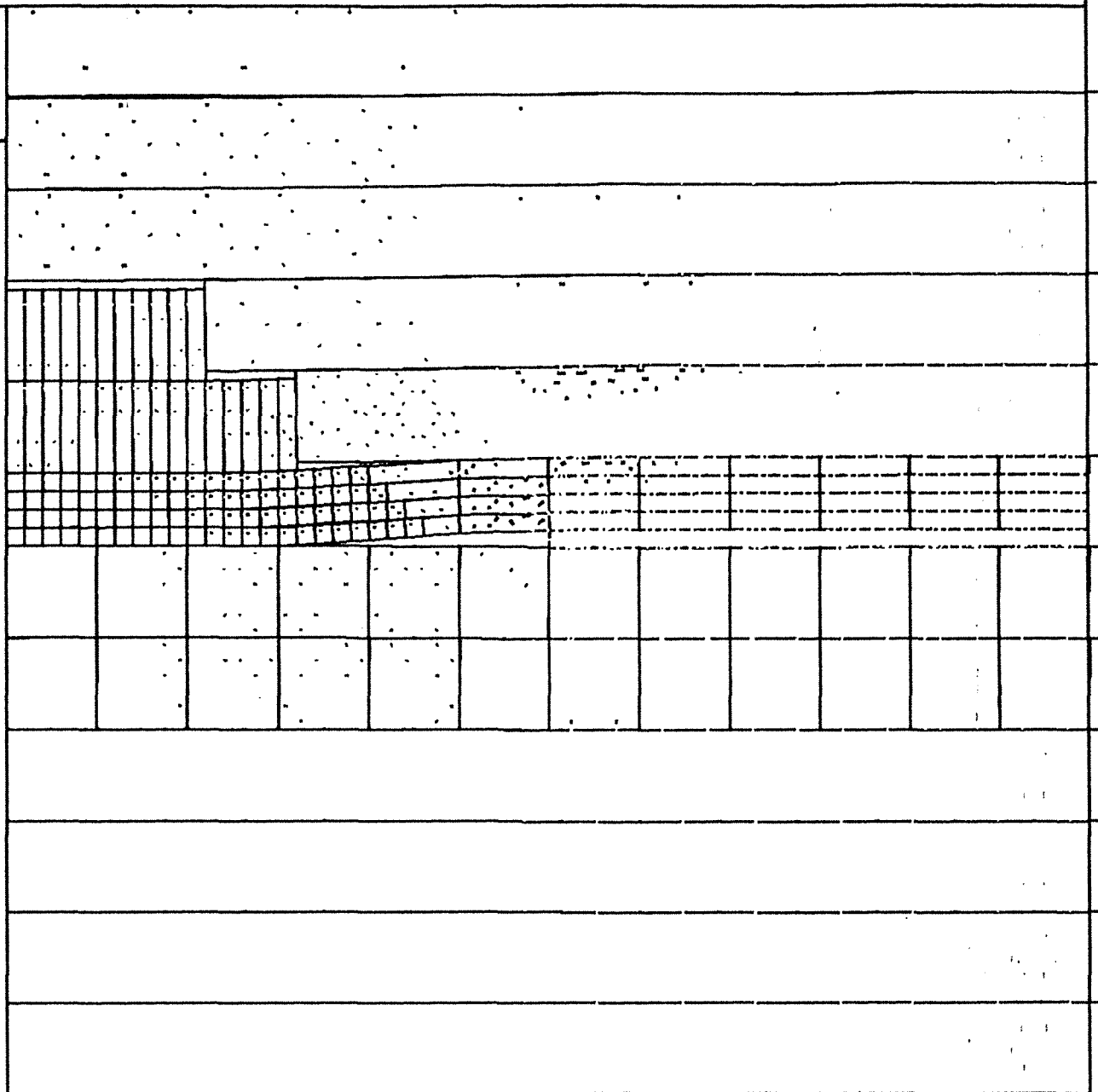
( $\times 10^{**2}$ )

UDEC (Version 1.71)

legend

14/09/1992 09:10  
cycle 27000

block plot  
principal stresses



.250 .750 1.250 1.750 2.250 2.750

( $\times 10^{**2}$ )

INERIS - Laboratoire de  
Mecanique des Terrains, NANCY

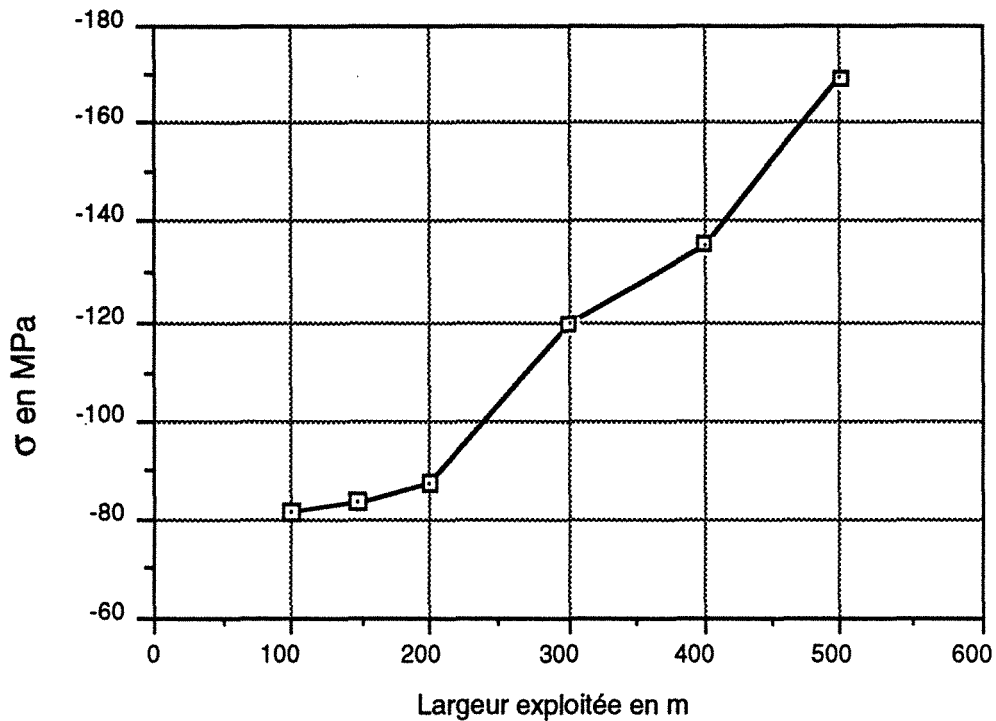


Fig. II- 24 : Evolution de la contrainte maximale de compression en fonction de la largeur du panneau (en Eléments Distincts)

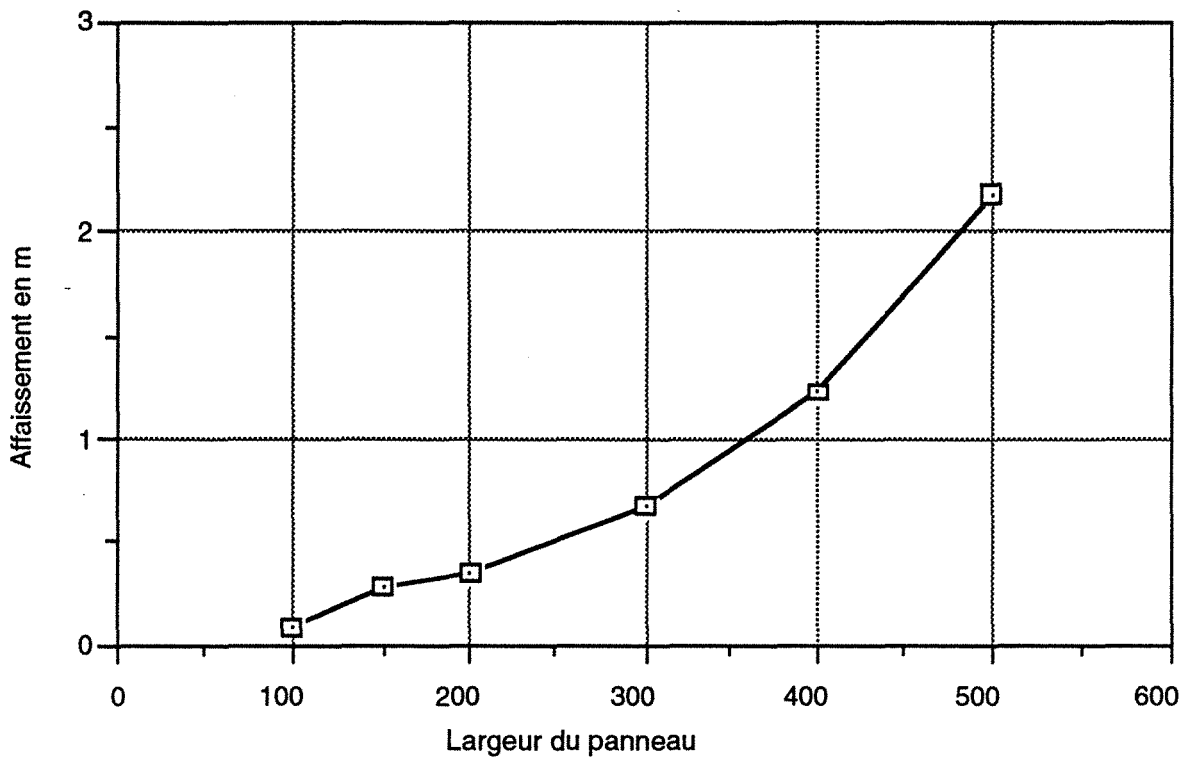


Fig. II-25 : Affaissement maximal à la surface du modèle en fonction de la largeur du panneau par la méthode Eléments Distincts

Les résultats concernant les contraintes sont très importants. La validation de ces résultats est très difficile sauf par la localisation des événements sismiques ou l'observation de grandes déformations des ouvrages souterrains qui se trouvent dans des zones à fortes pressions. En revanche, la courbe empirique des affaissements à la surface permet de réaliser cette validation.

La coupe modélisée pourrait représenter le cas d'une coupe d'une taille aux Houillères de Provence, les terrains modélisés correspondent à des terrains assez rigides, et les mesures d'affaissement nous permettent de les comparer avec les résultats de la modélisation. Nous avons présenté sur la courbe empirique établie par les Houillères \*, les rapports (affaissement maximal / ouverture) obtenues par la modélisation en milieu discontinu par la méthode des Eléments Distincts (Fig. II-26). Nous constatons une bonne concordance entre les courbes de mesures et les valeurs de la modélisation.

La courbe empirique a plusieurs branches pour plusieurs quartiers qui sont différents à cause des caractéristiques du massif environnant. Pour étudier l'influence du recouvrement sur l'affaissement maximal, un calcul a été réalisé en adoptant pour les terrains du recouvrement, des caractéristiques plus faibles, le module d'Young est celle du charbon ( $E = 2000$  MPa), terrains tendres sur la figure II-20.

Dans le cas où la largeur est égale à 300 m, nous pouvons constater que :

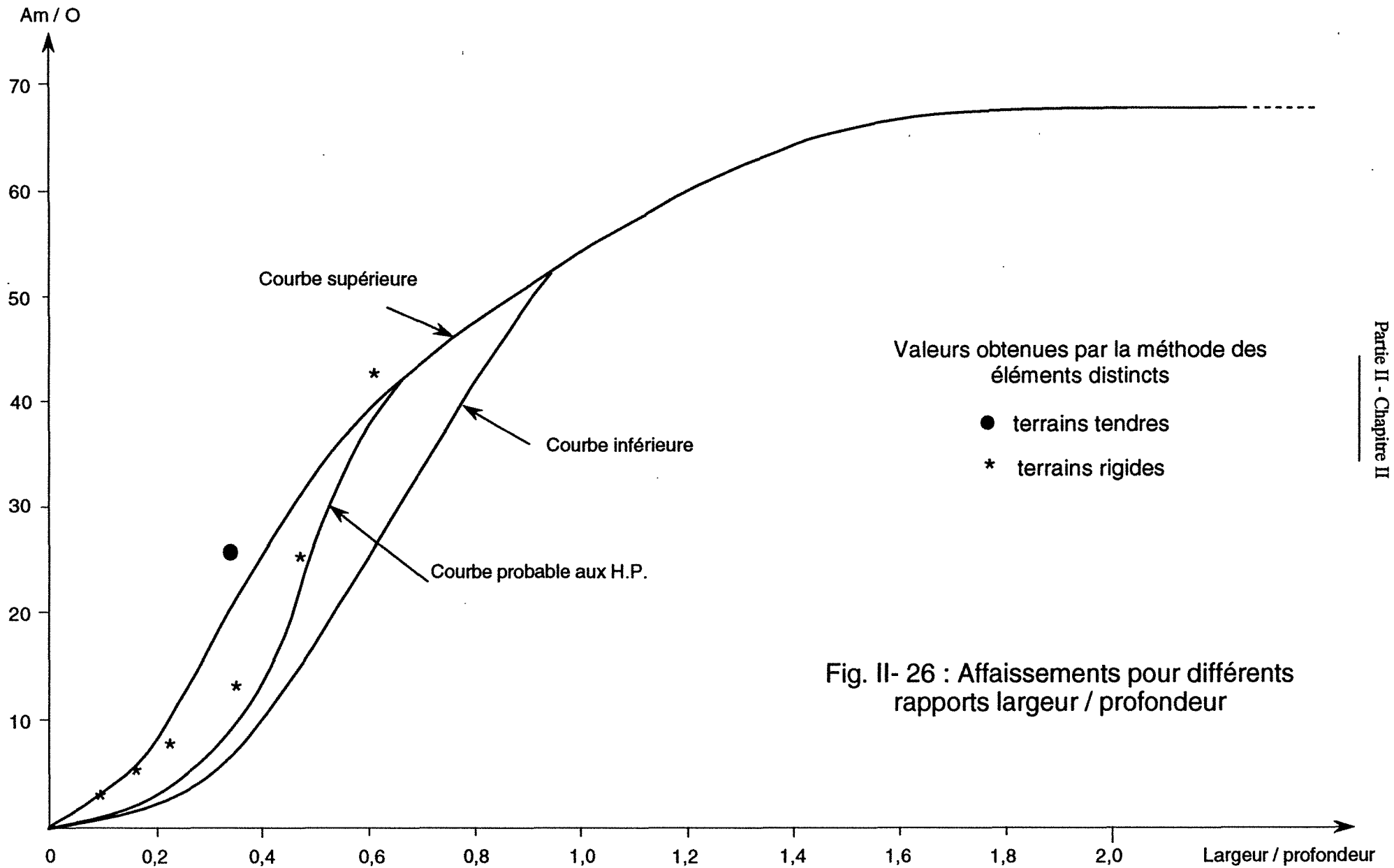
- les contraintes maximales de traction et de compression sont plus importantes dans les bancs rigides, dans le cas d'un recouvrement moins rigide.

- l'affaissement maximal est pratiquement deux fois plus important (Fig. II-26). Il est égal à 129 cm (25,8 %) dans le cas d'un recouvrement tendre contre seulement 67 cm (13,4 %) dans le cas d'un recouvrement rigide.

- dans le cas d'un recouvrement rigide, de forts cisaillements se manifestent uniquement aux contacts de petits blocs dans la zone foudroyée avec les parties de bancs non fracturées, le glissement est sur les plans des joints verticaux (Fig. II-27). Dans le cas des terrains tendres, les contraintes de cisaillements gagnent les joints horizontaux de stratification, le glissement se manifeste sur des parties importantes des joints.

---

\* Cette courbe résulte de nombreuses études statistiques effectuées entre 1977 et 1980 à partir des données issues des mesures le long du canal de Provence.



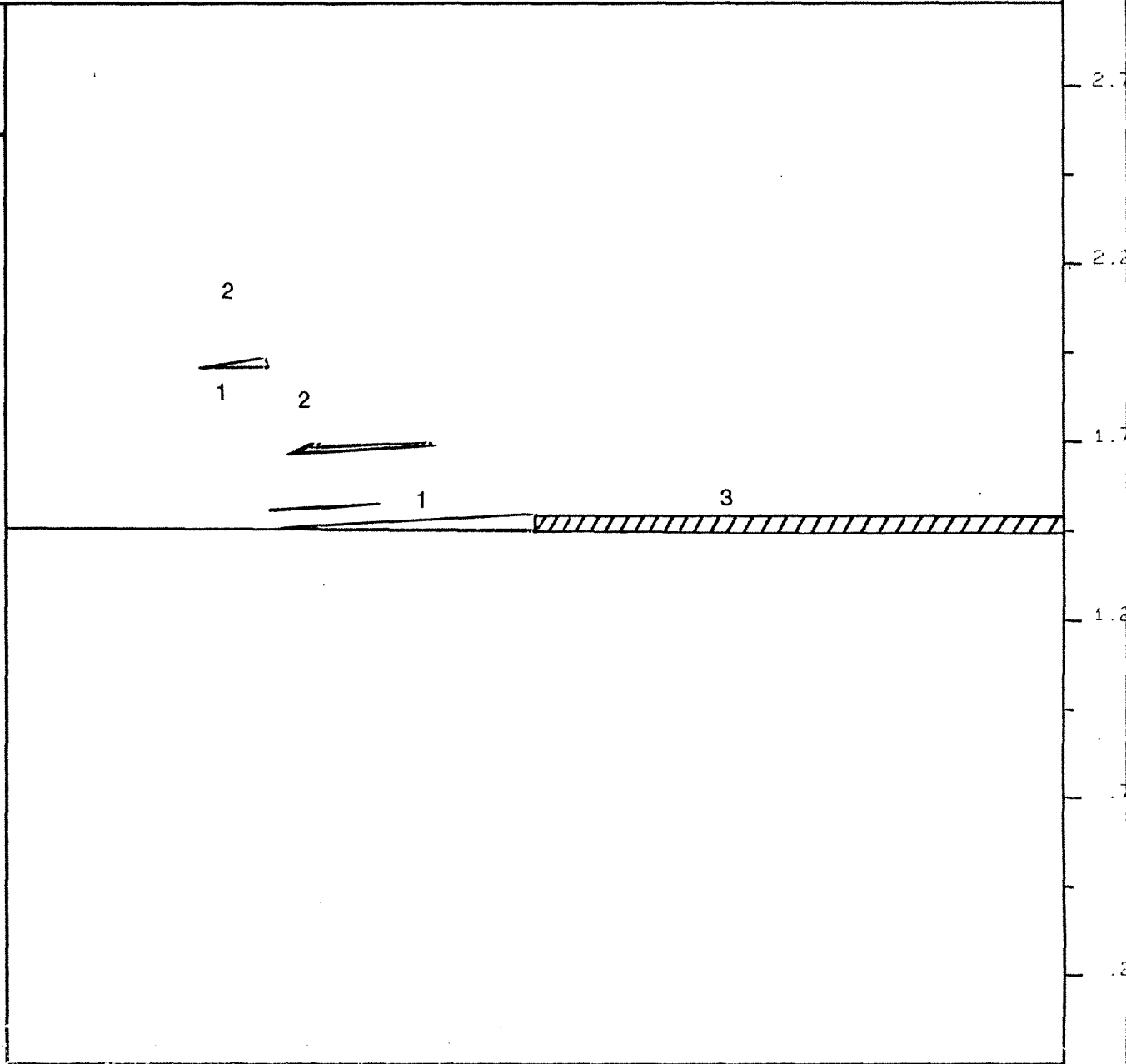
UDEC (Version 1.71)

Fig. II-27 a

legend

14/09/1992 09:18  
cycle 27000

- 1 : nouveaux vides
- 2 : points en cisailement
- 3 : couche en place



.250 .750 1.250 1.750 2.250 2.750  
(\*10\*\*2)

job title : Fig. II-.b : Déplacement de cisaillement aux joints L = 300 m. carac. de charbon

(\*10\*\*2)

UDEC (Version 1.71)

Fig. II-27 b

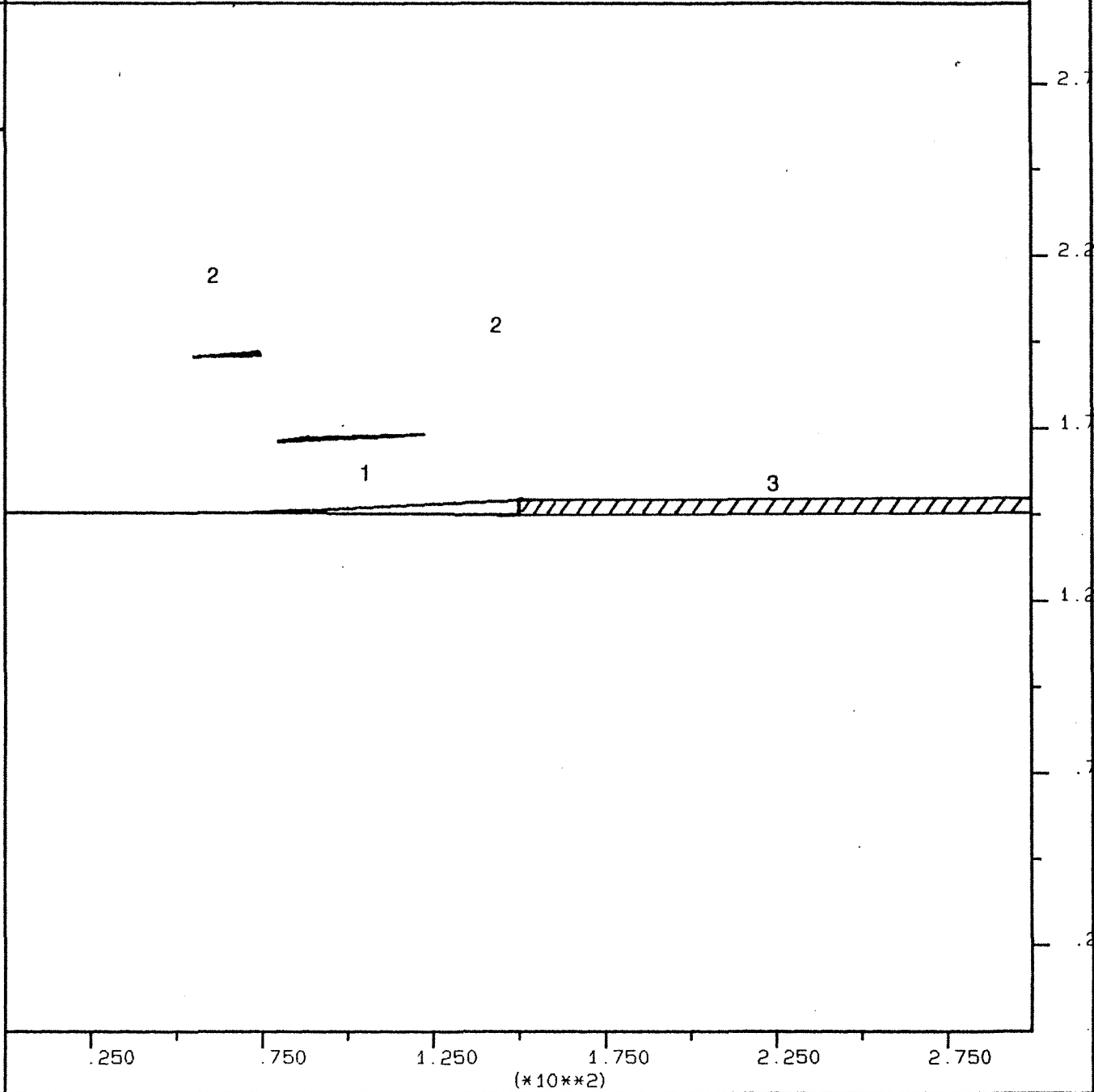
legend

14/09/1992 09:34  
cycle 67000

boundary plot

- 1 : nouveaux vides
- 2 : points en cisaillement
- 3 : couche en place

INERIS - Laboratoire de  
Mécanique des Terrains, NANCY



Partie II - Chapitre II

Par cet exemple, nous avons pu confirmer numériquement l'influence de la nature du recouvrement (un résultat constaté depuis longtemps) et que chaque Houillère a sa propre courbe en fonction des terrains sus-jacents. Par exemple, pour une largeur d'une taille supérieure à la largeur critique (JOSIEN et al, 1987), l'affaissement maximal est de l'ordre de 90 % de l'ouverture au Royaume Uni où les bancs du recouvrement sont composés majoritairement de terrains tendres, alors qu'il ne dépasse pas 40% en Australie (Nouvelles Galles du Sud) où le recouvrement montre une forte proportion de grès très résistants.

En conclusion, la modélisation du foudroyage et l'étude de l'influence de la largeur du front de la taille par la méthode des Eléments Distincts permet d'analyser la distribution des contraintes, mais surtout l'affaissement à la surface pour des panneaux de grandes largeurs. Une validation est établie entre les mesures d'affaissements et le modèle. Cet affaissement a un rôle important dans la politique de planification et d'exploitation. En conséquence, nous pouvons pousser les analyses des contraintes et des zones de surcontraintes ou en traction pour mieux localiser une zone à risque ou déterminer les mécanismes à l'origine des phénomènes dynamiques. A l'aide de cette modélisation et de la courbe empirique, la prévision de l'affaissement maximal à la surface au-dessus d'une exploitation est désormais envisageable.

### 3.8. Conclusion

Les modèles que nous avons présentés sont originaux et très riches au niveau des résultats. La méthode des Eléments Distincts employée semble mieux adaptée à ce problème de modélisation. Nous avons pu montrer l'efficacité de cette méthode surtout en ce qui concerne l'affaissement à la surface de l'exploitation. Les modèles permettent d'estimer une courbe d'affaissement assez réaliste alors qu'il était impossible de l'estimer dans le cas des modèles en milieu continu, malgré les hypothèses sur les caractéristiques mécaniques des terrains. Nous avons décrit les mouvements des blocs et de bancs de stratification qualitativement. La distribution des contraintes dans le massif, peut correspondre à celle engendrée après l'exploitation dans ce genre de conditions.

Il faut signaler que les résultats de ces modèles sont très différents des résultats obtenus à partir d'un modèle en milieu continu, particulièrement pour les trois points suivants :

- 1 - les valeurs des contraintes maximales aux bords et au milieu de la taille,
- 2 - la distribution des contraintes après l'exploitation,
- 3 - l'affaissement à la surface de l'exploitation.



Nous avons aussi constaté que les dimensions du modèle sont très importantes au niveau des résultats. Elles ont un rôle essentiel sur la modélisation du foudroyage, les contraintes et l'affaissement calculé à la surface du modèle.

L'inconvénient est que nous découpons les blocs dans la zone du foudroyage à l'avance, car les blocs dans cette zone ont des contraintes qui dépassent le critère de rupture. En conséquence, de nouvelles fissures devraient apparaître à nouveau et que le modèle ne peut pas en tenir compte.

## **4. Etudes paramétriques sur les propriétés et la géométrie des discontinuités (avec la méthode des Eléments Distincts)**

### **4.1. Introduction**

Cette modélisation est basée sur un grand nombre de paramètres. Dans le modèle principal (modèle 1), nous avons dû choisir et fixer certaines valeurs de paramètres géométriques et géomécaniques. Elles ont permis d'obtenir des résultats relatifs. Nous allons étudier ces paramètres qui peuvent intervenir sur les résultats du modèle.

La diversité et la connaissance insuffisamment fiables de ces valeurs dans la réalité, nous obligent à faire des études de sensibilité vis-à-vis de ces paramètres. En premier lieu, nous ferons varier les paramètres géométriques du modèle, à savoir : la distance entre les joints horizontaux, la présence d'un banc rigide au toit et la taille des blocs dans la zone du foudroyage. Ensuite, nous étudierons l'influence des caractéristiques des joints (angle de frottement, raideur normale, raideur tangentielle). Nous étudierons aussi le comportement du foudroyage sous contraintes initiales (naturelles) horizontales élevées.

A partir des résultats de ces modèles, nous pourrons avoir une idée des paramètres les plus importants, qui jouent un rôle déterminant sur le comportement, les valeurs des contraintes et de l'affaissement.

#### 4.2. Influence de l'épaisseur des bancs de stratification (distance entre joints horizontaux)

Nous avons imposé une géométrie pour construire le modèle de base (modèle 1). La distance entre les joints horizontaux  $y$  est fixée à 25 m. Afin d'étudier l'influence de ce paramètre, nous avons fait varier cette distance. Nous avons appliqué la même distance permettant d'obtenir une symétrie au toit et mur de la taille. Le toit et le mur sont donc divisés en bancs dont le nombre varie entre 1 et 30 bancs. Donc, il y a 7 configurations à étudier pour lesquelles le haut toit (150 m) ainsi que le mur est décomposé en : 1, 2, 3, 5, 6, 10 et 30 bancs respectivement. Le premier cas est celui d'un haut toit et d'un mur qui ne sont pas stratifiés. En revanche, le cas final correspond à un milieu fortement stratifié avec des distances entre bancs égales à 5 m.

Les conditions aux limites, le chargement et les caractéristiques mécaniques des joints horizontaux et verticaux ainsi que celles des roches sont identiques au modèle 1.

Nous avons analysé trois paramètres pour pouvoir comparer les 7 cas. Il s'agit de la contrainte de compression maximale, la contrainte de traction maximale et l'affaissement maximal  $A_m$  (à la surface du modèle et à l'aplomb du milieu de l'excavation) par rapport à la puissance de la couche exploitée  $W$  ( $A_m / W$ ).

Nous notons que l'intensité des contraintes principales de compression et de traction diminuent en fonction de la distance entre joints (Fig. II- 28 et II- 29). Elles valent -180 MPa (compression) et 51,6 MPa (traction) pour une distance égale à 5 m (cas n°1). En revanche, dans le cas d'un haut toit composé d'un seul banc de 150 m (cas n° 7), les contraintes valent -119 MPa en compression et 25 MPa en traction. Nous constatons que les valeurs de contraintes sont quasiment le double pour un milieu fortement stratifié c'est à dire le cas n°1 (5 m entre bancs) par rapport au cas n°1(un banc de 150 m).

La localisation de ces fortes valeurs de contraintes, ainsi que l'orientation des contraintes principales dépendent de la géométrie donc de la distance déterminant la position des joints horizontaux.

Les courbes d'affaissement sont plus aplaties pour les grandes distances entre les joints horizontaux (Fig. II-30). L'affaissement maximal est d'autant plus grand que la distance est petite. Le rapport ( $A_m / W$ ) est égal à 10% pour une distance de 150 m contre 56 % pour une distance de 5 m soit 5 fois plus grande. La courbe (Fig. II-31) montre qu'entre les cas d'une épaisseur de bancs de 5 m et 75 m, la différence est très importante, et s'atténue pour les bancs plus épais.

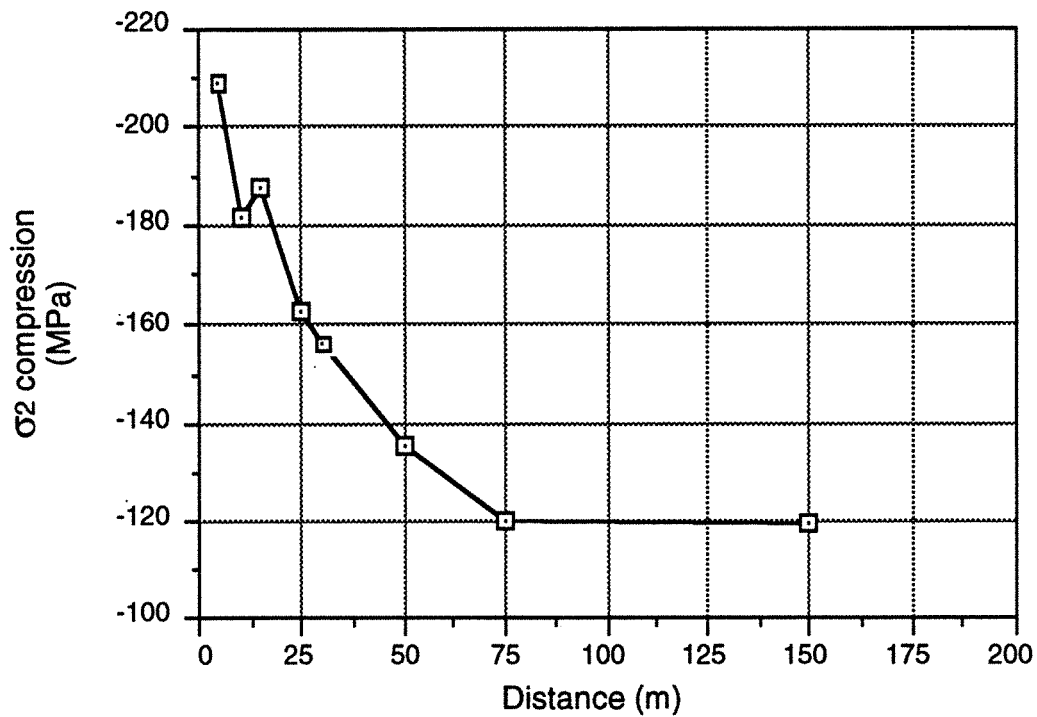


Fig. II-28 : Evolution de la contrainte principale maximale de compression en fonction de la distance entre joints horizontaux

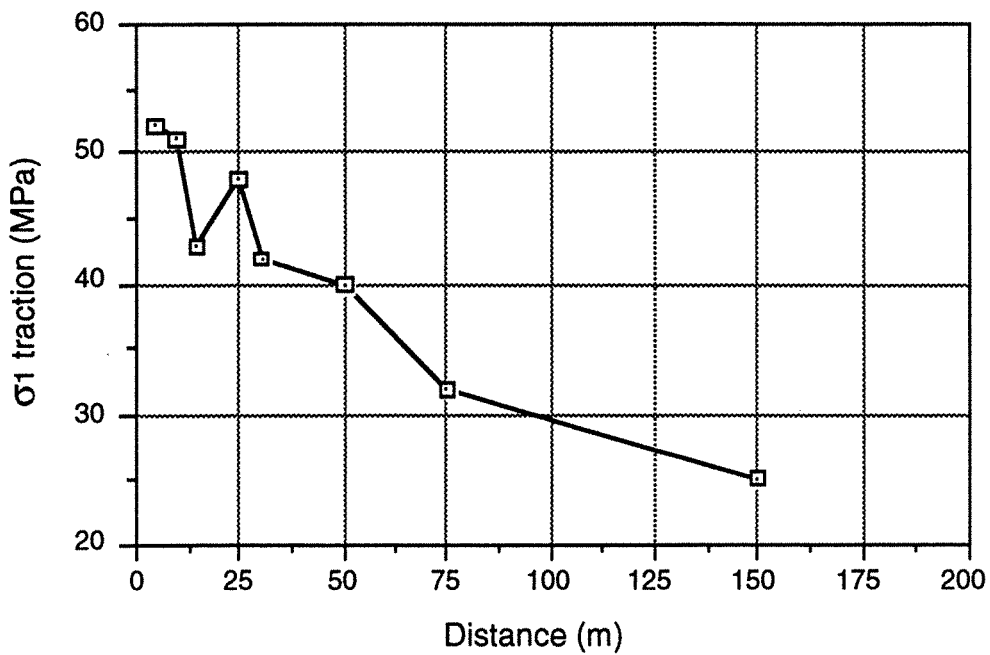


Fig. II-29 : Evolution de la contrainte principale maximale de traction en fonction de la distance entre joints horizontaux

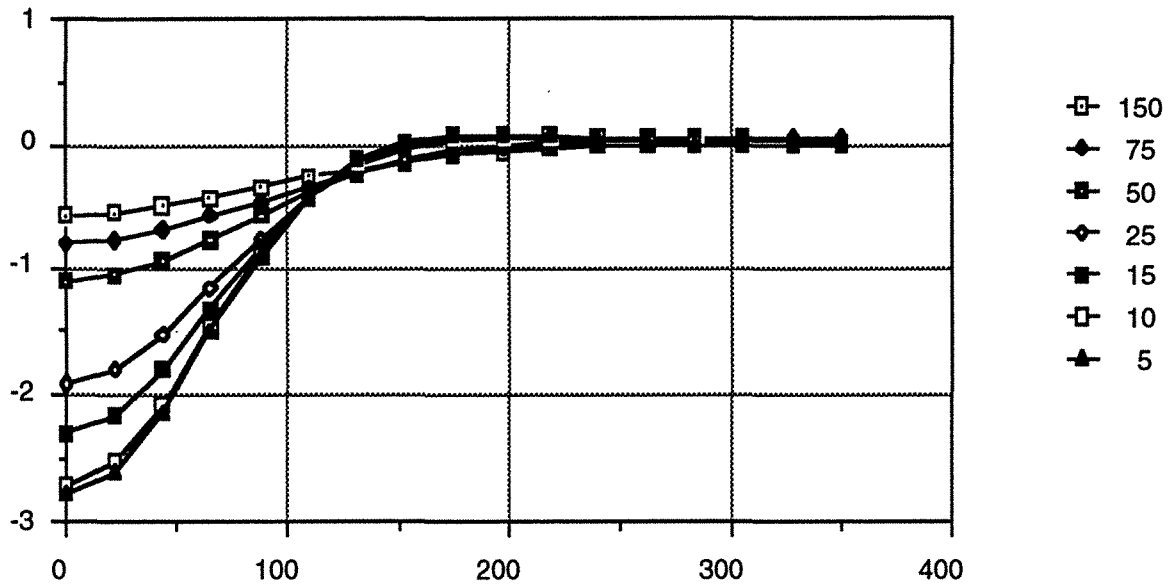


Fig. II- 30 : Courbes d'affaissement à la surface du modèle pour différents valeurs de la distance entre joints horizontaux

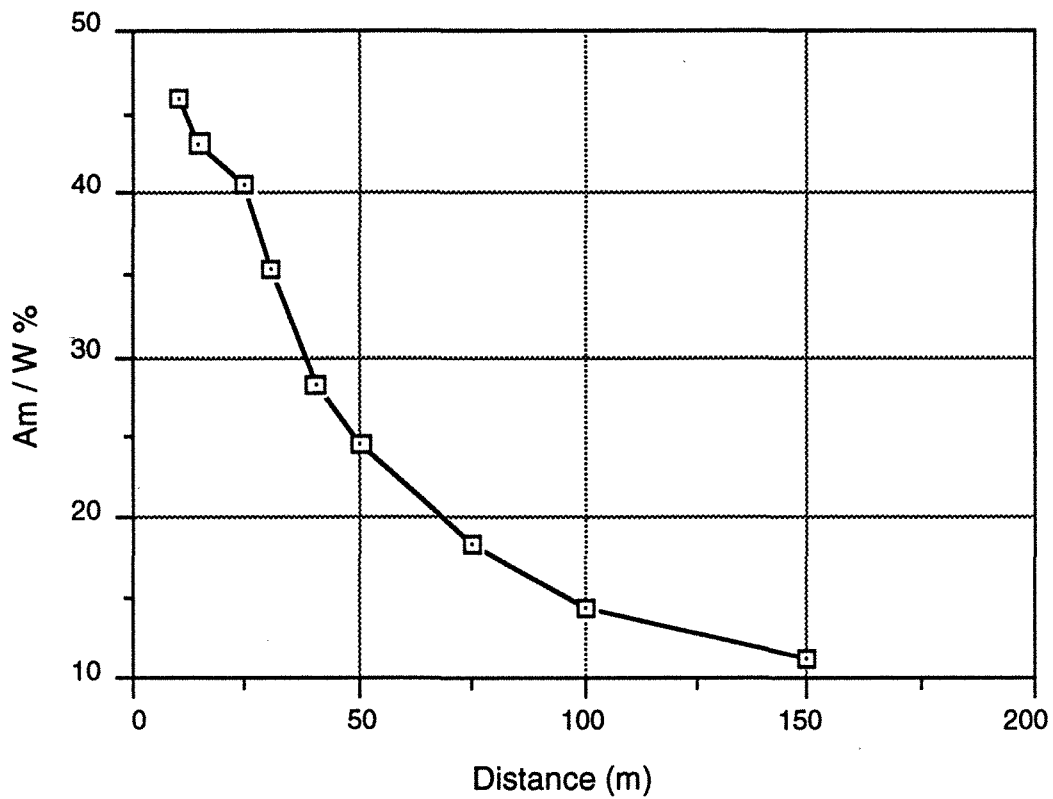


Fig. II-31 : Affaissement maximal (%) en fonction de la distance entre des joints horizontaux

Les résultats concernant le cas d'une grande épaisseur se rapprochent des résultats obtenus en milieu continu équivalent.

En conclusion, cette étude a permis de mettre en évidence que la géométrie introduite dans le modèle peut jouer un rôle crucial pour déterminer les contraintes et les déplacements dans un milieu stratifié. En effet, la densité de stratification, toutes choses égales par ailleurs, peut générer des contraintes et des déplacements de valeurs différentes soit, un volume d'influence différent. La relation entre les courbes d'affaissement et l'épaisseur des bancs est plus sensible que la relation avec les contraintes.

#### **4.3. Influence de la taille des blocs dans la zone foudroyée (distance entre fractures verticales)**

Dans le modèle 1, les blocs dans la zone foudroyée ont été imposés comme des données du problème. Or nous ignorons la forme et la taille de ces blocs. Nous avons donc choisi de faire varier le volume de ces blocs dans deux séries de calculs. La première série est composée de trois calculs. Les volumes des blocs sont variables d'une façon aléatoire, cela est possible grâce à une fonction permettant de donner une moyenne et un écart type pour chaque paramètre géométrique des joints. La loi de distribution est une loi uniforme. Ces paramètres sont :

- l'angle de joint avec l'axe x
- l'espacement entre joints

Dans la deuxième série, les blocs du foudroyage ont tous le même volume, il n'y a que l'espacement moyen des joints verticaux qui varie, l'écart type est nul. La largeur de ces blocs varie entre 5 et 30 m (5, 10, 15, 20 et 30). La hauteur de blocs dans les deux séries est égale à 5 m. Par ailleurs les autres paramètres géométriques et géomécaniques sont les mêmes pour tous les cas étudiés, ils correspondent au modèle de base (modèle 1).

Nous constatons globalement que les déplacements et les contraintes ne sont quasiment pas influencés par la taille des blocs. Les affaissements maximaux à la surface des modèles sont identiques. Il existe tout de même une différence entre les deux séries de calculs : les contraintes de traction sont plus élevées dans les blocs se trouvant en porte-à-faux. Dans ce dernier cas, la contrainte maximale de traction est égale à 65 MPa contre 45 MPa dans le premier cas.

En conclusion, d'après les résultats des calculs, il semble que, globalement, la taille des blocs dans la zone foudroyée ne joue pas un rôle essentiel vis-à-vis des contraintes induites par l'exploitation. Localement, dans la zone foudroyée, les contraintes sont plus importantes au fur et à mesure que la taille des blocs foudroyés augmente. La forme du foudroyage est différente dans chaque cas, ainsi que la répartition des nouveaux vides à la fin de l'exploitation.

#### 4.4. Influence des paramètres mécaniques des joints

Cette étude paramétrique concerne les joints horizontaux et verticaux dans le haut toit, hors la zone qui doit être foudroyée (Fig. II- 7). Nous allons étudier l'influence de l'angle du frottement, et de la raideur normale, ainsi que de la raideur tangentielle.

##### 4.4.1. Influence de l'angle du frottement

L'angle du frottement est le paramètre qui détermine la pente ( $\tan \phi$ ) de la droite représentant le critère de Mohr-Coulomb (dans le plan de Mohr). Pour étudier son influence, nous l'avons fait varier entre  $10^\circ$  et  $80^\circ$ . Ces valeurs couvrent la quasi totalité des cas. Nous avons par ailleurs travaillé dans les mêmes conditions de chargement et des déplacements imposés aux limites. La raideur normale et tangentielle sont égale à  $10000 \text{ MPa / m}$

En ce qui concerne la contrainte maximale de compression (Fig. II- 32) elle diminue en fonction de l'angle du frottement. Elle passe de  $-160 \text{ MPa}$  pour un angle de  $7^\circ$  ( $\tan\phi=0,125$ ) à  $-85 \text{ MPa}$  pour un angle de  $50^\circ$  ( $\tan\phi= 1,20$ ). Pour des angles supérieurs à  $50^\circ$  la contrainte de compression est constante. La relation n'est pas linéaire, la variation est moins importante à partir d'un angle de  $50^\circ$ , cet angle correspond à une valeur courante et ne sera dépassée que pour des joints avec une rugosité importante. Pour la contrainte principale maximale de traction, nous constatons qu'elle évolue de la même façon. Cette contrainte de traction passe de  $44 \text{ MPa}$  pour un angle de  $7^\circ$  à  $6,45 \text{ MPa}$  pour un angle de  $80^\circ$ . Elle diminue en fonction de l'angle de frottement. Pour des angles importants les contraintes induites ne dépassent plus le critère de la plasticité, et dans ce cas il n'a plus d'influence de ce paramètre.

L'affaissement à la surface du modèle diminue en fonction de l'angle de frottement (Fig. II- 33). Il est 4 fois plus importante pour un angle de  $7^\circ$  par rapport au cas où l'angle est supérieur à  $50^\circ$ . La déformation plastique des joints est plus importante pour un angle petit. Le critère de plasticité peut être facilement dépassé. La déformation élastique des blocs est négligeable devant la déformation des joints.

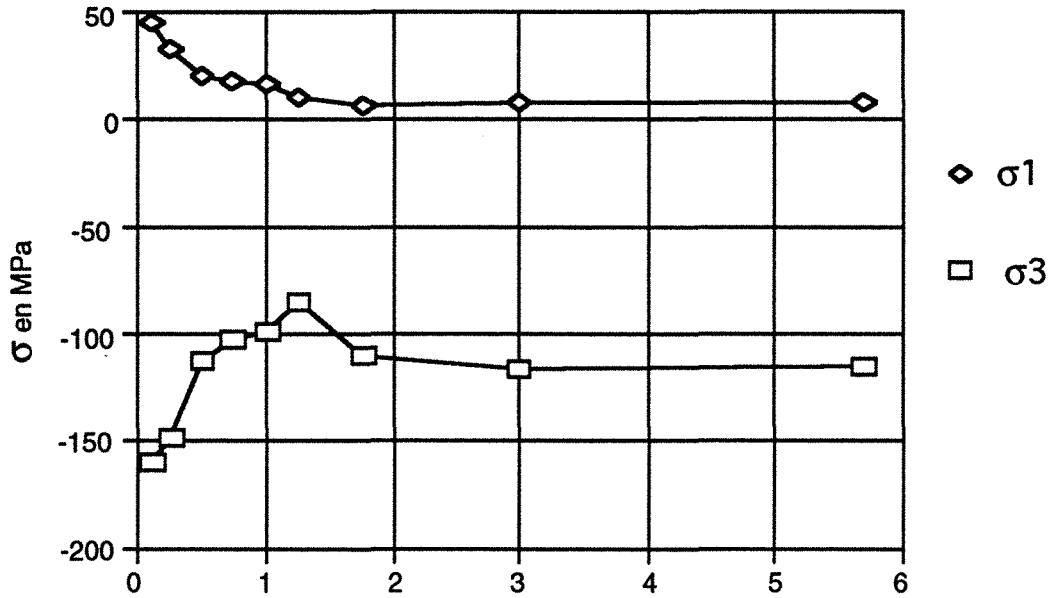


Fig. II- 32 : Evolution des contraintes principales maximales de compression et de traction en fonction de l'angle de frottement des Joints

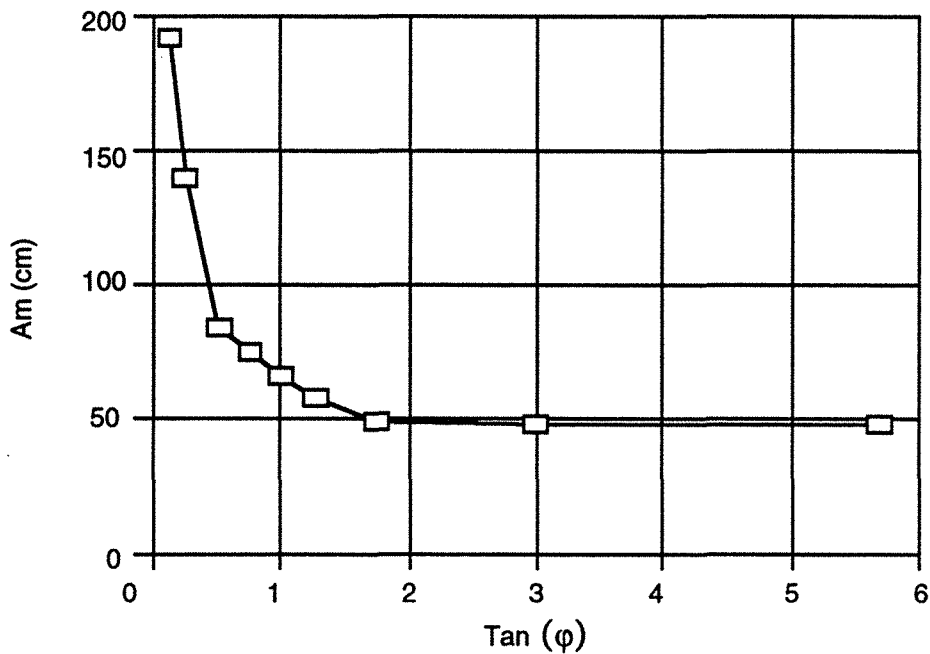


Fig. II- 33 : Evolution de l'affaissement maximal en fonction de l'angle de frottement des Joints ( $\varphi$ )

En conclusion, nous pouvons constater que l'angle de frottement des joints influence les valeurs des contraintes dues à une exploitation. La sensibilité de l'état des contraintes aux valeurs de l'angle de frottement est surtout grande pour des valeurs de  $\varphi \leq 50^\circ$ , avec une variation de l'ordre de 45 % pour la contrainte mineure maximale (compression) et de 80 % pour la contrainte majeure maximale (traction). Les déformations plastiques sont liées aux contraintes maximales fixées par le critère de plasticité (angle  $\varphi$ ).

#### 4.4.2. Influence de la raideur tangentielle

Nous avons signalé auparavant que la raideur tangentielle est un paramètre très difficile à mesurer, surtout à l'échelle du site. ARIF (1991) a étudié l'influence de la raideur tangentielle sur le comportement d'un ouvrage à 400 m de profondeur, dans son cas, les joints sont parallèles et quasiment verticaux. Il a étudié le cas d'une raideur tangentielle égale à  $10^2$  et  $10^3$  MPa/m. Il constate que la zone décomprimée s'étend d'autant plus que cette raideur est faible. RODE (1991) a étudié une galerie rectangulaire, avec au toit de cette galerie un bloc constitué de deux joints, elle constate qu'une raideur tangentielle plus importante diminue les valeurs de déplacements tangentielles et les contraintes dans le modèle. Mais elle note que la forme géométrique joue un rôle important vis à vis des résultats. Dans notre cas, nous allons examiner l'influence de la raideur tangentielle pour mieux évaluer les déplacements et les contraintes.

L'objectif est de connaître ce que peuvent être les conséquences d'une surestimation ou sous-estimation de ce paramètre. Pour cela, nous avons fait varier la raideur tangentielle des joints horizontaux et verticaux de  $10^2$  à  $10^6$  MPa/m, cette fourchette couvre largement les valeurs de  $K_s$  mesurées ou estimées in situ ou en laboratoire, là où ces mesures ont été tentées. Par ailleurs la raideur normale est égale à 10000 MPa / m et l'angle de frottement est égal à  $50^\circ$ .

L'affaissement maximal (Fig. II-35), après obtention de l'équilibre numérique (certains calculs font l'objet de 100 000 cycles), passe de 60% à 10% de la puissance de la couche exploitée, pour une raideur  $K_s$  égale à 10 et  $10^6$  MPa/m respectivement. Mais, cette variation se fait presque entièrement sentir entre  $10^2$  et  $10^4$  MPa/m. Au delà de  $10^4$  MPa/m, on relève un palier de l'affaissement de 55 cm soit 11% de la puissance de la couche exploitée.

Les contraintes principales maximales de traction et les contraintes principales maximales de compression dans les modèles sont présentées par la figure II-34. Les deux contraintes de compression et de traction diminuent avec l'augmentation de la raideur tangentielle. La contrainte de compression double pour une raideur est égale à 10 MPa / m, et elle stabilise pour une raideur supérieure à 100 MPa / m. La contrainte principale de traction est plus sensible à ce paramètre, car elle est 5 fois plus grande pour une raideur faible par rapport à une raideur très forte.



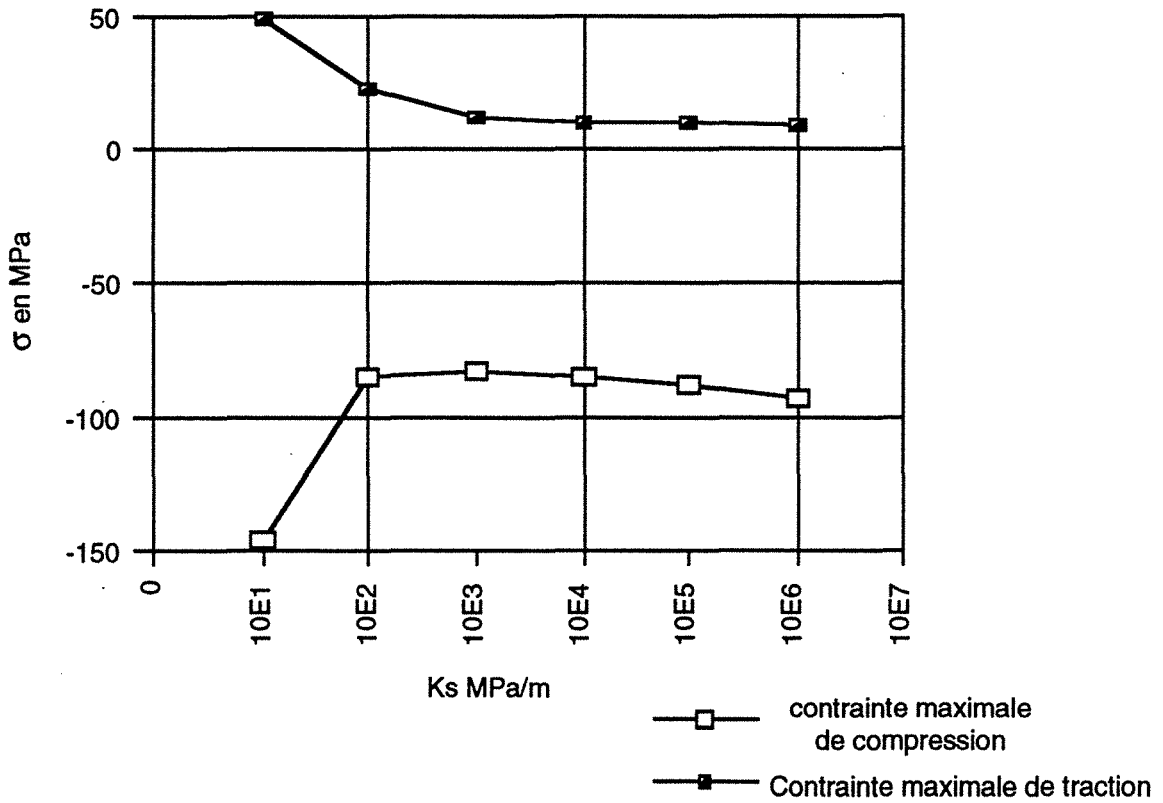


Fig. II-34 : Evolution des contraintes maximales principales majeure et mineure en fonction de la raideur tangentielle

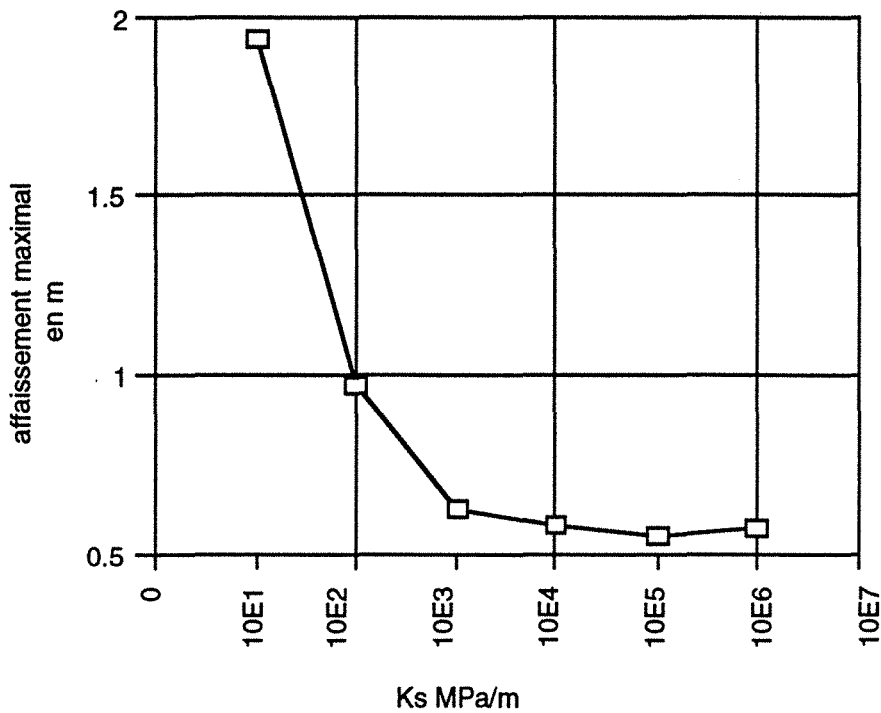


Fig. II-35 : Evolution d'affaissement maximal en fonction de la raideur tangentielle

En ce qui concerne le foudroyage, la chute de blocs dépend de la raideur tangentielle (Fig. II-36, parce que dans le cas d'une raideur tangentielle très faible, les blocs prédécoupés pour former la zone du foudroyage, glissent ensemble, d'autant plus précocement que la raideur est faible, le vide est déplacé vers le haut toit. Pour des valeurs élevées, le vide est reparti dans toute la zone foudroyée. De très fortes raideurs tangentielles conduisent donc à "souder" le massif.

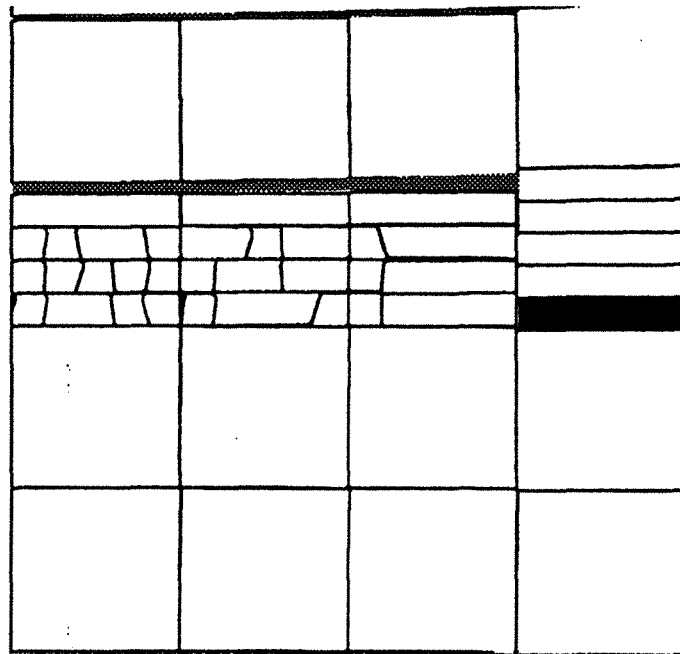
Une faible valeur de  $K_s$  mobilise les déplacements sur les joints, ces joints rentrent en plasticité. Le massif perd la solidarité entre blocs, dans ce cas chaque banc se comporte comme un seul élément en flexion complexe.

#### 4.4.3. Influence de la raideur normale

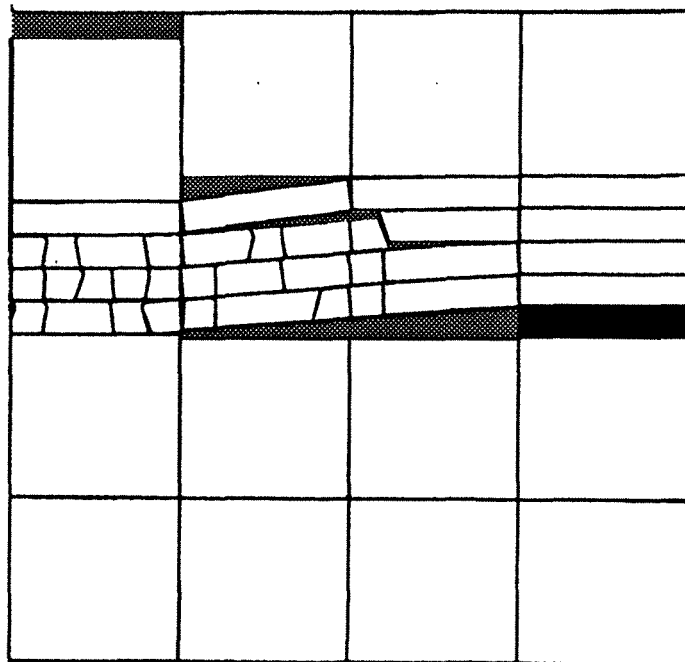
RODE (1990), constate que de la raideur normale, les blocs se solidarisent et le modèle se rapproche d'un milieu continu (pour des valeurs très élevées). Les valeurs prises dans les études varient entre 11 MPa/m (RODE 1991) pour des joints très altérés et  $0,2 \cdot 10^6$  MPa/m pour un joint artificiel (ITASCA, 1990). Pour pouvoir connaître plus exactement le comportement du modèle à la variation de ce paramètre, nous avons fait varier la raideur normale des joints à l'extérieur de la zone avant d'être foudroyée (ce qui était le cas pour les autres paramètres). Les autres caractéristiques sont maintenues constantes avec ( $K_s = 10^4$  MPa / m et  $\phi = 50^\circ$ ), la raideur normale variant entre  $10^2$  MPa / m et  $10^7$  MPa / m. Pour des valeurs plus élevées de  $K_n$ , il faut un nombre de cycles trop important (plus d'un million de cycles).

Les contraintes maximales de compression sont sensibles à ce paramètre, on note des surcontraintes très élevées de -104 MPa soit pratiquement 5 fois la contrainte initiale verticale (20 MPa) pour une raideur égale à  $10^7$  MPa / m (Fig. II-37). Cette contrainte est d'autant plus faible que la raideur normale est aussi faible. Elle passe de simple au double en fonction de la raideur. Les contraintes maximales de traction sont à leur tour influencées par la raideur normale. Une raideur normale faible permet aux contraintes de traction de se développer, en conséquence les joints s'ouvrent. Les valeurs de ces contraintes varient entre 44 MPa et 10 MPa pour  $K_n$  égal à  $10^2$  et  $10^7$  MPa respectivement (Fig. II-37), soit un rapport de 4 pour l'intervalle étudié, deux fois plus important que le rapport de la contrainte de compression.

En ce qui concerne l'affaissement (Fig. II-38), il apparaît très sensible à la raideur normale, car pour  $K_n = 10^7$  MPa / m, l'affaissement maximal à la surface du modèle est égal à 11,6 % de la puissance de la couche exploitée et 33,2 % pour  $K_n = 10^2$  MPa / m, soit un rapport égale à 3.



Foudroyage avec  $K_s = 10 \text{ MPa / m}$



Foudroyage avec  $K_s = 1E6 \text{ MPa / m}$

Fig. II-36 : Forme du foudroyage et distribution des nouveaux vides en fonction de la raideur tangentielle des joints

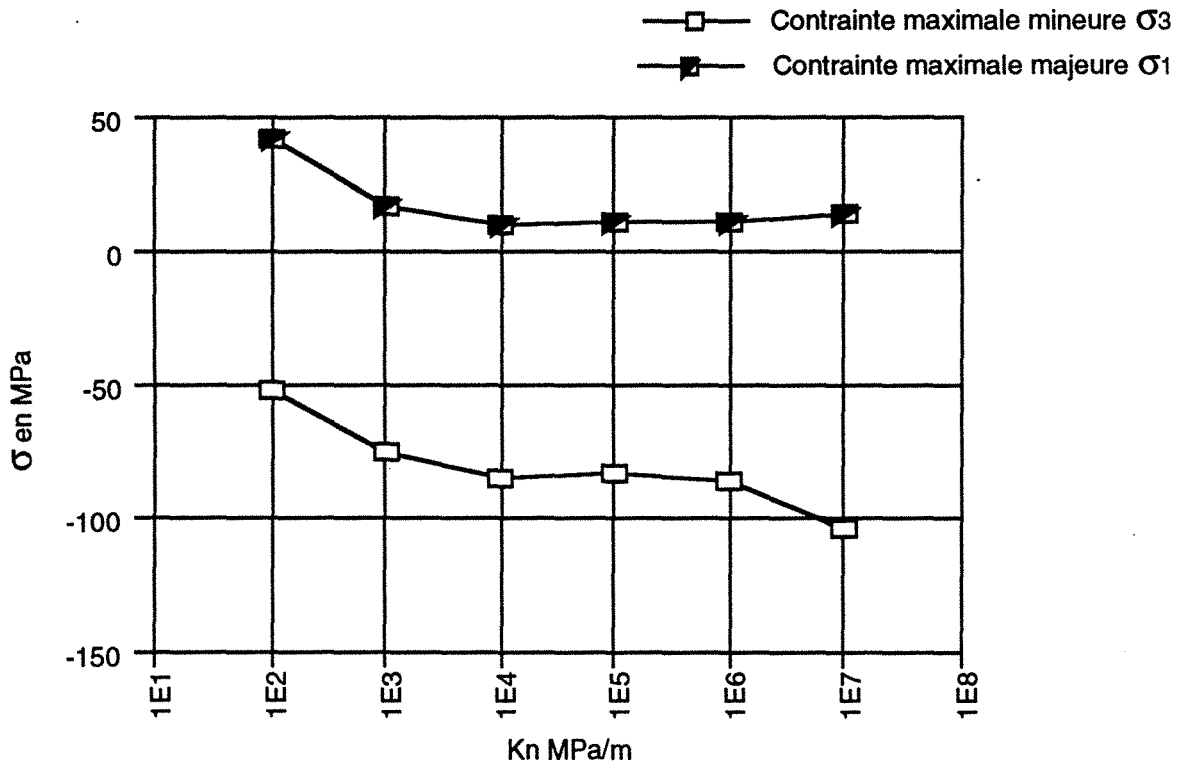


Fig. II- 37 : Evolution des contraintes principales maximales en fonction de la raideur normale

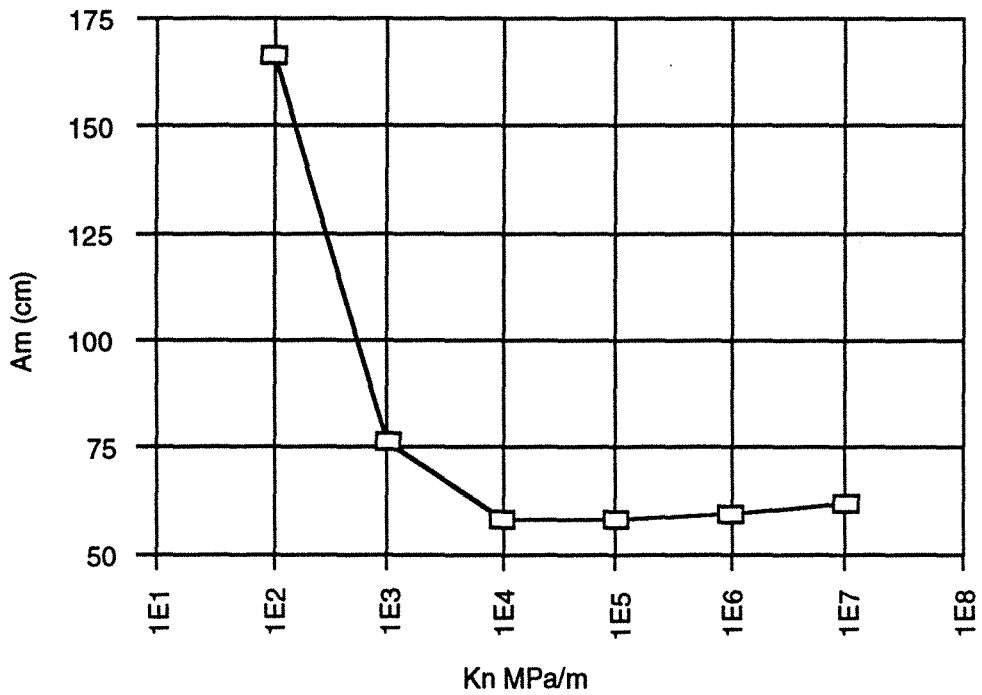


Fig. II- 38 : Evolution d'affaissement maximal ( $A_m$ ) en fonction de la raideur normale

Pour  $K_n$  supérieure à  $10^4$ , l'affaissement à la surface du modèle et les contraintes ne sont pas sensibles à ce paramètre. En revanche, pour  $K_n$  comprise entre  $10^2$  et  $10^3$ , les contraintes et les déplacements varient significativement. Il est à noter que pour une raideur supérieure à  $10^4$ , que celle-ci est aussi supérieure au module de déformation volumique ( $K$ ) du massif qui est égale à 4500 MPa. Le choix de ce paramètre dépend de la qualité du joint par rapport au massif et de toutes façons, la variation des contraintes et des déplacements n'est plus significative pour des valeurs supérieures à la possibilité de déformation induite par le massif.

En conclusion, nous avons constaté que la raideur normale joue un rôle important pour évaluer les contraintes aux bords d'une taille exploitée et les déplacements à la surface du modèle. Nous avons montré qu'au-delà des certaines valeurs les contraintes et les déplacements sont constants. En revanche, dans un intervalle important, l'imprécision de ce paramètre peut nous amener à sur ou sous-estimer les contraintes et les déplacements qui varient d'une manière très significative.

#### *4.5. Influence de l'état des contraintes initiales*

Nous avons étudié l'influence de l'anisotropie du chargement, nous avons fait varier la valeur du rapport des contraintes horizontale et verticale  $K$  ( $\sigma_h = K \sigma_v$ ). Trois cas sont à envisager :

Cas 1 :  $K = 0,3$

Cas 2 :  $K = 1,0$

Cas 3 :  $K = 2,0$

Nous avons aussi intégré dans cette étude un banc rigide de 25 m d'épaisseur situé à 75 m au-dessus de la veine de charbon. L'objectif est de comparer son comportement dans les trois cas. Les autres conditions aux limites, ainsi que les dimensions des modèles sont celles du modèle 1 (largeur de la taille de 150 m).

Dans cette partie, nous nous proposons de comparer pour chacun des cas étudiés, le mode de foudroyage, l'affaissement maximal et la répartition des contraintes après le foudroyage.

#### **1- Mode de foudroyage**

On constate que le paramètre qui détermine en premier lieu le mode de foudroyage est la valeur de la contrainte horizontale initiale.

Pour  $K = 0,3$ , le foudroyage est rapide et il affecte tous les blocs se trouvant à moins de 20 m au-dessus de la cavité soit 4 fois l'ouverture de la couche exploitée, ce qui est remarquable dans la mesure où dans tous les autres cas étudiés le foudroyage ne touche que les 15 premiers mètres. D'autre part, on peut constater que les blocs s'affaissent "en blocs" (Fig. II-39a). Ceci peut s'expliquer par le fait de la faible contrainte de confinement.

Pour  $K = 1$ , le foudroyage est plus lent et incomplet ; en effet tous les banc ne s'effondrent pas entièrement (Fig. II-39b). Le foudroyage commence par le glissement des blocs qui ne se situent pas au milieu de taille.

Pour  $K = 2$ , le foudroyage est plus difficile à se réaliser. Les bancs découpés en blocs et foudroyés gardent un minimum de continuité entre contacts grâce aux fortes contraintes horizontales et se déposent sur le mur en se plissant en "accordéon"

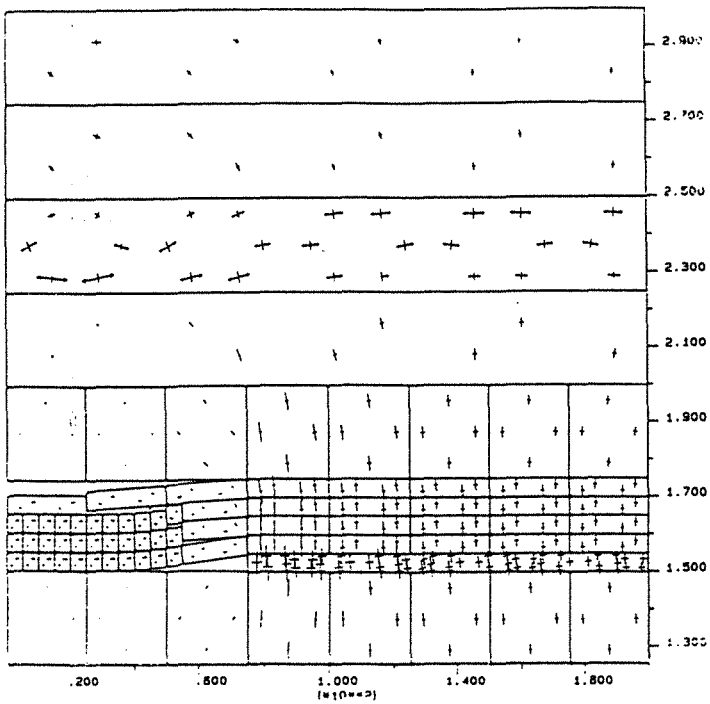
## 2 - Affaissement à la surface

C'est pour  $K = 0,3$  que l'affaissement maximal est le plus important (Tableau II-8), parmi les différents cas étudiés. Il est autant plus faible que la contrainte horizontale est élevée. La contrainte horizontale empêche la flexion des bancs de stratification. La valeur de l'affaissement, dans le cas où  $K$  est égal à 0,3, est inférieure à la valeur de l'affaissement pour  $K = 0,5$  et le toit est homogène, l'existence d'un banc rigide diminue l'affaissement induite à la surface de l'exploitation. Deux conditions importantes pour expliquer dans certains cas un affaissement inférieur à l'estimation des méthodes empiriques : la composition du toit et les contraintes initiales.

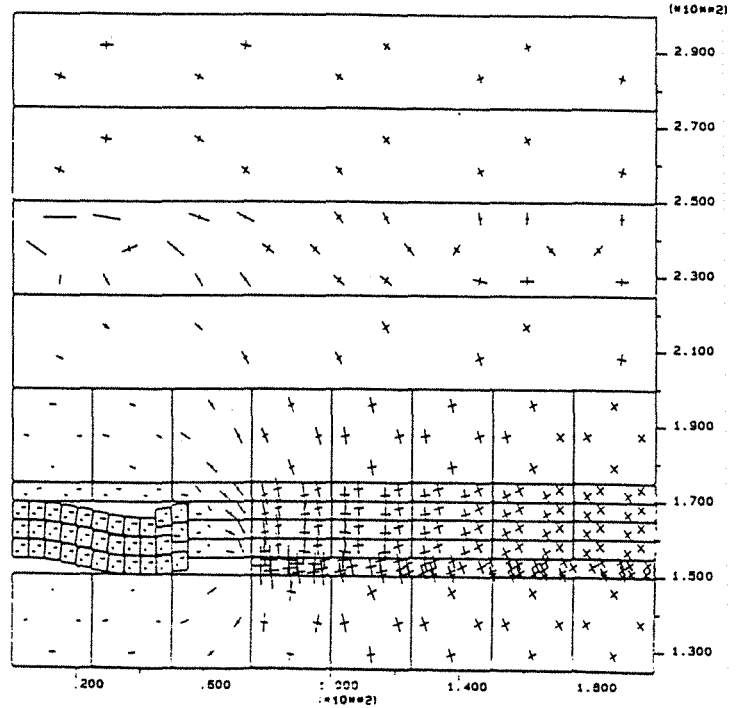
## 3 - Contraintes induites

En ce qui concerne les contraintes maximales obtenues pour les trois cas en fonction du coefficient du confinement  $K$  (Tableau II- 8), la contrainte maximale de compression est égale à 11 fois la contrainte verticale initiale (20 MPa) pour  $K = 2$ , contre seulement 4 fois pour  $K = 0,3$ . En revanche, la contrainte de traction est égale à 0,16 fois la contrainte horizontale initiale pour  $K = 2$  (40 MPa). Elle est pratiquement égale à 20 fois la contrainte initiale (6 MPa) pour  $K = 0,3$ . Ces contraintes importantes de traction ou de compression se localisent dans le banc ayant des caractéristiques différentes. Il y a un effet de amplification de la mise en traction lorsque le banc est faible, une amplification de contrainte de compression lorsque le banc est rigide.

a -  $K = 0,3$   
 ↔ traction = 123 MPa  
 — compression = -80 MPa



b -  $K = 1$   
 ↔ traction = 6,7 MPa  
 — compression = -98 MPa



c -  $K = 2$   
 ↔ traction = 6,5 MPa  
 — compression = -235 MPa

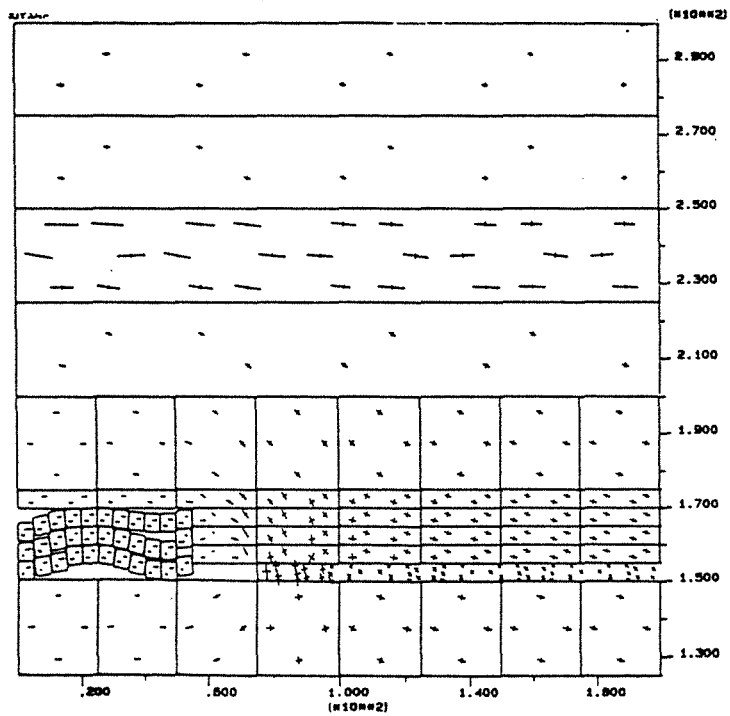


Fig. II-39 : Modes du foudroyage et contraintes principales en fonction du rapport des contraintes horizontales et verticales initiales

Les contraintes dans la zone du foudroyage dans le Tableau II- 5, pour les trois cas, dépendent du rapport K. Les deux contraintes principales sont en traction pour  $K = 0,3$ . Elles sont en compression dans le cas où  $K = 2$ . Dans le cas d'un confinement important ( $K = 2$ ), la contrainte principale horizontale est pratiquement égale à 50% de la contrainte horizontale initiale.

K	Contraintes maximales		contraintes dans la zone foudroyée		Am cm
	$\sigma_2$ (MPa)	$\sigma_1$ (MPa)	$\sigma_1$ (MPa)	$\sigma_2$ (MPa)	
0,3	-80	123	1,0	-1,33	0,7
1	-97	6,5	-0,5	-6,2	0,45
2	-232	6,6	-3,88	-18,5	0,15

**Tableau II-5: Contraintes principales maximales calculée dans le modèle et les contraintes principales dans la zone foudroyée en fonction du rapport des contraintes (K).**

En ce qui concerne le banc rigide situé à 75 m de la couche exploitée (son module d'Young E est 10 fois plus grand que celui du massif, soit 100000 MPa), on observe une répartition des contraintes très différenciée au niveau du banc, surtout en ce qui concerne les valeurs des contraintes principales. Elles sont anormalement élevées, autant en traction pour  $K = 0,3$  qu'en compression pour  $K = 2$ . Dans le Tableau II-6, nous présentons les valeurs des contraintes principales au milieu de la fibre inférieure et supérieure du banc rigide.



K	Fibre inférieure		Fibre supérieure	
	$\sigma_2$ (MPa)	$\sigma_1$ (MPa)	$\sigma_2$ (MPa)	$\sigma_1$ (MPa)
0,3	-30	123	-21	25
1	-35	6,6	-82	4,5
2	-154	-21	-215	-1,88

**Tableau II-6 : Contraintes principales à la fibre inférieure et supérieure du banc rigide en fonction du rapport des contraintes (K).**

Pour  $K = 0,3$ , les contraintes principales horizontales sont en traction pour les deux fibres, vers la fibre inférieure se localise la traction maximale (123 MPa). La contrainte principale verticale est en compression, on peut supposer que la forte traction horizontale qui s'exerce dans le banc rigide, en particulier à l'aplomb de la zone foudroyée, va provoquer un réseau de fractures verticales très franches dans tout le banc. On pourrait alors envisager la suite de la modélisation en tenant compte de cette fracturation.

Pour  $K = 2$ , les contraintes principales sont en compression pour la fibre inférieure et supérieure, on observe une très forte compression horizontale (environ 4 à 5 fois plus importante que la moyenne dans le massif). On peut alors supposer l'apparition de fractures, quasiment verticales, de cisaillement, leur direction est déterminée en fonction de la direction de contrainte principale majeure.

#### 4.6. Conclusion

Nous avons engagé des études de sensibilité sur les paramètres qui déterminent la forme prise par le foudroyage tels que la taille des blocs dans la zone du foudroyage ou la distance entre les joints horizontaux dits de stratification. Puis, des études qui concernent les caractéristiques des joints comme l'angle de frottement, la raideur tangentielle et la raideur normale et enfin, l'influence du tenseur des contraintes initiales avec la présence d'un banc à caractéristiques différentes du reste du massif.

Ces paramètres agissent différemment sur le comportement du foudroyage et les valeurs de contraintes et de déplacements.

La densité de stratification influence les résultats, deux familles sont constatées, les modèles à bancs minces et les modèles à bancs d'une épaisseur importante.

La taille des blocs dans la zone foudroyée semble avoir un effet qui se limite à cette zone et qui disparaissent pratiquement à l'échelle du massif.

L'angle de frottement ainsi que le tenseur initial des contraintes modifient le mode du foudroyage et surtout la contrainte horizontale. L'influence de l'angle de frottement se manifeste dans la zone entourant la région foudroyée où les contraintes dépassent le critère et donc dépendent de la valeur choisie de l'angle de frottement.

Trois modes de foudroyage ont été observés selon la valeur du rapport des contraintes ( $K$ ). En fonction de ce rapport, un banc rigide peut avoir un comportement sensiblement différent selon que la contrainte horizontale est faible ou forte. Ce banc est le lieu de concentration des contraintes qu'elles soient de traction ou de compression.

Les raideurs normale et tangentielle sont aussi des paramètres qui modifient le comportement du massif après l'excavation. Des raideurs normale et tangentielle très élevées empêchent la formation du foudroyage localement et la continuité des bancs est assurée. L'affaissement à la surface du modèle diminue pour trouver des surfaces quasiment inchangées dans les cas où ces valeurs sont très élevées. La raideur tangentielle a un rôle moins important.

Dans notre cas, il est possible de déterminer avec moins de rigueur certains paramètres telles que la raideur tangentielle et la taille des blocs dans la zone de foudroyage. En revanche, le tenseur initial des contraintes, la densité de stratification et la raideur normale nécessitent une investigation plus importante pour pouvoir obtenir des résultats représentatifs du cas réel.

## 5. Conclusion

Nous avons utilisé deux méthodes de calcul pour modéliser le foudroyage, la méthode des Eléments Finis et la méthode des Eléments Distincts. Ces deux méthodes sont différentes par leur principe de calcul et les résultats le sont aussi. Elles nous ont montré qu'il existe une différence importante entre les deux types de modélisation pour une largeur de 150 m. Cette différence est d'autant plus importante que la largeur l'est aussi.

Le modèle des Eléments Finis montre l'importance de la géométrie de la zone foudroyée. Nous avons montré que seulement un foudroyage parfait et sûr peut présenter un comportement plus proche d'une taille remblayée, dans les autres cas (vides présents dans la zone du foudroyage), la taille semble avoir un comportement plus proche d'une taille vide. Le volume d'influence dépend de la qualité du foudroyage. Dans le cas d'une taille foudroyée ayant une largeur importante, il est prudent de considérer que le volume d'influence correspond à celui d'une taille vide.

La modélisation en Eléments Finis ne simule pas directement le foudroyage, mais la zone considérée comme une zone de foudroyage a été remplacée par un milieu équivalent ayant les caractéristiques d'un remblai. Ce choix est justifié pour étudier une taille où le toit ne se compose pas d'un assemblage des bancs, il est aussi valable pour étudier la forme géométrique de la cavité du foudroyage. Les tailles foudroyées dans un milieu homogène et isotrope et sans tenir compte de la stratification peuvent être modélisées de cette façon. Cette modélisation satisfait ce besoin, son avantage est la rapidité de calcul, la simplicité des données et une facilité pour interpréter les résultats.

La méthode des Eléments Distincts a été utilisée pour une taille exploitée dans un milieu stratifié où le comportement des bancs semble jouer un rôle essentiel pour déterminer la zone d'influence (répartitions des contraintes, affaissement à la surface de l'exploitation). Les volumes d'influence sont considérables et peuvent engendrer des désordres dans le chantier d'exploitation voire même à une échelle plus importante des ruptures situées dans le haut toit et qui sont constatées par ailleurs, grâce aux méthodes de surveillance installées dans les chantiers d'exploitation.

La méthode des Eléments Distincts employée semble plus adaptée à ce problème de modélisation. Il faut signaler que les résultats de ces modèles sont très différents des résultats obtenus à partir d'un modèle en milieu continu, particulièrement pour les trois points suivants :

- les valeurs des contraintes maximales aux bords et au milieu de la taille,
- la distribution des contraintes après l'exploitation,
- l'affaissement à la surface de l'exploitation.

La validation est établie entre les mesures d'affaissement présentées par une courbe empirique et les valeurs calculées par le modèle pour différentes largeurs. Cette validation est très importante car l'affaissement joue un rôle important dans la politique de planification et d'exploitation. A l'aide de cette modélisation et de la courbe empirique, la prévision de l'affaissement maximal à la surface au-dessus d'une exploitation est désormais possible.

Le modèle permet d'analyser et de déterminer les zones qui sont en surcontraintes à cause des joints de stratification. Ces zones sont potentiellement à risques et le modèle aide à déterminer les mécanismes à l'origine des phénomènes dynamiques.

La deuxième méthode de calcul est beaucoup plus élaborée pour étudier un ensemble des blocs et en sachant que le caractère principal du foudroyage est qu'il est composé des blocs. Le toit d'une taille est souvent composé des bancs plus ou moins homogènes, l'exploitant cherche aussi à connaître l'affaissement induit par son exploitation, tous ces éléments font que la méthode des Eléments Distincts est la mieux adaptée pour tenir compte de toutes les conditions et donner les résultats. Mais cette capacité n'est pas facile à mettre en oeuvre sans rencontrer des problèmes dus à la méthode ou aux données qu'il faut fournir. Il faut déterminer les positions de chaque banc et chaque discontinuité dont dépendent les résultats, mais aussi estimer s'il n'est pas possible de mesurer les paramètres caractérisant les discontinuités et les matériaux.

Il est donc tout à fait raisonnable d'utiliser la méthode des Eléments Finis tant qu'elle nous permet de comparer des situations où le comportement des discontinuités n'est pas l'objectif principal. En revanche, il faut utiliser la méthode des Eléments Distincts dans le cas où l'exploitant souhaite analyser le comportement local et global de l'exploitation. Dans ce cas, il est nécessaire de mettre en oeuvre des moyens d'investigation beaucoup plus importants. Dans les deux cas les modèles ne donnent que des indications permettant d'essayer d'éviter des surprises, mais jamais avec une certitude absolue.

**CHAPITRE III**  
**EFFET D'UN PILIER**



## 1. Introduction

Un pilier correspond par définition à une partie d'une veine non exploitée, limitée par des bordures d'exploitation. L'effet d'un pilier sur les terrains et les ouvrages voisins est variable suivant la largeur du pilier. La planification des chantiers de l'exploitation dépend notamment du comportement du pilier (Mémento Pressions de Terrains, 1986). Les piliers de charbon constituent des situations typiques à risques, compte tenu des surcontraintes qu'ils concentrent dans les gisements à coups de terrains, ils peuvent être en partie responsables des phénomènes dynamiques dans leur voisinage (REVALOR, 1991).

En effet, il faut que le pilier soit suffisamment large pour éviter les interinfluences des foudroyages qui le bordent et pour disposer d'une capacité portante suffisante. A partir des observations et pour pouvoir déterminer la largeur d'un pilier de démarrage à des profondeurs importantes, la méthode de WILSON (1983) a été calée pour le gisement de Provence et appliquée au dimensionnement de piliers de démarrage des longues tailles foudroyées pour différentes configurations (Fig. III-1). Dans ces cas, ils montrent que, dans le cas où le pilier est bordé par deux foudroyages, avec une largeur exploitée de 400 m, la largeur du pilier est supérieure à 150 m (REVALOR, 1991). En RUSSIE, la largeur du pilier de protection pour une taille ayant une largeur au front de 300 m ou plus, est très importante : de l'ordre de 300 à 400 m (DMITRIV, 1992).

Nous allons étudier par modélisation le comportement d'un pilier pour plusieurs configurations en tenant compte de plusieurs facteurs telles que la présence d'un front de deuxième taille derrière le premier, la formation du foudroyage et la direction d'avancement.

## 2. Deux fronts parallèles décalés d'une distance "d"

Nous envisagerons d'étudier une configuration traditionnelle qui se répète souvent dans les chantiers d'exploitation. Il s'agit de deux tailles exploitées dans une même couche, et séparées par un pilier. Dans le cas où la largeur du pilier est comprise entre 5 et 60 m, il y a une superposition de deux influences, et les contraintes sont particulièrement élevées.

Pour étudier ce problème de superposition d'influence, sur modèle, nous avons choisi un pilier de 20 m de large et deux tailles de 150 m de large (Fig. III-2a).

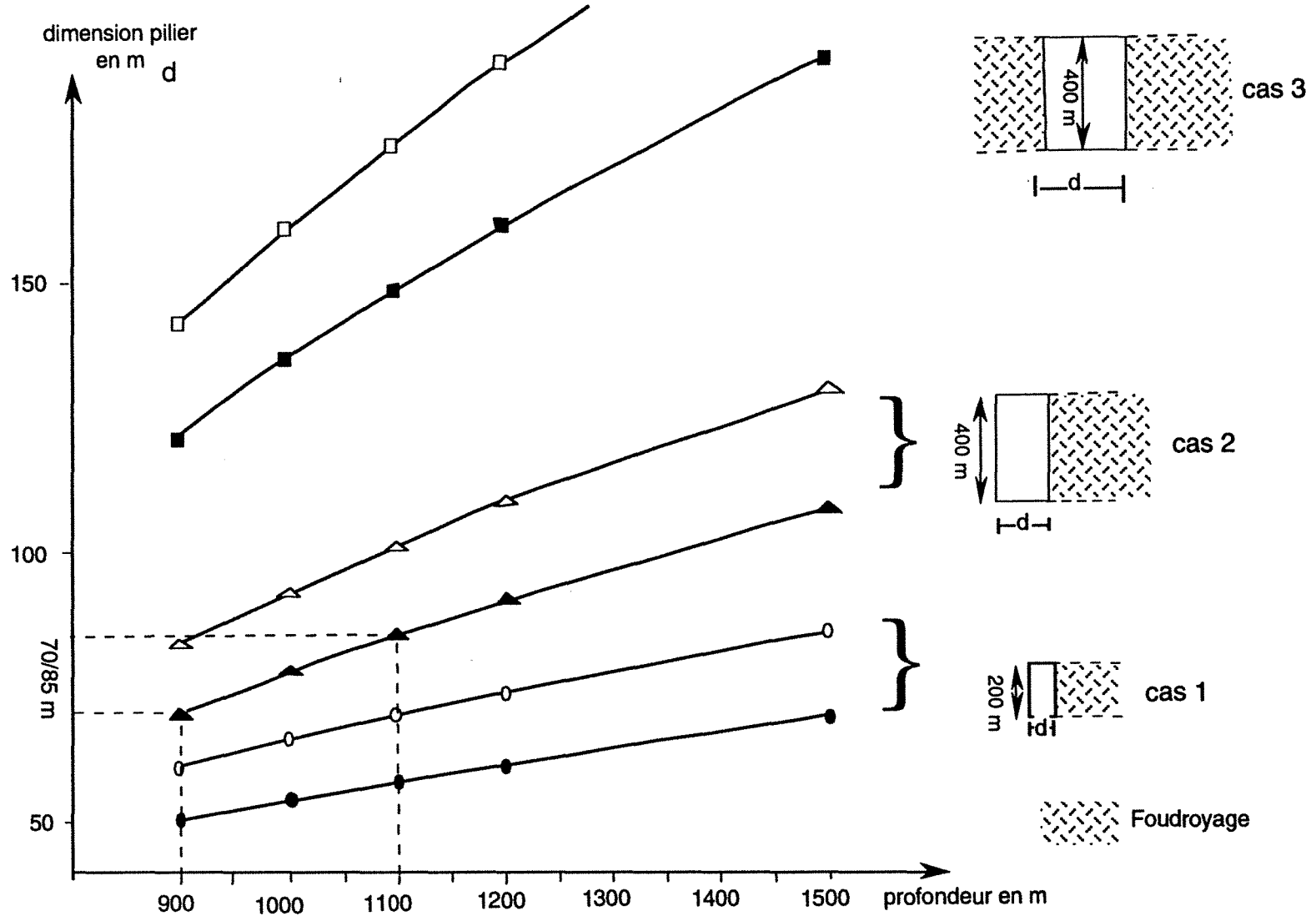


Fig. III - 1 : U.E. Provence. Dimensionnement des piliers de démarrage de tailles (Méthode de Wilson)



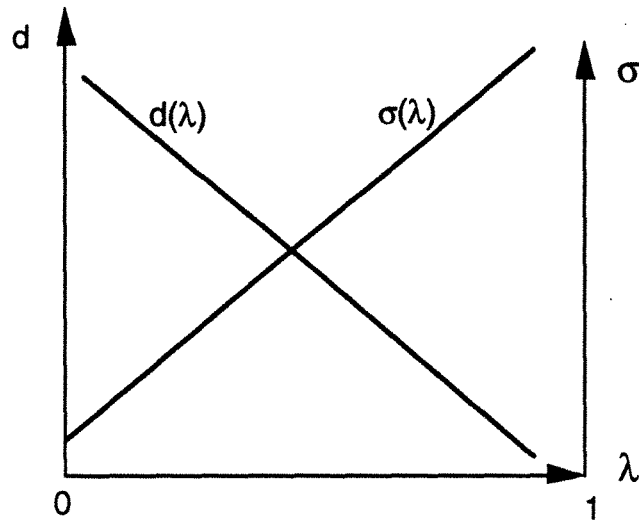
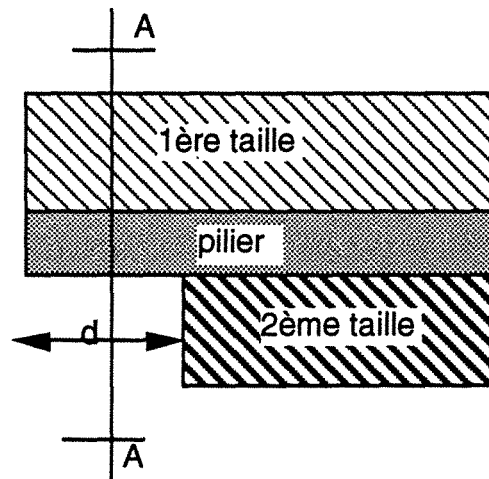


Fig. III-2a : Relation distance,  $\lambda$  et la contrainte



$d$  : distance entre les fronts de deux taille  
 $\sigma$  : contraintes dues à l'exploitation de la première taille  
 $\lambda$  : rapport des contraintes en fonction de la distance

Fig. III-2 b : Configuration modélisée, A-A : coupe // aux fronts de deux tailles.

Nous supposons que les deux fronts se trouvent décalés d'une distance "d". Cette distance est égale à 0 m dans le cas où les deux fronts se trouvent alignés. Elle est considérée comme infinie dans le cas où la deuxième taille se trouve à une distance très grande par rapport au premier front de taille (Fig. III-2a).

Pour amener de manière satisfaisante ce problème tridimensionnel à un problème plan en déformation plane, nous avons considéré que la part des contraintes induites par la première taille sur la deuxième taille dépend de cette distance.

Nous avons introduit un coefficient " $\lambda$ " qui dépend de la distance entre les fronts, sa valeur devrait être comprise entre 0 et 1 et décroît en fonction de la distance "d". Elle est égale à 0 quand les deux fronts sont séparés par une distance considérée très grande, par exemple égale à la longueur d'une taille, et la valeur est égale à 1 dans le cas où les deux fronts se trouvent alignés (Fig. III.2b).

Ce coefficient devrait correspondre à des observations, des mesures de déformations ou de pressions. Pour simplifier nous avons considéré que la relation est linéaire.

Donc, le problème étudié correspond à une première taille qui a été déjà complètement exploitée et alors que la deuxième se trouve en exploitation.

Nous considérons que  $\lambda = 1$ , dans le cas où les deux fronts sont alignés et  $\lambda = 0$  pour deux fronts complètement indépendants. Le chargement du contour \* de la deuxième taille correspond aux contraintes obtenues après le premier calcul avec une seule taille, elles sont multipliées par le coefficient " $\lambda$ " correspondant (Fig. III-2b)

La modélisation pratique de ce cas a les particularités suivantes (Fig. III-3) :

- la coupe modélisée est donc parallèle aux fronts de deux tailles (Fig. III- 2a) ;
- on cherche les résultats après exploitation des deux tailles. On procède en deux étapes :

---

\* Les calculs sont réalisés en variation des contraintes.

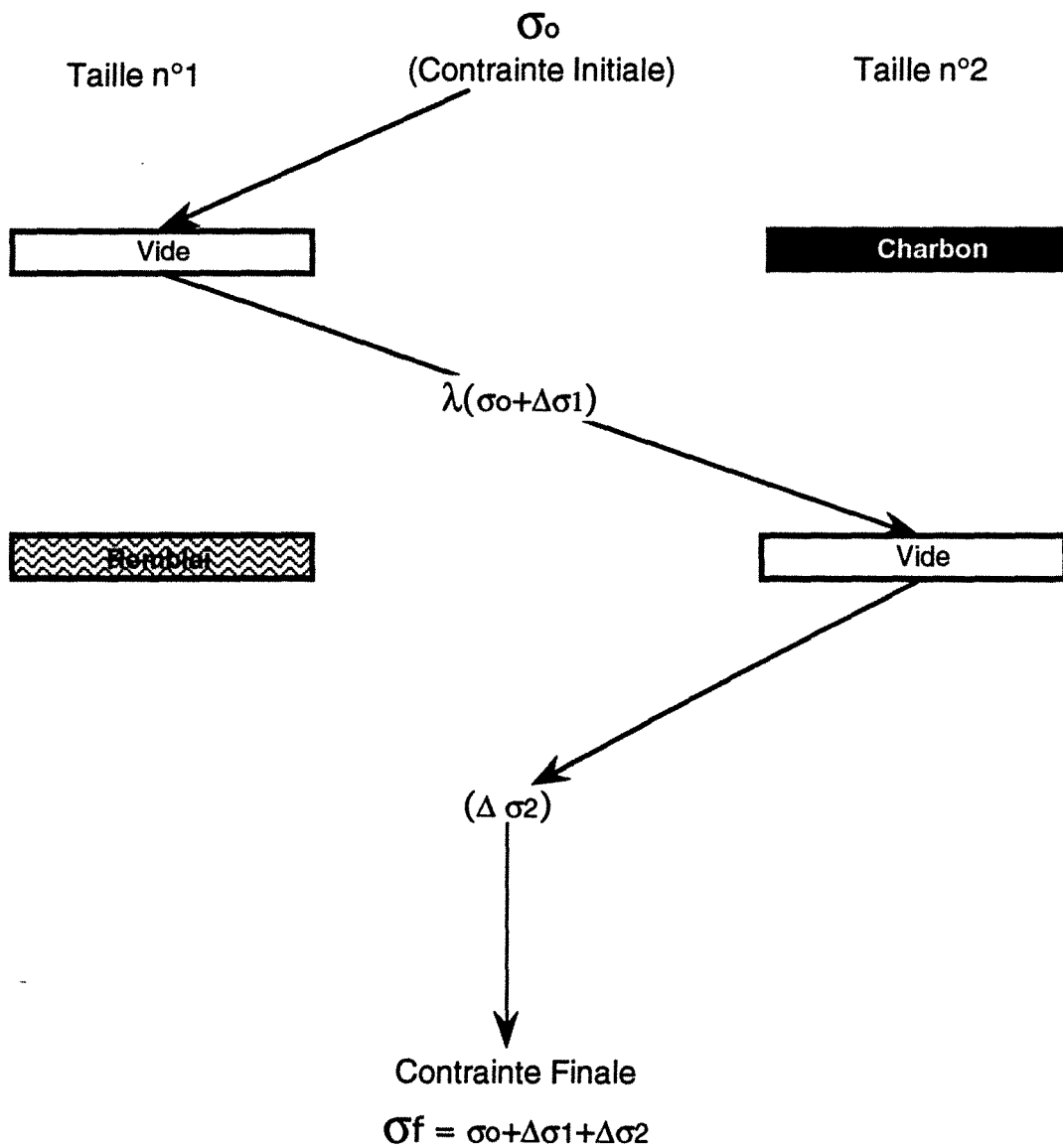


Fig. III- 3 : Etapes de calcul des contraintes pour deux fronts de taille séparés par une distance "d"

*\* le premier calcul :*

- le contour de la première taille est chargé avec les contraintes initiales en vierge ( $\sigma_0$ ),
- les éléments de la première taille ont des caractéristiques nulles. Les éléments du deuxième front ont les caractéristiques du charbon (Fig. III-3),
- les contraintes totales (induites plus contraintes initiales avant toute exploitation) sont supposées les nouvelles contraintes initiales appelées  $(\sigma_{01}) = (\sigma_0 + \Delta \sigma_1)$ .

*\* le deuxième calcul pour lequel :*

- le contour du premier front n'est pas chargé,
- le contour du deuxième front est chargé par les contraintes initiales ( $\sigma_{01}$ ) qui sont les résultats du premier calcul \*. Puis, ces contraintes sont multipliées par le coefficient "λ" correspondant. Ce dernier varie entre 0 et 1 par pas de 0.1.
- les éléments de la deuxième taille ont des caractéristiques nulles. Ceux de la première taille ont les caractéristiques du remblai (Fig. III- 3).

En ce qui concerne les résultats (Fig. III-4), nous avons étudié les contraintes principales au centre du pilier. Nous pouvons constater que les contraintes sont maximales dans le cas où les deux tailles se trouvent alignées. La contrainte principale mineure verticale est égale à -105 MPa et la contrainte horizontale majeure est égale à -25,5 MPa.

Dans le cas où la deuxième taille se trouve à une distance par exemple égale à la moitié de la longueur du panneau, le coefficient "λ" est supposé égal à 0.5, les contraintes principales majeure et mineure au pilier sont égales à -77 MPa et -19,8 MPa respectivement.

Les contraintes dans le pilier ne sont symétriques que dans le cas où les deux fronts sont alignés. Pour les autres cas, elles sont plus importantes du côté de la première taille d'autant plus que la deuxième taille est loin de la première.

---

\* Les contraintes du deuxième contour sont préparées à l'aide du programme utilitaire de CESAR-LCPC.

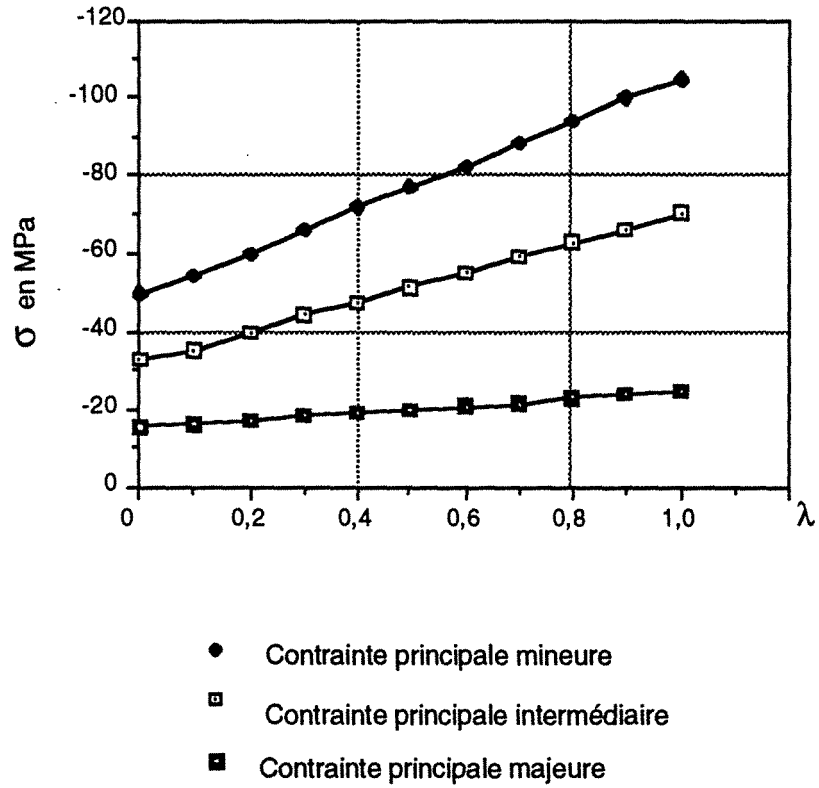


Fig. III-4 : Evolution des contraintes principales au coeur de pilier en fonction de  $\lambda$

Ce type de calculs en deux phases, où la première phase modifie les contraintes initiales en vierge, les nouvelles contraintes ne sont que les contraintes initiales pour la deuxième taille, ainsi nous pouvons tenir compte de la troisième dimension. A une certaine distance, les contraintes peuvent dépasser un critère de rupture, cette distance est appelée, distance critique "d" pour laquelle le comportement du pilier n'est plus élastique, pour une distance inférieure, le pilier subit les conséquences de la rupture supposée.

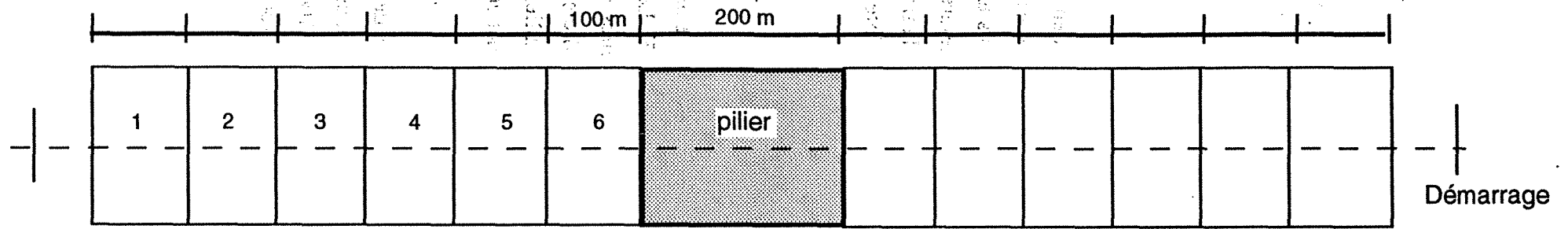
### **3. Modélisation d'un pilier séparant deux panneaux**

Nous avons voulu modéliser une autre configuration d'exploitation correspondant à deux tailles convergeant l'une vers l'autre. Un pilier sépare les deux fronts finaux de deux tailles, il est appelé pilier de fin de panneau (Fig. III-5). Nous nous sommes intéressés aux contraintes dans le pilier en tenant compte des étapes créant la géométrie finale du pilier, qui se forme au fur et à mesure que l'exploitation évolue. Cette modélisation a été réalisée en Eléments Finis, les contraintes à la fin de chaque phase sont stockées dans un fichier. Puis ces contraintes correspondent aux contraintes initiales dans la phase suivante.

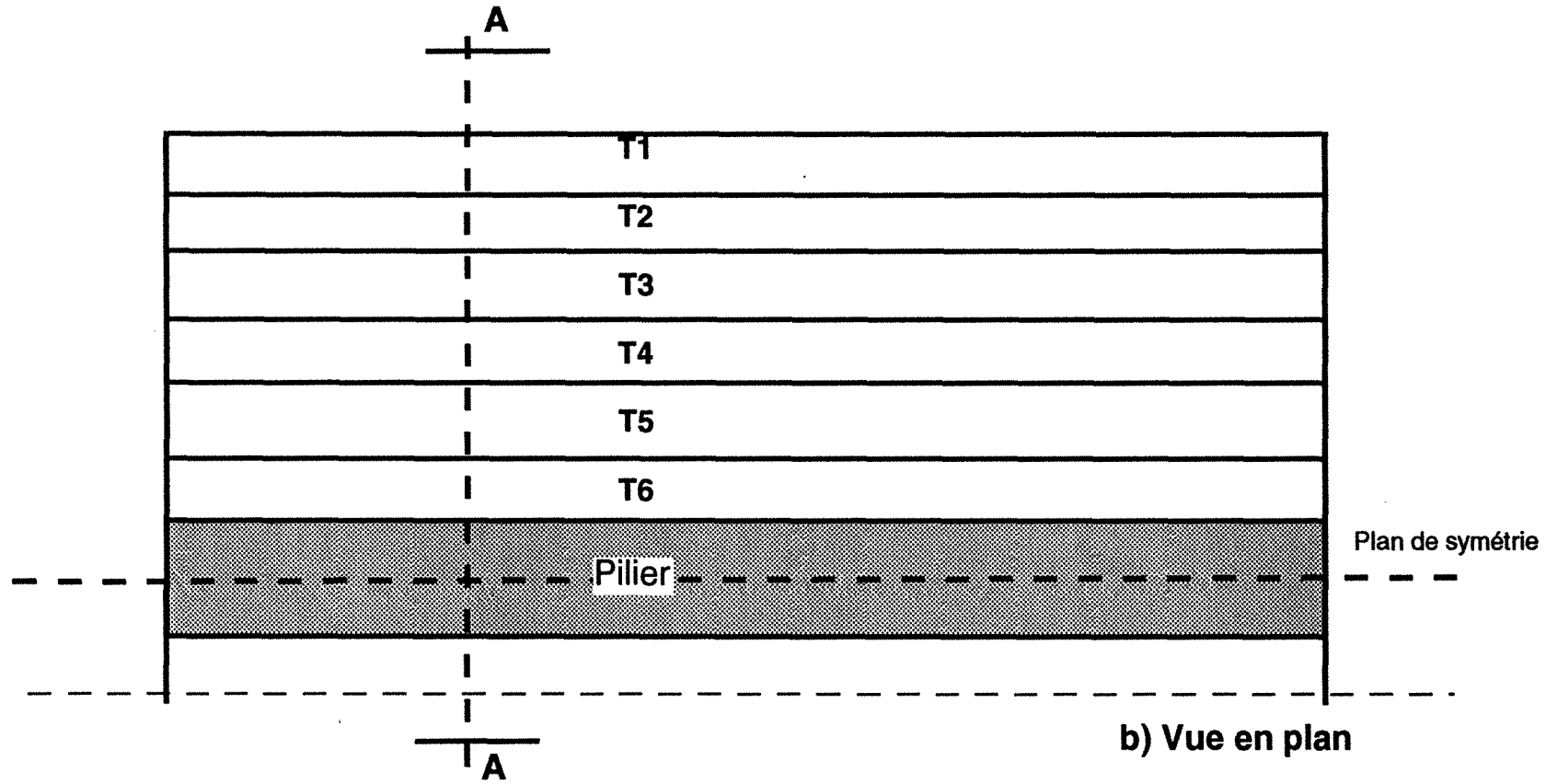
#### **3.1. Présentation du modèle**

Les dimensions globales du modèle sont 1100 x 1000 m. Les deux tailles ont une distance de chassage de 600 m, chaque panneau est divisé en six tranches successives, de 100 m (Fig. III- 5). Le pilier a une largeur finale de 200 m permettant d'assurer la stabilité des ouvrages nécessaires à l'exploitation. La coupe de la modélisation est verticale, passant par le milieu de chaque taille et permettant de travailler en déformation plane (Fig. III-6). En considérant que les deux tailles progressent l'une vers l'autre au même rythme, le problème acceptant un plan de symétrie permet de ne modéliser que la moitié de la géométrie.

Le modèle tient compte de la formation d'une zone (cf. deuxième partie chapitre II), ayant des caractéristiques moins importantes. Cette zone comprend le toit foudroyé et le toit fracturé restant en place au toit de la taille, sa limite arrière fait un angle de 70°. La hauteur de cette zone est égale à 100 m (20 x W, W : ouverture de la couche exploitée) (Fig. III- 6). Les conditions aux limites sont appliquées à une distance de 400 m du démarrage (côté vierge).

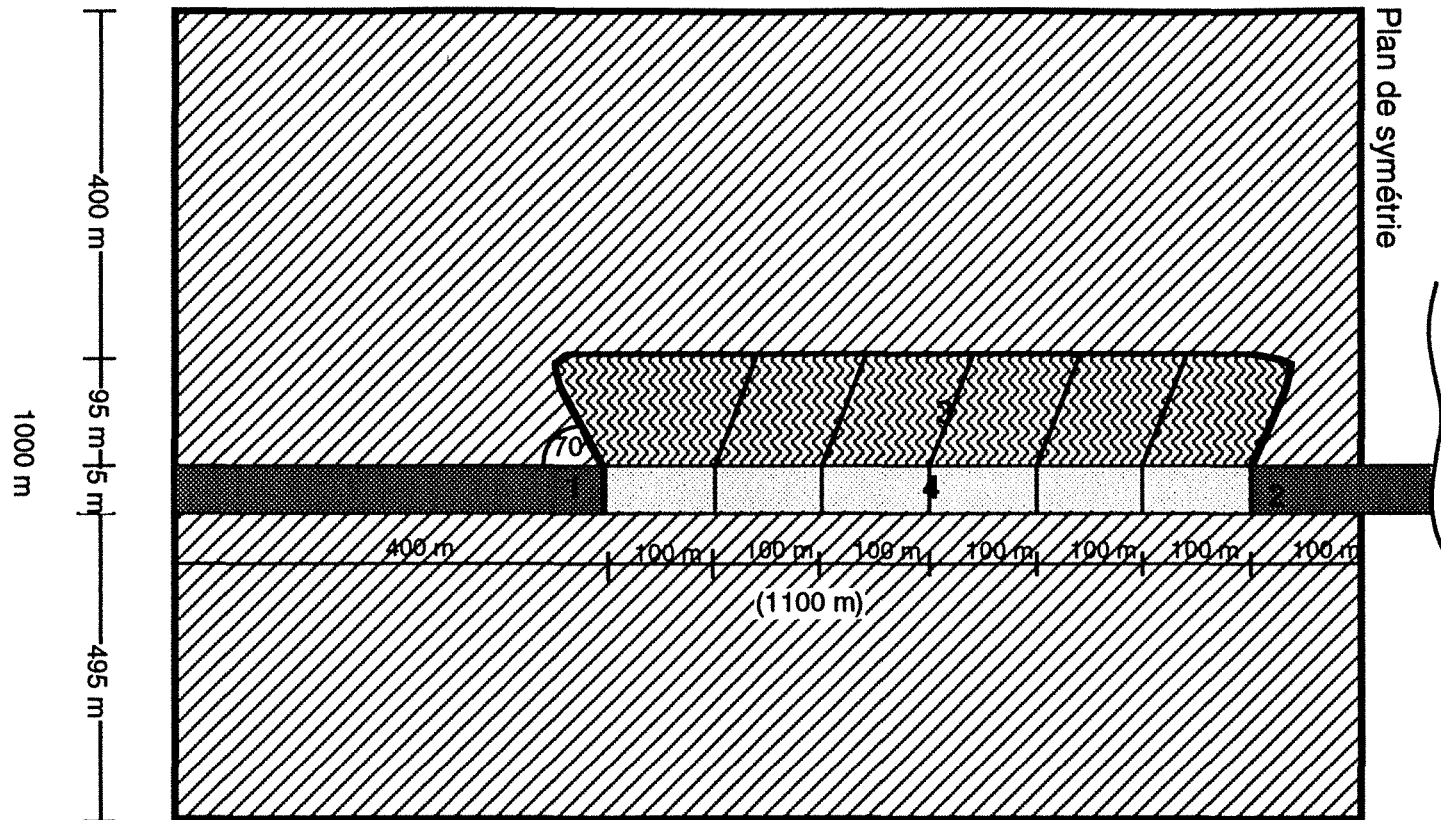


→ Sens de l'avancement ← a) Coupe verticale A-A



b) Vue en plan

Fig. III- 5 : Configurations modélisées en phases successives de l'exploitation de plusieurs tailles ou plusieurs tranches avec un pilier



- 1 : côté démarrage
- 2 : Pilier
- 3 : Toit fracturé
- 4 : Tranches exploitées

Fig. III- 6 : Coupe modélisée en phases pour l'exploitation de deux tailles convergeant l'une vers l'autre avec un pilier d'arrêt



### 3.2. Caractéristiques mécaniques et chargement des phases de calcul

En ce qui concerne cette étude, nous allons distinguer deux comportements pour les roches.

1 - La couche, le toit et le mur ont un comportement parfaitement plastique avec un critère parabolique. Dans ce cas, deux séries de calculs sont envisagées. L'une où le vide est remplacé par des terrains équivalents à un remblayage, l'autre où le vide est conservé.

2 - La couche, le toit et le mur ont un comportement parfaitement élastique. Les vides sont remplacés par des terrains équivalents à un remblayage.

Les chargements et les caractéristiques de chaque phase sont les suivants :

1 - Pour la phase (1), la première tranche est exploitée. Nous avons chargé avec les contraintes initiales ( $\sigma_{v0}$ ,  $\sigma_{h0}$ ) en vierge. Elles sont égales à -20 et -10 MPa respectivement. Les caractéristiques géomécaniques initiales sont ( $E_0$  : module d'Young initial,  $\nu_0$  : Coefficient du Poisson initial,  $R_{c0}$  : Résistance initiale à la compression,  $R_{t0}$  : Résistance initiale à la traction).

2 - Phase (2) : le calcul se fait après l'exploitation de la deuxième tranche, la première tranche est remplacée par un remblai modélisant le foudroyage ou bien la taille est maintenue vide. Le module d'Young des terrains équivalent (remblai) simulant le foudroyage est égal à 0,01 du module d'Young du toit (Fig. III-7). En plus, le toit de cette tranche est considéré comme un toit fracturé. Il est remplacé par un matériau équivalent ayant des caractéristiques inférieures à celles du toit initial ( $R_c = 0,5 R_{c0}$ ,  $R_{t0} = 0$ ,  $E = 0,5 E_0$ ,  $\nu = 0,4$ ). Le contour de la deuxième tranche est chargé avec les contraintes obtenues par le calcul de la première phase.

3 - Phase (3), exploitation de la troisième tranche, le foudroyage qui a rempli la première tranche est considéré comme consolidé, ses caractéristiques mécaniques sont donc améliorées ( $E = 2\% E_0$  du toit,  $\nu = 0,4$ ). Le toit de la deuxième tranche est considéré comme fracturé à son tour et ayant les caractéristiques mécaniques du matériau équivalent. Le foudroyage remplit la deuxième tranche (avec  $E = 0,01 E_0$  du toit).

4 - Phase (4) et suivantes, nous réitérons la procédure de la phase (3). Le foudroyage dans la première phase est encore plus consolidé : son module d'Young est égal à  $E = 3\% E_0$  du toit. Les tranches remplies, sont de plus en plus consolidées. La figure III- 7 montre l'évolution du module d'Young (E) dans des tranches pendant les phases de calcul, après la réalisation de l'excavation.

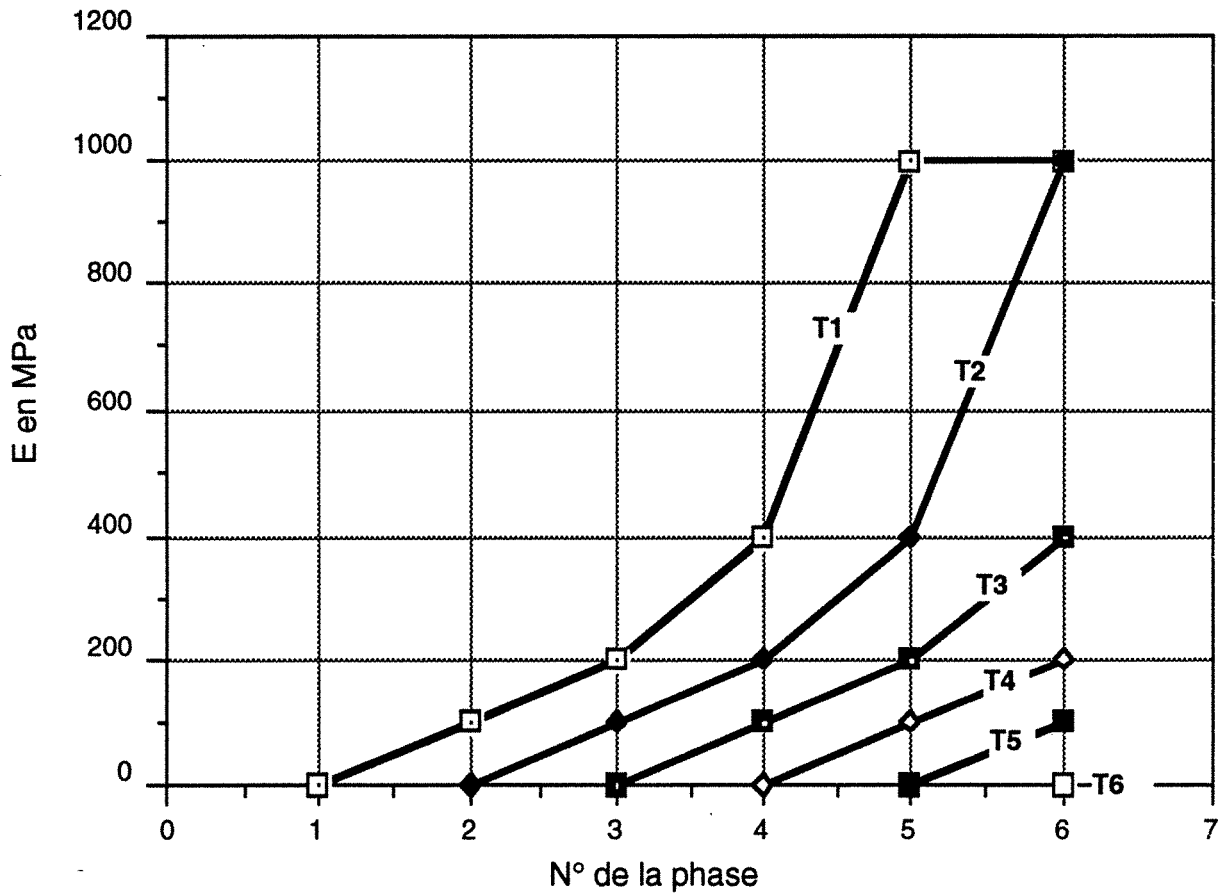


Fig. III-7 : Evolution du module de Young (E) pour chaque tranche (T) après son excavation, en fonction des phases de calculs

### 3.3. Résultats

Nous suivons l'évolution des contraintes principales majeures et mineures aux quatre points qui se trouvent : au-dessus du pilier et au-dessus du démarrage, au toit de la première tranche et au toit de la dernière tranche. Pour chaque phase, nous examinons ces contraintes.

Nous allons discuter tout d'abord les résultats du calcul en plasticité avec des vides remplis à la place des vides laissés après l'exploitation.

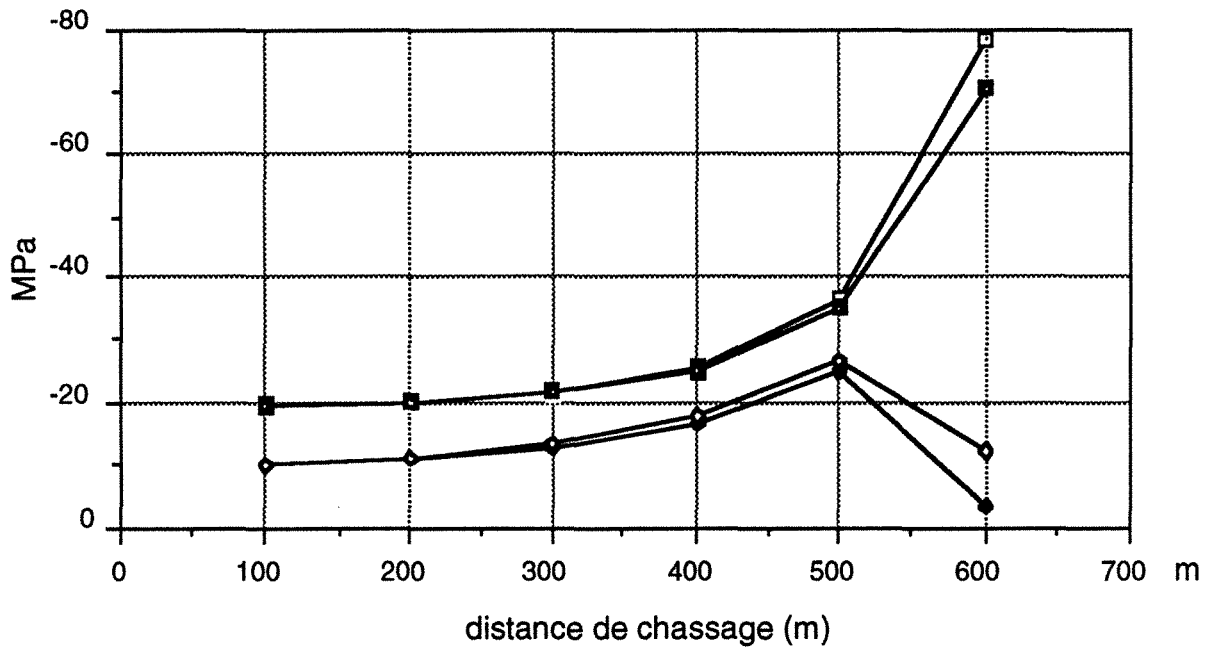
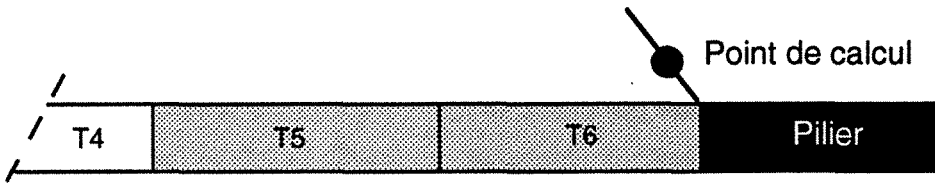
Au-dessus du pilier (Fig. III-8) on constate que :

- les contraintes principales majeures et mineures ne croissent que légèrement jusqu'à l'exploitation de la quatrième tranche soit 400 m exploités,
- la contrainte principale mineure double pendant les phases 5 et 6, tandis que la contrainte majeure devient égale à la moitié de celle de la phase 5. Le rapport de ces contraintes principales passe de 0,68 à 0,13 respectivement. Ce rapport explique le changement rapide de l'état des contraintes dans le pilier,
- la direction de la contrainte majeure est parallèle au front de la taille pour la cinquième phase, et parallèle à la direction de l'avancement de la taille pour la dernière phase.

Dans le cas où nous n'avons pas considéré le vide d'exploitation comme rempli, les contraintes principales sont plus élevées. Le rapport de ces contraintes est égal à 0,04 pour la phase finale.

Ce changement du régime des contraintes assez rapide peut être comparé au cas d'une éprouvette où l'on applique des charges successives (majeure et mineure) (Fig. III-9). Après un certain temps l'une de ces charges diminue pour atteindre une valeur assez faible (sans confinement). En revanche, la charge principale est assez élevée. La rupture se manifeste dans cette situation brutalement (Fig. III-10) d'après Seldenrath (CHAMBON et al, 1968). En plus, les discontinuités (failles, joints de stratification, ...) sont exposées à des risques de glissement.

Les courbes de pression des capsules pressiométriques posées en massif, montrent que lorsque le front se rapproche, les contraintes dans le massif augmentent d'abord lentement, puis la montée en pression se conclue par une phase de mise en charge extrêmement rapide (JOSIEN, 1981).



zones exploitées sont assimilées à des vides

□ Contrainte principale majeure  $\sigma_3$       ◆ Contrainte principale mineure  $\sigma_1$

zones exploitées remblayées

■ Contrainte principale majeure  $\sigma_3$       ◆ Contrainte principale mineure  $\sigma_1$

Fig. III- 8 : Contraintes principales majeures et mineures en fonction des phases de l'exploitation au-dessus du pilier

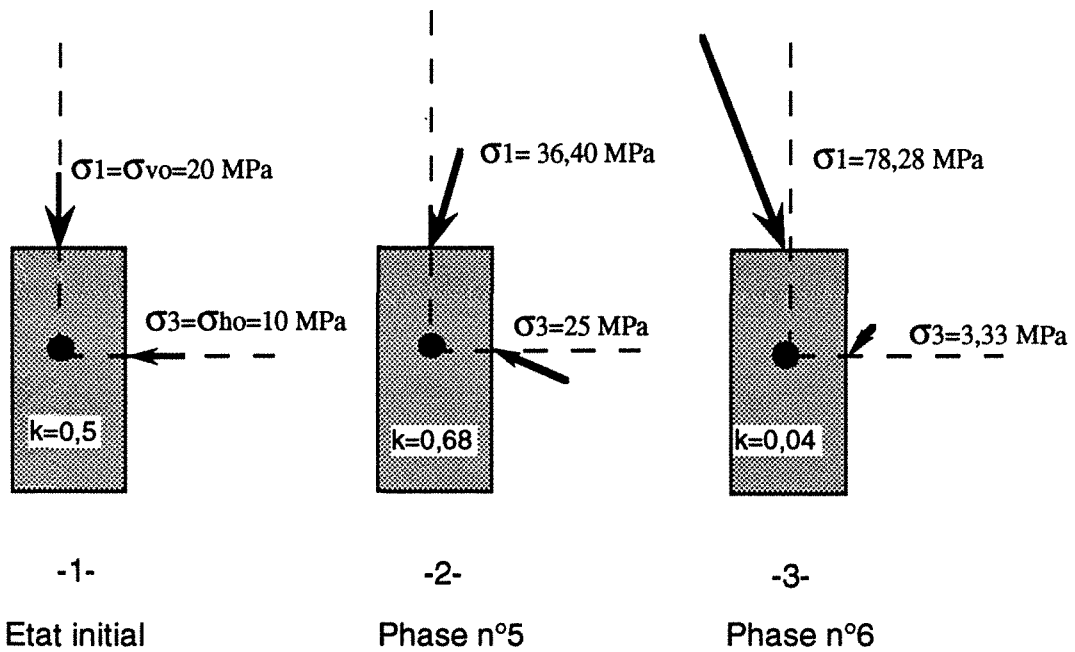
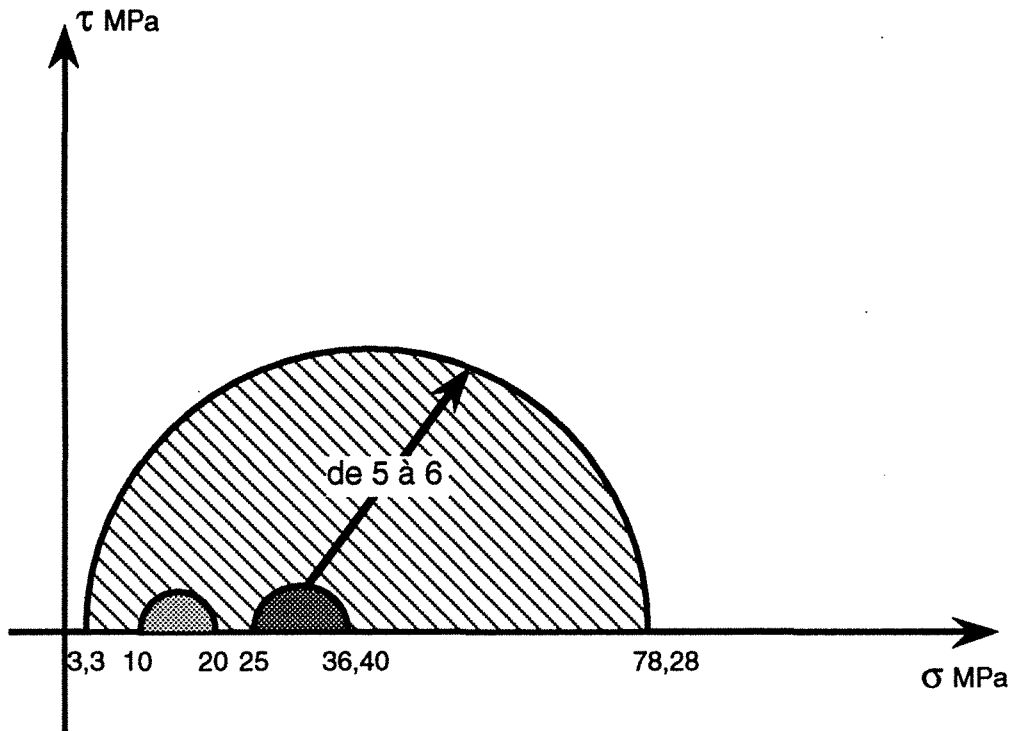


Fig. III-9 : Comparaison de l'état des contraintes au-dessus du pilier entre l'état initial et les phases 5 et 6 de calcul. (cas Vide, compression positive)

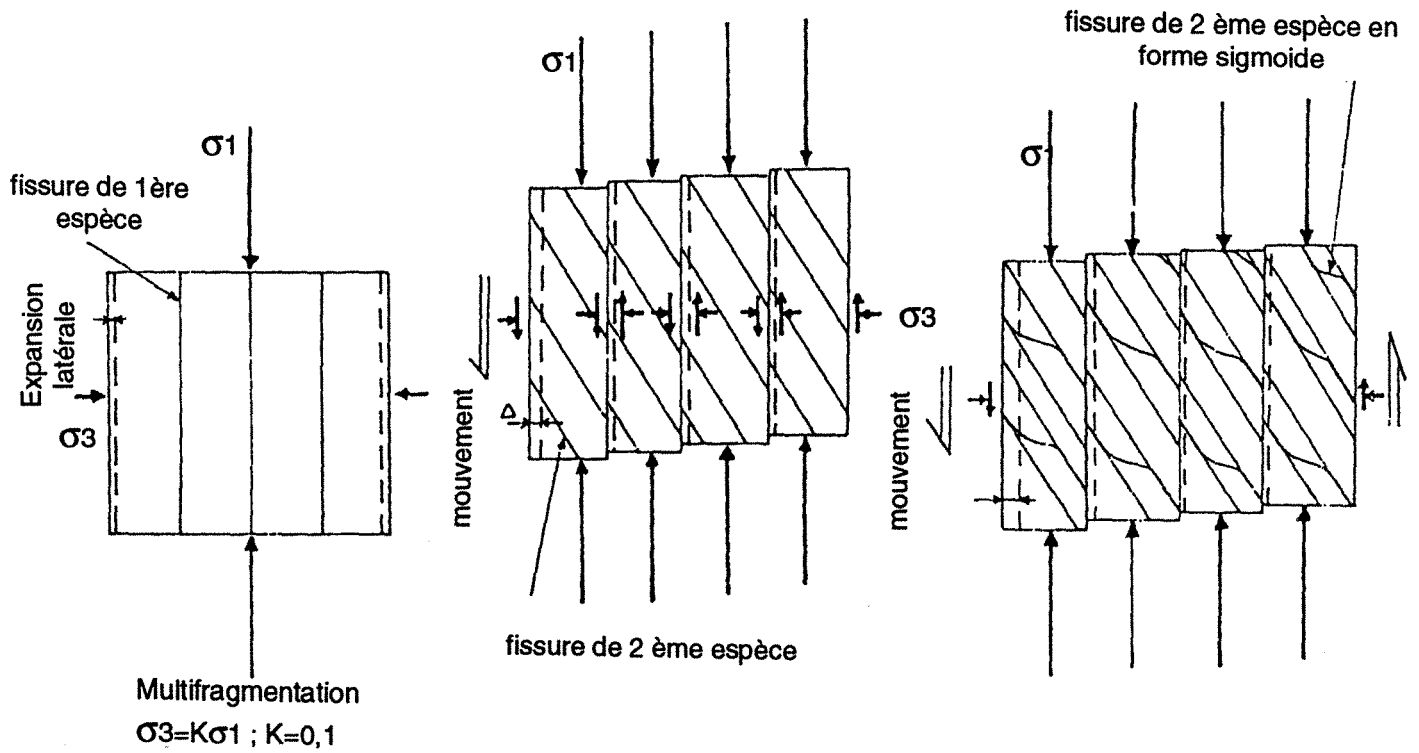
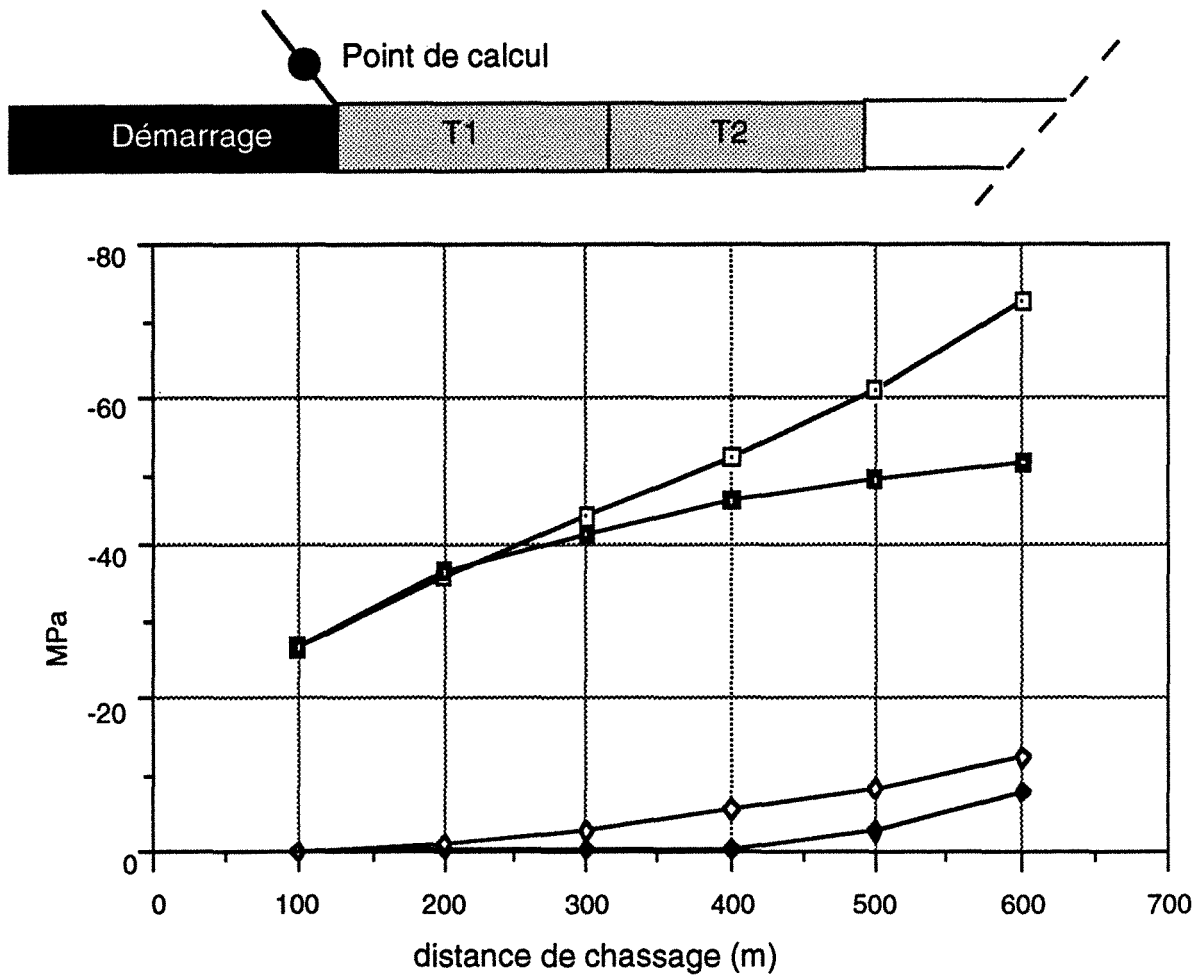


Fig. III- 10 : Formation des fissures dans le cas d'une exploitation de longue taille en fonction de rapport des contraintes principales



zones exploitées simulées à des vides

□ Contrainte principale majeure  $\sigma_1$     ◆ Contrainte principale mineure  $\sigma_3$

zones exploitées remblayées

■ Contrainte principale majeure  $\sigma_1$     ◇ Contrainte principale mineure  $\sigma_3$

Fig. III-11 : Contraintes principales majeures et mineures côté démarrage en fonction des phases de l'exploitation .

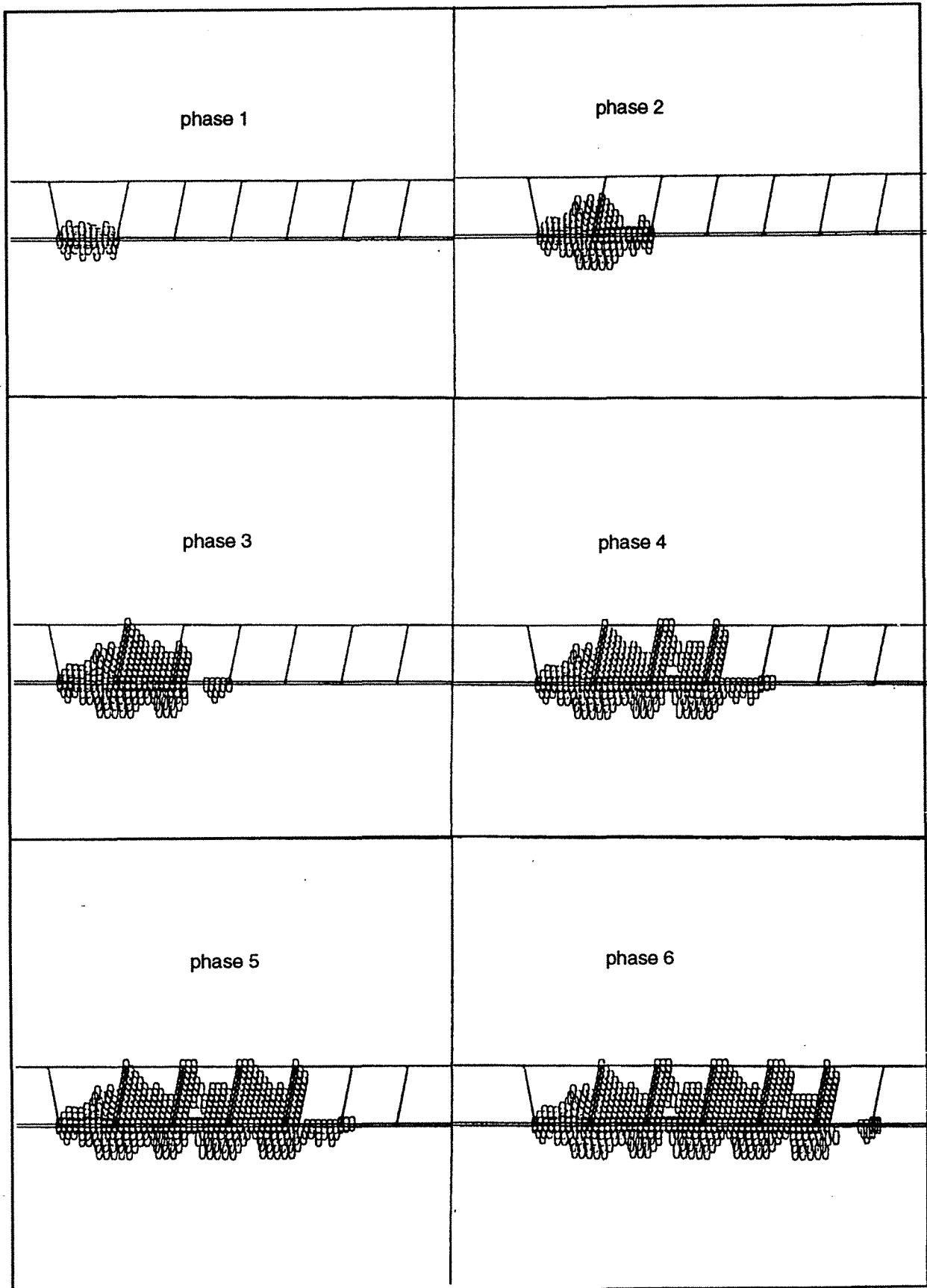


Fig. III-12 : Evolution de la zone plastique en fonction des phases de calcul (vides remblayés)



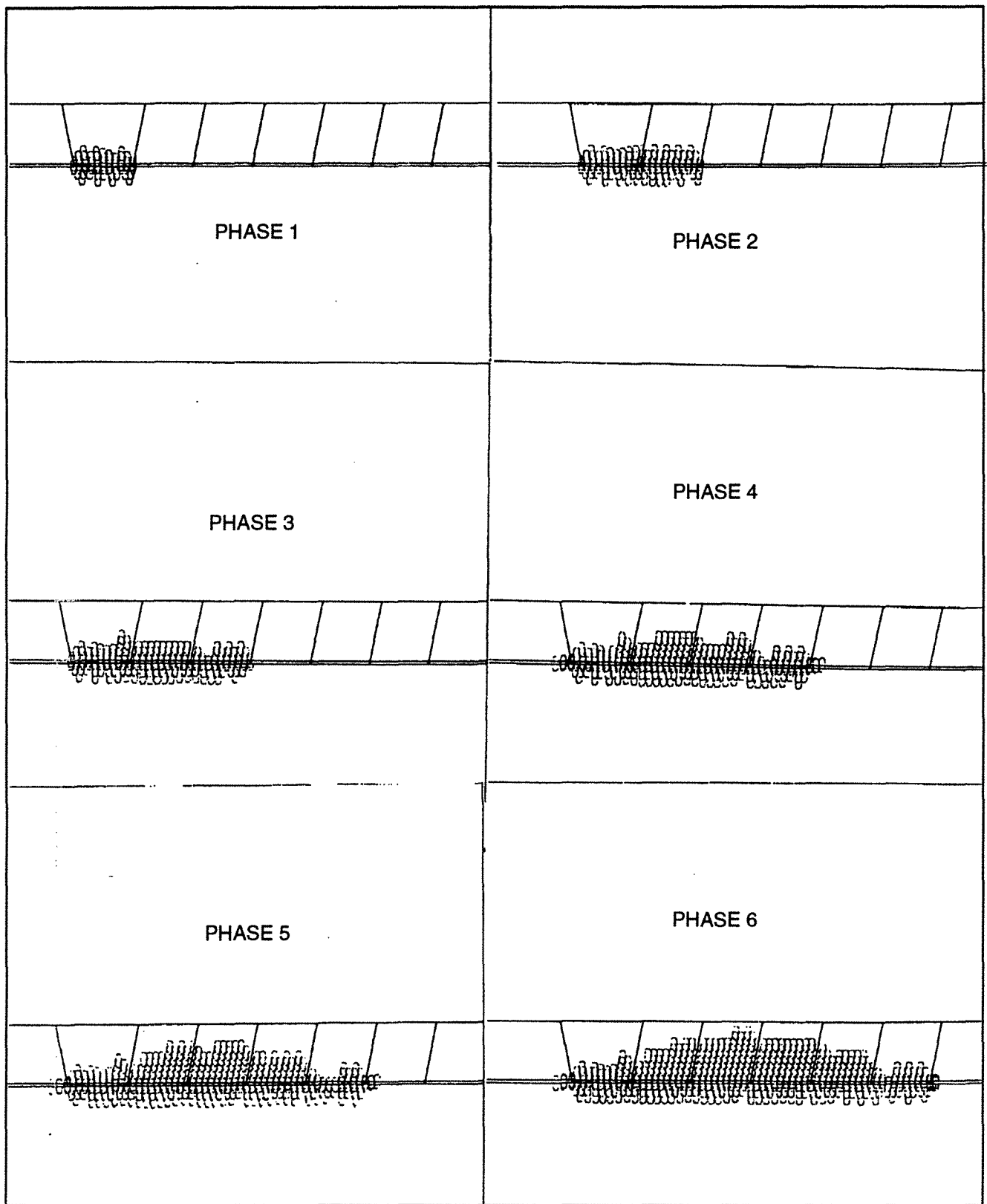


Fig. III- 13 : Evolution de la zone plastique en fonction des phases de calcul (vides non remblayés)

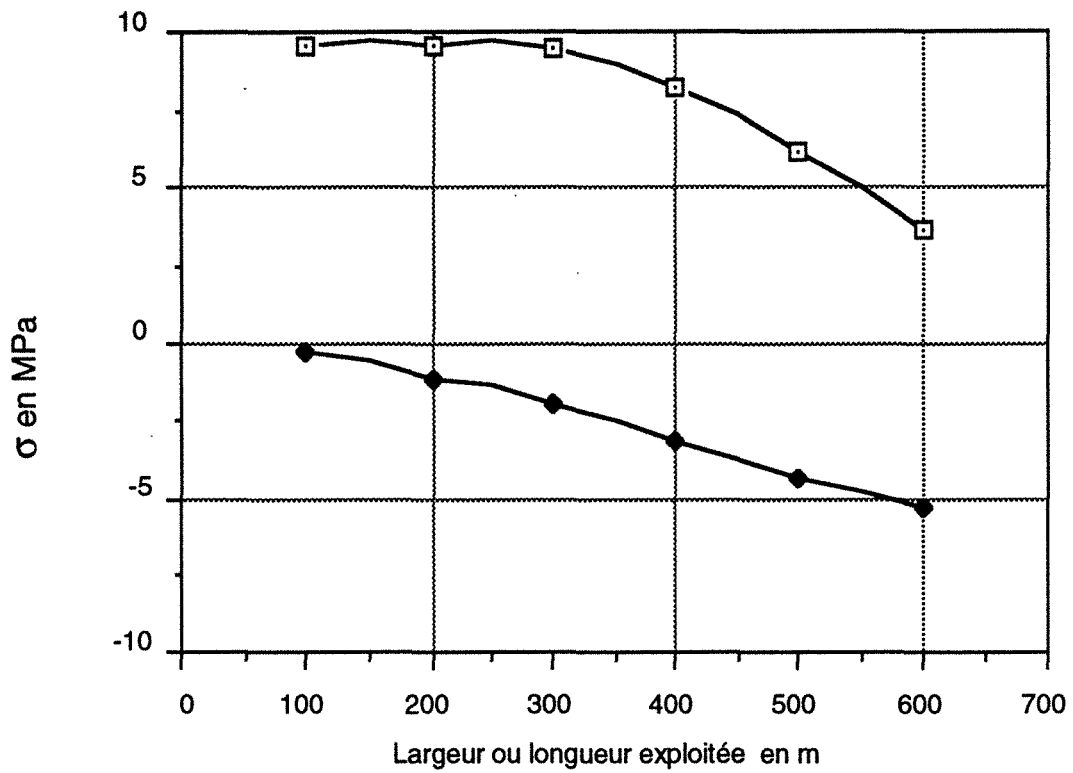


Fig. III-14 : Contraintes principales au-dessus des premiers 50 m d'excavation

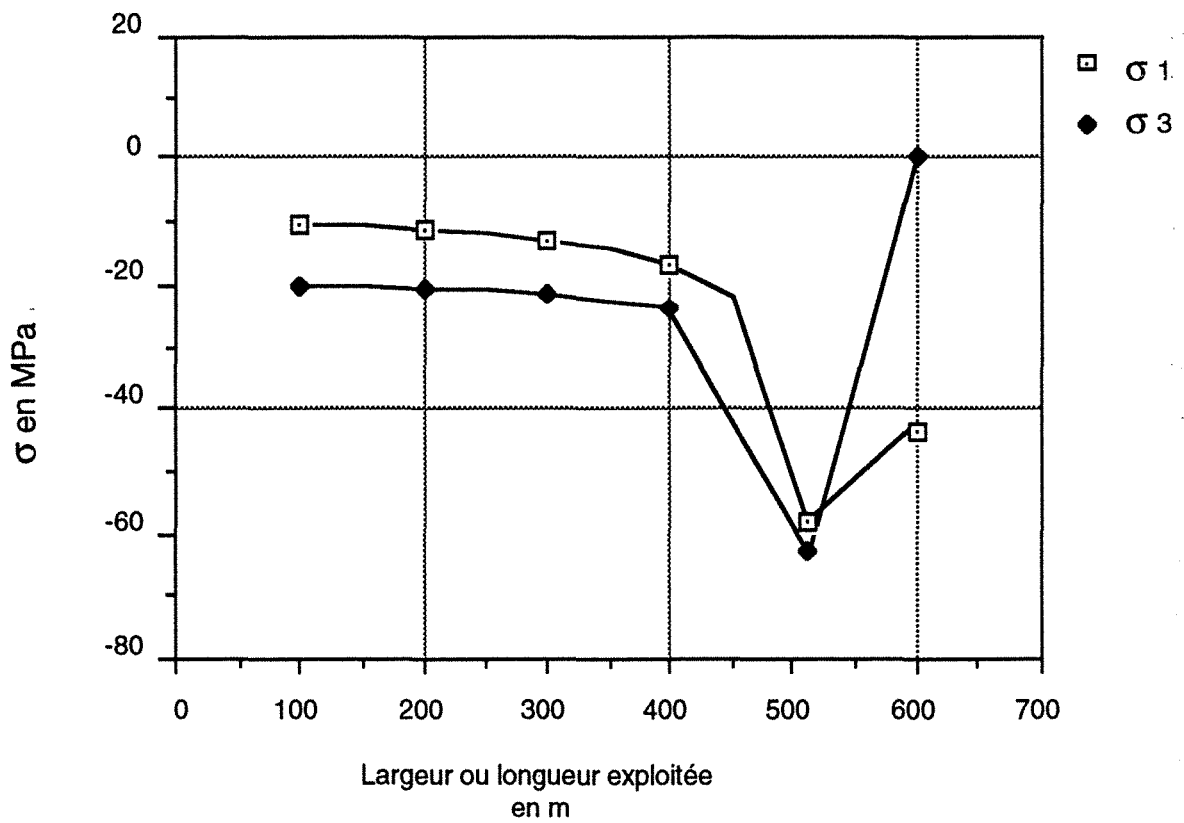


Fig. III-15 : Contraintes principales au-dessus des derniers 50 m d'excavation

Les contraintes au milieu de la dernière tranche d'excavation (Fig. III-15), à 50 m du pilier, suivent un chemin différent de celle de la première tranche. Les deux contraintes principales majeure et mineure sont en compression pendant toute la durée de l'excavation. Elles augmentent de la même façon. La contrainte principale majeure a une direction plutôt horizontale et est égale à -10 MPa pour les premières excavations. Cette contrainte est égale à -60 MPa avant la dernière excavation et sa valeur finale est égale à -43,4 MPa soit 4 fois la contrainte horizontale initiale. La deuxième contrainte principale mineure a une direction plutôt verticale et est égale -66 à MPa avant la dernière phase et 0 MPa à la fin de l'excavation. Le toit de la dernière phase subit un état des contraintes qui, pendant l'excavation, est toujours en compression.

### 3.4. Conclusion

Nous constatons que les contraintes dans le pilier ne sont pas modifiées si on tient compte de l'existence du foudroyage en le simulant par un milieu équivalent ou par un vide. En revanche, le comportement dans la zone de démarrage est différent, les contraintes augmentent linéairement en fonction de l'avancement dans le cas du foudroyage simulé par un vide ; elles sont constantes après une exploitation d'environ 400 m dans le cas d'un foudroyage en milieu équivalent. La zone de démarrage et le pilier ont montré deux comportements différents. Leurs contraintes ne sont pas les mêmes et n'évoluent pas de la même manière.

- deux modes de rupture différents sont possibles : dans la zone de démarrage, des fissures d'extension sont créées dans la zone du pilier la rupture se fait par cisaillement.

- les contraintes sont plus importantes du côté du pilier que du côté de la zone de démarrage en raison du foudroyage et des phases d'exploitation, l'évolution des contraintes (pilier, démarrage) en fonction des phases de calcul n'est pas symétrique.

- la fissuration du toit modélisée par un milieu équivalent et le remplissage du vide créé aident le massif à retrouver son équilibre grâce à l'appui du remblai simulant le foudroyage qui est de plus en plus consolidé et capable d'assumer une prise de charge plus importante.

L'existence d'un vide le long de l'excavation n'est pas possible physiquement, mais cela peut correspondre à un mauvais remblai où le contact n'est pas de bonne qualité entre le toit et le foudroyage.

Ce résultat ne peut pas être obtenu dans le cas d'une modélisation sans phase. Nous avons montré que la largeur exploitée ne prend pas la même signification si une partie de la largeur est remplacée par un remplissage, soit des tailles remblayées ou des tailles foudroyées simulées par un remblai. Les valeurs des contraintes d'une taille remblayée de 300 m sont pratiquement plus importantes que des contraintes calculées en modélisation par phases pour une largeur (ou longueur) totale de 600 m.

#### **4. Avancement de deux tailles vers un pilier ou à partir d'un pilier**

Nous avons constaté au paragraphe précédent que la charge totale du pilier est acquise pratiquement en fin d'exploitation. La largeur réelle du pilier ne se définit qu'après l'exploitation de la dernière tranche des deux panneaux. Dans certains cas, les exploitants sont amenés à changer le côté de démarrage pour des tailles voisines (cas de la veine K de Forbach) pour des raisons pratiques de chantier. L'objectif est de comparer l'évolution des contraintes pour plusieurs directions d'avancement et donc de déterminer le cas pour lequel le pilier est le plus sollicité (Fig. III-16).

Les calculs sont réalisés dans les conditions les plus simples à savoir : élasticité, sans prendre en compte ni le foudroyage, ni la dégradation du toit.

Trois cas sont envisagés :

cas 1 : exploiter la première taille vers le pilier et puis la deuxième taille aussi vers le pilier (exploitations convergeant vers le pilier).

cas 2 : exploiter la première taille vers le pilier, puis la deuxième démarrant à partir du pilier.

cas 3 : la première taille démarre à partir du pilier, la deuxième démarre ensuite, à partir du pilier.(exploitations divergent par rapport au pilier).

Nous avons numéroté les tranches de 1 à 8 pour chaque cas selon l'ordre d'exploitation. La charge finale dans le pilier est identique pour les trois cas. En revanche, le chemin des contraintes principales en fonction de l'exploitation montrent des évolutions différentes. Nous remarquons que pour le premier cas, les contraintes dans le pilier sont dues à la quatrième et huitième tranche seulement. En revanche, dans le cas n°3, les contraintes augmentent linéairement en fonction de l'avancement de l'exploitation. Le cas n°2 montre un comportement similaire au premier cas pour les quatre premières tranches, puis un comportement similaire au cas n° 3 pour la suite.

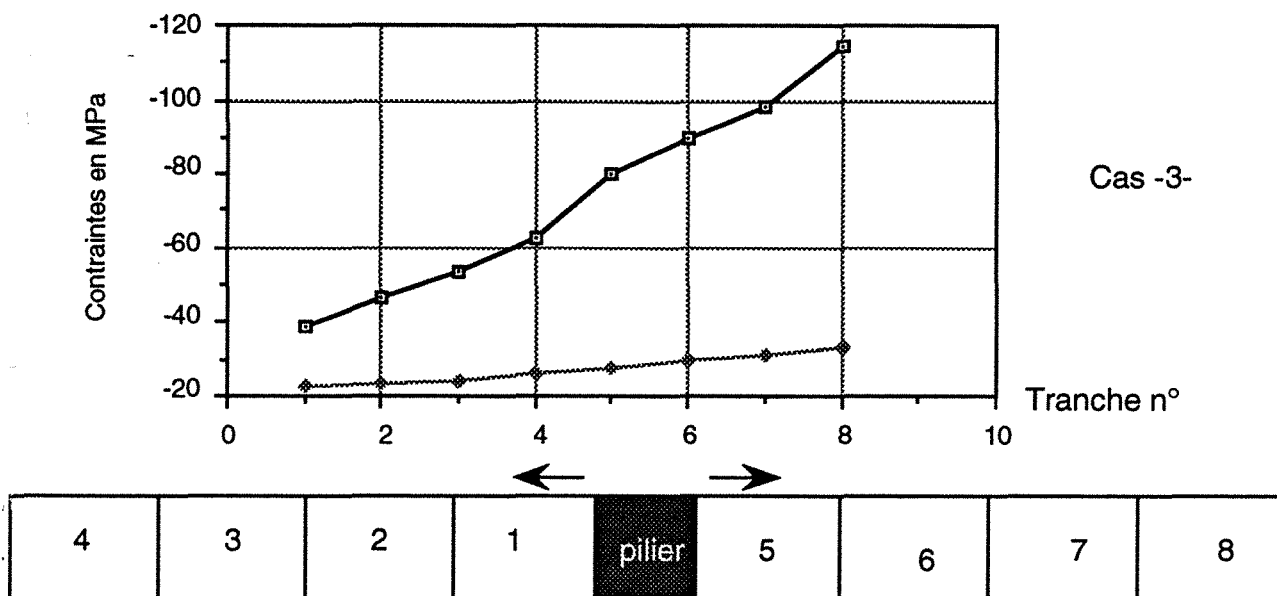
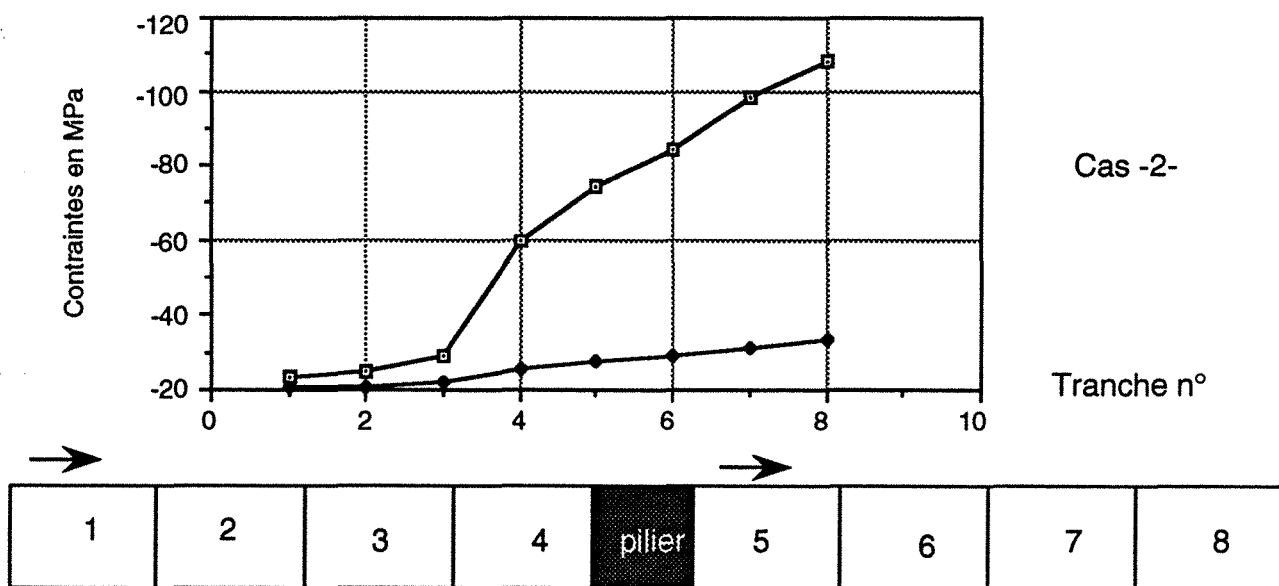
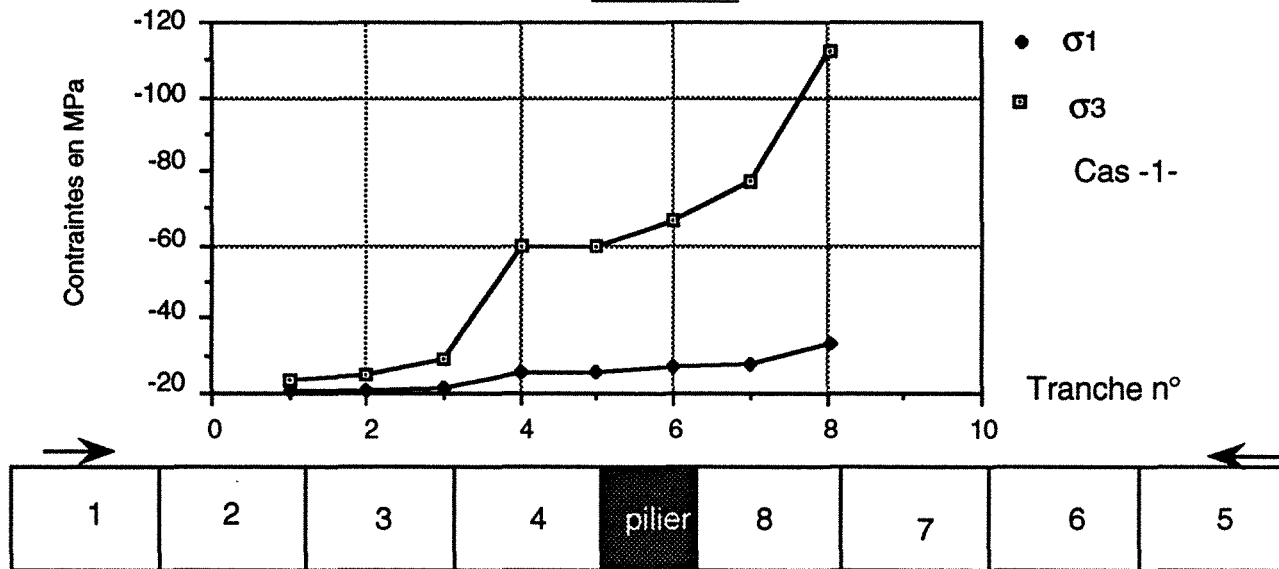


Fig III-16 : Contraintes principales dans le pilier selon trois chemins d'exploitation.

Les contraintes principales mineure et majeure sont égales à -78 MPa et -27,5 MPa après l'exploitation de la septième tranche (cas n°1). En revanche pour la même tranche, dans le cas n°3, elles sont égales à -100 MPa et -31,5 MPa, le pilier peut être en rupture dès la cinquième tranche dans le cas n°3, alors que cette rupture n'apparaît qu'à la fin de l'exploitation dans le premier cas.

En conclusion, il apparaît que le choix de la direction de l'avancement d'une exploitation est un problème très important pour la planification de la mine. En effet, les contraintes (dans un pilier) dépendent de ce choix. Donc, il est important de préserver les piliers de contraintes élevées le plus tard possible. Cela est très important pour les ouvrages d'infrastructure qui sont implantés dans ces piliers, car la stabilité des ouvrages et donc naturellement les coûts d'exploitation dépendent de l'intensité des contraintes dans laquelle se trouvent le pilier ayant un rôle principal celle de protéger les ouvrages.

Ce calcul simple répond sans doute à une question qui risque d'être posée à chaque fois que l'exploitant choisit de laisser un pilier. Le cas (1) est très favorable d'un point de vue basé sur les "pressions de terrains".

## 5. Conclusion

Une méthodologie de modélisation a été développée pour pouvoir mieux estimer les contraintes dans un pilier, avec cette modélisation nous avons essayé d'intégrer l'avancement du chantier. On modélise habituellement l'état final d'une situation bien précise, qui nous amène à surestimer les contraintes induites. Nous avons introduit un coefficient " $\lambda$ " pour tenir compte de la troisième dimension, deux tailles exploitées successivement et séparées par un pilier, à l'aide du coefficient " $\lambda$ ", nous avons calculé les contraintes dans le pilier en fonction de la distance.

Les contraintes d'un pilier de fin panneau sont calculées en fonction de l'avancement des tailles. Nous avons montré que la symétrie des vides créés par l'exploitation n'est pas suivie par une symétrie des contraintes dans les deux côtés de l'excavation. Les contraintes dans le pilier et dans la zone de démarrage n'ont pas évolué de la même manière. Les contraintes dans la zone de démarrage n'évoluent pas au delà d'une distance de 300 m. Cette distance critique prend une fois de plus son importance dans la planification de l'exploitation.

La direction d'avancement n'était pas modélisée auparavant, car quelle que soit la direction d'avancement, les contraintes calculées par le modèle, étaient identiques. La modélisation adaptée dans cet chapitre montre que : pour un taux de défrètement identique et un ordre de prise différent, les contraintes finales sont les mêmes dans tous les cas (calcul en élasticité). Mais, leur évolution varie selon le choix de la direction d'avancement ou d'exploitation.

Le volume d'influence des exploitations en présence d'un pilier dépend de la politique de planification, l'ordre de prise des tailles et le sens d'avancement. Ces facteurs sont des éléments de décisions à prendre en compte. Le calcul en phases permet de mieux modéliser la procédure d'exploitation. Grâce à cette méthodologie, nous pouvons déterminer a priori la zone ayant un risque d'instabilité en tenant compte de la présence d'un pilier en fonction de la séquence de sa création.





## BIBLIOGRAPHIE

AL HEIB M. M. 1989

Unité d'exploitation de Provence, Analyse de la sismicité minière induite par l'exploitation à partir des enregistrements de la station de Cadarach (CEA-BERSSIN) 1974-1989. DEA, INPL.

ARCAMONE J. 1989

HBCM-Unité de Provence. Conseil en matière d'affaissements miniers. Rapport Interne, 8 p.

ARCAMONE J., 1980

Méthodologie d'étude des affaissements miniers en exploitation totale et partielle  
Application au cas des Houillères de Provence. Thèse de Docteur Ingénieur. INPL - Nancy - France.

BAROUDI H., 1990

Modélisation numérique des massifs rocheux fracturés. Application aux exploitations charbonnières.  
Etude CECA (Communauté Européenne du Charbon et de l'Acier) n° 7220-AF/307 - Rapport Final.

BENYAKHLEF R. 1983

Etude des mécanisme du foudroyage. Thèse de Docteur Ingénieur, Ecole Supérieure des Mines de Paris.

BEN SLIMANE K. & JOSIEN J.P. 1991

Compte rendu de la mission au VNIMI (Leningrad). INERIS, Nancy. 5 p.

BEN SLIMANE K. 1991

Amélioration des méthodes de reconnaissance et de traitement des zones à risques de coups de terrains. Rapport final. 72 p.

BEN SLIMANE K. 1990

Sismicité induite et exploitation. Etude CECA (Communauté Européenne du Charbon et de l'Acier) n° 7220 - AF/308. Rapport Final, 45 p.

BRADY B. H. G. & BROWN E.T. 1985

Rock mechanics for underground mininig. George Allen & Unwin (Ed.). Londres.

**CHARBONNAGES de FRANCE. 1986**

Comission du travail Pression des terrains. La prise en compte des règles de pression des terrains dans le projet d'exploitation (Mémento). Charbonnages de France. 83 p.

**CHAMBON C.& ADAM R., 1968**

Les phénomènes de rupture aux alentours d'une voie de taille. Bulletin d'informations techniques de Charbonnages de France N° 140, p. 3-12.

**CHAMBON C. 1985**

A la recherche d'un critère pour le calcul de la force portante du soutènement dan une taille . Rapport interne, Laboratoire de Mécanique des Terrains. Nancy.

**CHOI S. K. & GOULTHARD M. A. 1990**

Modeling of jointed rock masses using the distinct element method. CSIRO Division of Geomechanics, Proc. of Int. Conf. on Mechanics of jointed and faulted of rock. (Ed.) Balkema. p.p. 471-477.

**DEJEAN M. 1976**

Volume d'influence d'une exploitation. Rapport interne. Laboratoire de Mécanique des Terrains-CERCHAR. 93 p.

**DIMITRIVE P. N., 1992**

A super long spans as a limit parameter for longwall mining. Communication personnelle

**ENNOÛR S., 1990**

Modélisation de galeries de grande largeur en terrain stratifié. Thèse INPL, Laboratoire de Mécanique des Terrains, Nancy-France 184 p.

**ENCHAYAN B., 1977**

Le volume d'influence des exploitations en dressants. Thèse Doc. Ing. Laboratoire de Mécanique des Terrains - CERCHAR - Nancy - France 122 p.

**FAIRHURST C., 1988**

Computers rock mechanics and rock engineering. Int. J. Rock Mech. and Min.Sci & Geomech. abstr. Vol. 25 N° 3 p.p. v-viii.

GALE W.J. & BLACK WOOD R.L. 1987

Stress distribution and rock failure around coal mine roadways. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. abstr. Vol. 24 n°3 p.p. 165-173.

GOUGH D.I. & BELL J.S. 1982

Stress orientation from borehole wall fracture with examples from Colorado, East Texas, and northern Canada. Can. J. Earth Sci. 19, p.p. 1358-1370.

GRAMBERG J., 1989.

A Non-Conventional View on rock Mechanics and Fracture Mechanics. Balkema (Ed.) / Rotterdam 223 p.

HENRY J. L., 1978.

Contribution à l'étude du volume d'influence des exploitations en dressant. Thèse INPL. Nancy. 104 p.

INZ STANSILLAW MNICH 1987

Modèle numérique de bloc d'un massif et son utilisation dans une exploitation minière. Pologne, N°1353 (in polonais) p.p. 1-8.

JEAGER J. C. & COOK N. G.W., 1979

Fundamentals of Rock Mechanics. 3<sup>ème</sup> édition. Chapman and Hall (Ed.). Londres.

JOSIEN J. P., PIGUET J.P & REVALOR .R, 1987

Apport de la mécanique des roches à la maîtrise des phénomènes dynamiques dans les mines. Proc.6th Int. Cong. Rock Mechanics, Montreal, Sept., 1987, Vol. 2: p.p.999-1004.

JOSIEN J. P., 1981

Lutte contre les coups de couche. Convention CECA (Communauté Européenne du Charbon et de l'Acier) n°7220 AC/307. Rapport final, 75 p.

JOSIEN J. P., 1974

Contrôle des terrains dans l'exploitation par tailles. Thèse INPL. Nancy - Franc. 63 p.

JOHN L. HILL

Cutter roof failure : An overview of the causes and methods for control. Information circulaire 9094 (USA Dep. of the Interior, Bureau of Mines)

HOEK. E. & BROWN E. T. 1980.

Underground Excavation in Rock. Londres, Instn. Min. Metall (Ed.).

KNOL P. & KUHNT W., 1988

Seismological and geotechnical investigations of the mechanics of Rockbursts. Proc. 2nd Int Symp. "Rockbursts and seismicity in mines", Balkema (Ed.) Minneapolis. p.p.

LABASSE H., 1973

Les pressions de terrains dans les carrières souterraines. Coups de toit et coups de charge. Rev. Industrie Minérale, N° 3 : p.p.141-160.

LABASSE H., 1964

Les phénomènes Dynamiques dans les mines de Houille. Annales des Mines de Belgique. p.p. 685-738.

LINGLI Z., 1990.

Contribution à l'étude du foudroyage en travaux miniers par modélisation physique en matériaux équivalents. INPL- Nancy 1 p.

MAJDI & HASSANI F. P., 1989

Access tunnel convergence predictoin in longwall coal mining. International Journal of Mining and geological Engeniring p. p 283-300.

OBERT DUVAL, 1967

Rock mechanics and the design of structures in rock. Wiley (Ed.), Londres.

PIGUET J. P., 1983

La modélisation en mécanique des terrains et son application à l'exploitation minière. Mémoire de Doctorat es Sciences. INPL - Laboratoire de Mécanique des Terrains. 162 p.

PRIOU P. 1983

Contribution à l'étude du comportement plastique des massifs rocheux : Developement du logiciel PLAST3F, avec une application au cas d'exploitations souterraines. Thèse, INPL, Nancy 148 p.

REVALOR R., 1985

Maîtrise des phénomènes dynamiques. Rapport final EUR 10072. Convention d'étude 7220-AC/312. Communauté Européenne du Charbon et de l'Acier : 91 p.

REVALOR R., 1987

La lutte contre les phénomènes dynamiques à Charbonnages de France. Workshop "Geotechnique Appliquée aux Industries Extractives", CORSS, Paris, 17-18 Nov. 1987.

REVALOR R. 1991

La maîtrise des coups de terrains dans les exploitations minières. Thèse de INPL. 135 p.

REVALOR R. & AL HEIB M. M., 1989

U.E.Provence: Analyse de l'activité sismique enregistrée à Cadarache (C.E.A) (1974-1989) relation avec l'exploitation et les affaissements, Oct. 89. 89 (1) 31 71-1131 Rapport Interne CERCHAR.

REVALOR R., ARCAMONE J., JOSIEN J. P. & PIGUET J. P. 1985.

In situ Rock stress measurements in French Coal mines, Relation between virgin stresses and rock bursts. 26 Th US Symposium on Rock Mechnics, Balkema (Ed.) Rapid City, Vol. 2 p.p. 1103-112.

ROEST J. P. A . & GRAMBERG J. 1990.

Cyclic processes of fracture and failure around deep-level long wall stopes. Static and Dynamic Consideration in Rock Engineering, Balkema (Ed.), Rotterdam. p.p. 265-271.

SCHWARTZMANN 1983

Etude du foudroyage du toit lors du démarrage d'une taille, Résumé et Conclusion. CERCHAR, Rapport interne 72-1712/02.

STASSEN P. 1982

La mécanique des massifs rocheux appliquée à l'exploitation des Mines. Vol. 1. p. p 128-172. Presses Universitaire de Liège p.p 128-172. Faculté des Sciences Appliquées - Exploitation des mines.

STASSEN. P. 1978

Côntrole des vides ou contrôle de l'arrière taille p. p. 3-6. Presses unversitaires de Liège p. p 128-172, Faculté des Sciences Appliquées- Exploitation des mines.

TINCELIN E. Avril 1983 .

La mécanique du foudroyage dans l'exploitation des couches en plateure. Annales des Mines de Belgique, p. p. 27-47

TRITSCH J. J. 1983

Essais de caractérisation géomécanique de sondage AP 8, Houillère de Provence. CERCHAR, Rapport interne, 72-1516/01.

THORAVAL A. 1989.

Modélisation par blocs, Application au cas d'une longue taille, DEA. INPL. Nancy. p. p. 42-65.

ZOBACK M. D. 1985.

Wellbore breakouts and in situ stress. J. of Geoph. Res. 90 N°B75523-5530.

WOLD M. B. 1985

A blocky physical model of longwall caving under strong roof conditions. 26 Th US Symposium on Rock Mechanics / Rapid city. Balkema (Ed.) p. p. 1007-1015.

WARDELL. K. 1968.

Design of partial extraction system in mining. 4 ème congrès de mécanique des roches, Ottawa. Balkema (Ed.)

## **PARTIE III**

# **ETUDE DE CAS PAR MODELISATION AFIN DE COMPRENDRE LES MECANISME DE RUPTURES**





## 1. Introduction

Nous sommes parfois confrontés sur le terrain à des phénomènes qui ne sont pas mis en évidence par les règles classiques de pression de terrains. La détermination de l'état de contraintes qui existe dans un gisement dans lequel des phénomènes se sont produits ne peut se faire que par la modélisation numérique. La modélisation de ce type de configuration d'exploitation peut permettre d'expliquer les mécanismes qui sont à l'origine des phénomènes. Les cas suivants sont étudiés plus en détails :

- prévision de l'affaissement minier
- influence d'un stot pour différentes séquences d'exploitation,
- la détermination de l'évolution de l'état de contraintes dans un pilier en fonction de l'avancement des chantiers,
- comportement d'une taille et son impact sur une voie sous-jacente dans une couche plissée.

## 2. Les gisements concernés

### 2.1. Le gisement de Provence

La structure géologique du gisement est relativement simple (GAVIGLIO et al, 1988) : c'est un synclinal asymétrique, fermé au Sud par le chevauchement de l'Etoile (faille de la Diote ; Fig. III.1) et fortement affecté par un dôme anticlinal, le dôme du Regaignas, situé au Sud-Est (Fig. 3.1a). Au centre du gisement, dans la partie exploitée, le pendage des couches est relativement faible (une dizaine de degrés, en moyenne) ; la profondeur, de l'ordre de 600 à 700 m au centre du gisement, augmente progressivement en allant vers l'Ouest : elle est voisine de 1000 m au niveau des quartiers actuels d'exploitation de l'Eguilles et de l'Estaque.

Une inflexion des couches, imposée par la structure du Regaignas, permet de distinguer deux grandes zones dans le gisement (Fig. 3.1a) :

- la zone A, située au Nord-Est, à pendage Nord, se caractérise par une tectonique en extension : failles normales, fractures ouvertes, activité karstique, circulation d'eau,

- la zone B, située au Sud-Ouest, plus profonde, à pendage Ouest, présente des caractéristiques d'une zone en compression. On y trouve en effet des failles inverses, satellites des chevauchements du Sud du gisement, ainsi que des failles de décrochement en réseaux conjugués, dont la plus importante est la faille de Meyreuil (Fig. III.1).

Les séries sont des séries calcaires (Fig. 3.1c), résultant d'une sédimentation fluvo-lacustre homogène et présentant une composition et une texture relativement constantes sur tout le gisement (GAVIGLIO, 1985).

Depuis l'abandon en 1969 du gisement dit charrié, situé au Sud, le siège n'exploite plus qu'une couche de plateures, la couche "Grande Mine", dont l'épaisseur varie de 2 à 3.4 m suivant les secteurs. L'exploitation est conduite par longues tailles foudroyées à soutènement marchant, l'abattage étant réalisé par un rabot.

La forte mécanisation de ces chantiers, rendue possible par la régularité du gisement, permet des avancements unitaires relativement importants, dépassant 10 m/jour ; en 1989, la production annuelle a atteint 1,7 MTONNES pour un rendement moyen par homme-poste de 10600 kg.

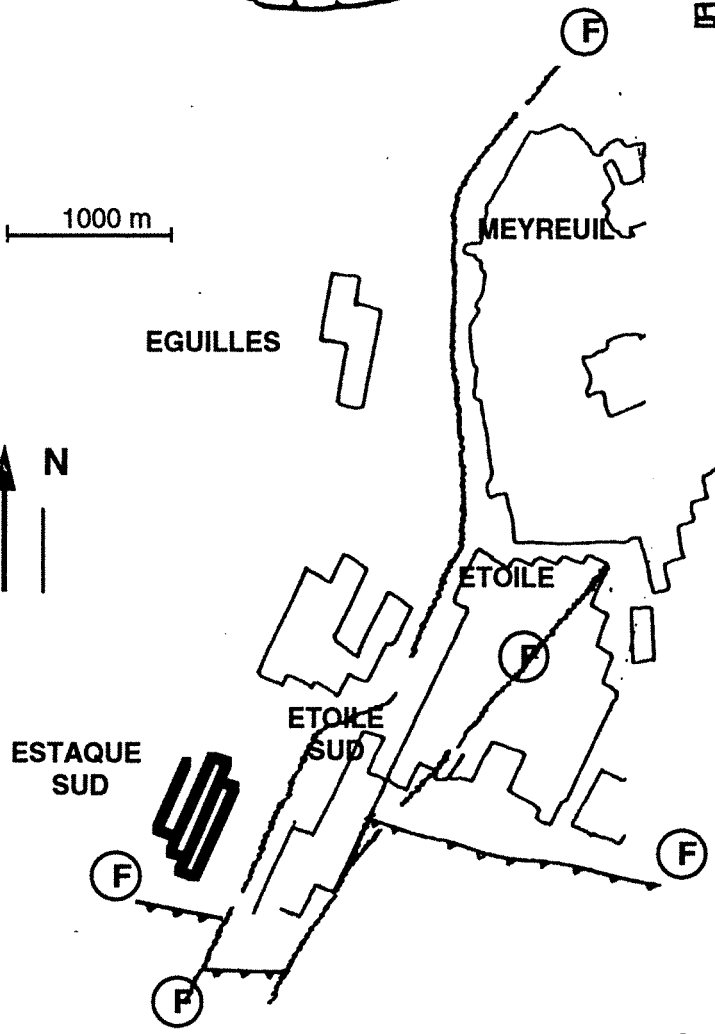
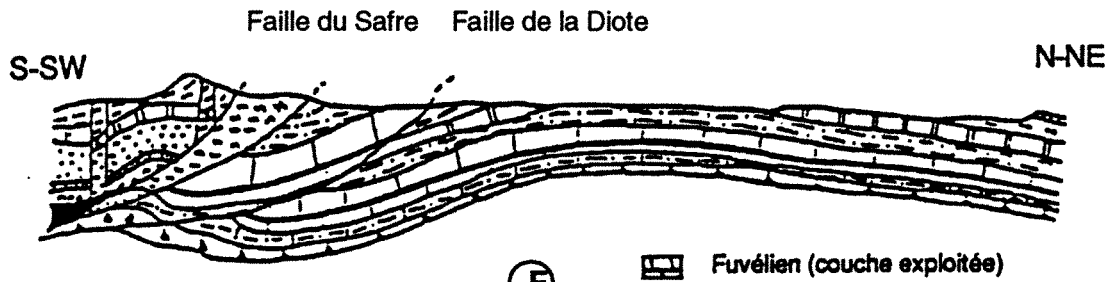
## 2.2. L'UNITE D' EXPLOITATION DE FORBACH

L'U.E. Forbach exploite la partie nord ouest du bassin lorrain (Fig. 3.2). Deux champs sont actuellement exploités par cette Unité d'Exploitation.

- le champ de Marienau est la partie Nord Ouest de l'anticlinal de Simon comprise entre la faille de Saint Nicolas et celle de Wullemin-Wendel (Fig. 3.2). L'exploitation se fait par longue taille foudroyée au pendage ( 30°). Plusieurs couches sont ou ont été exploitées,

- le champ du Creutzberg est situé sur le flan Sud Est de l'anticlinal de Simon dans un compartiment délimité par les failles de Wendel Wullemin et Geislautern (Fig. 3.2 et 3.3). A l'aval de l'étage 850 un aplatissement de la structure a permis au début des années 80 le développement de ce champ par longues tailles foudroyées.

(Zone B) a - Coupe géologique (Zone A)



b - Les quartiers exploités et les failles "F" de décrochement

c - Coupe stratigraphique du Fuvélien

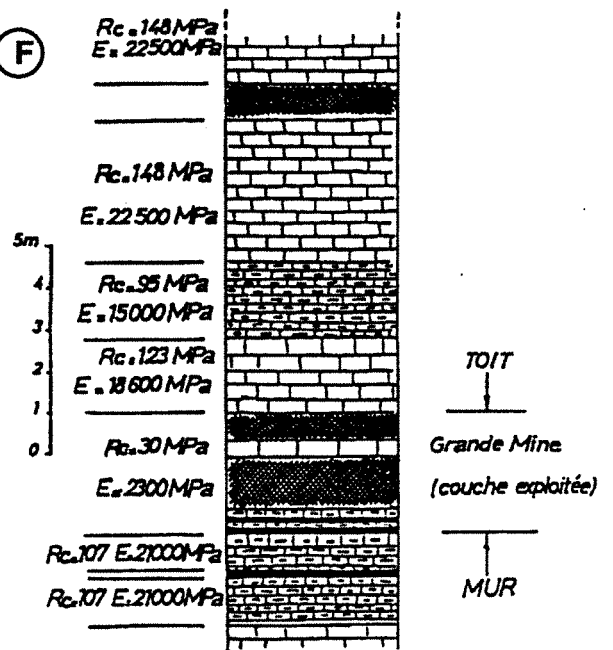


Fig. 3.1 : L'Unité d'exploitation de Provence

Echelle : 1 / 100 000 ème

ALLEMAGNE

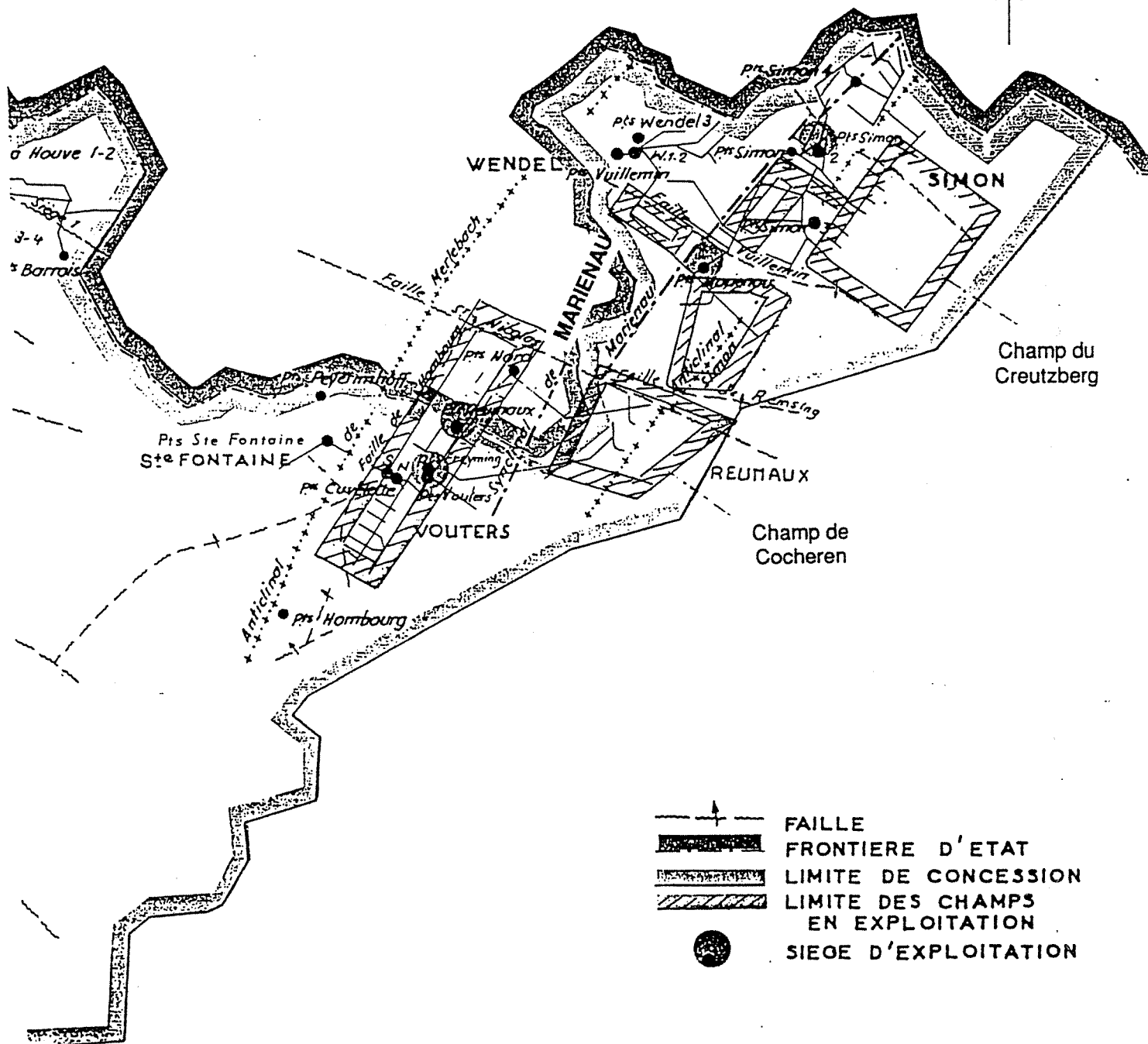


Fig. 3.2 : Les Houillères du Bassin de Lorraine

## **2.3. L'UNITE D'EXPLOITATION DE REUMAUX**

L'Unité d'Exploitation Reumaux exploite le champ de Cocheren qui est situé sur le flanc Ouest de l'anticlinal de Simon (Fig. 3.2 et 3.3). Il est limité au Nord par une faille majeure du bassin, la faille de St. Nicolas et au Sud par la fermeture de la structure anticlinale (Fig. 3.4). A l'intérieur du champ d'exploitation, aucun élément structural majeur (faille, pli) n'affecte les terrains.

Le gisement est très dense, constitué de semi-dressants (Fig. 3.5), le pendage moyen est de 30°. Traditionnellement, ce gisement était exploité par tailles montantes remblayées hydrauliquement. Cette méthode a été progressivement abandonnée au début des années 80, au profit de tailles au pendage à soutènement marchant, d'abord remblayées pneumatiquement puis foudroyées.

Il en résulte une grande complication de la géométrie d'exploitation du champ de Cocheren, le plus important de l'U.E, depuis plusieurs années déjà, la production est réalisée entre les étages 1036 et 836, ce qui représente deux largeurs de panneau.

La généralisation des longues tailles foudroyées a permis d'atteindre des productions unitaires importantes (14000 t/j sur un chantier).

## **3. Prévision de l'affaissement dans le cas des Houillères de PROVENCE**

### **3.1. Introduction**

L'exploitation des Houillères de Provence s'étend sous des zones en pleine urbanisation, zones autrefois forestières ou agricoles. Cette évolution de l'occupation du sol impose une prévision plus fiable des mouvements de surface et des dégâts associés.

L'environnement géologique et minier de l'exploitation de la couche "Grande Mine" des Houillères de Provence constitue un cas type de recouvrement compétent. Dans ce cas, l'affaissement maximal est de l'ordre de 70 % de l'ouverture de la couche exploitée pour un rapport de (largeur/profondeur) supérieur à 1,8.

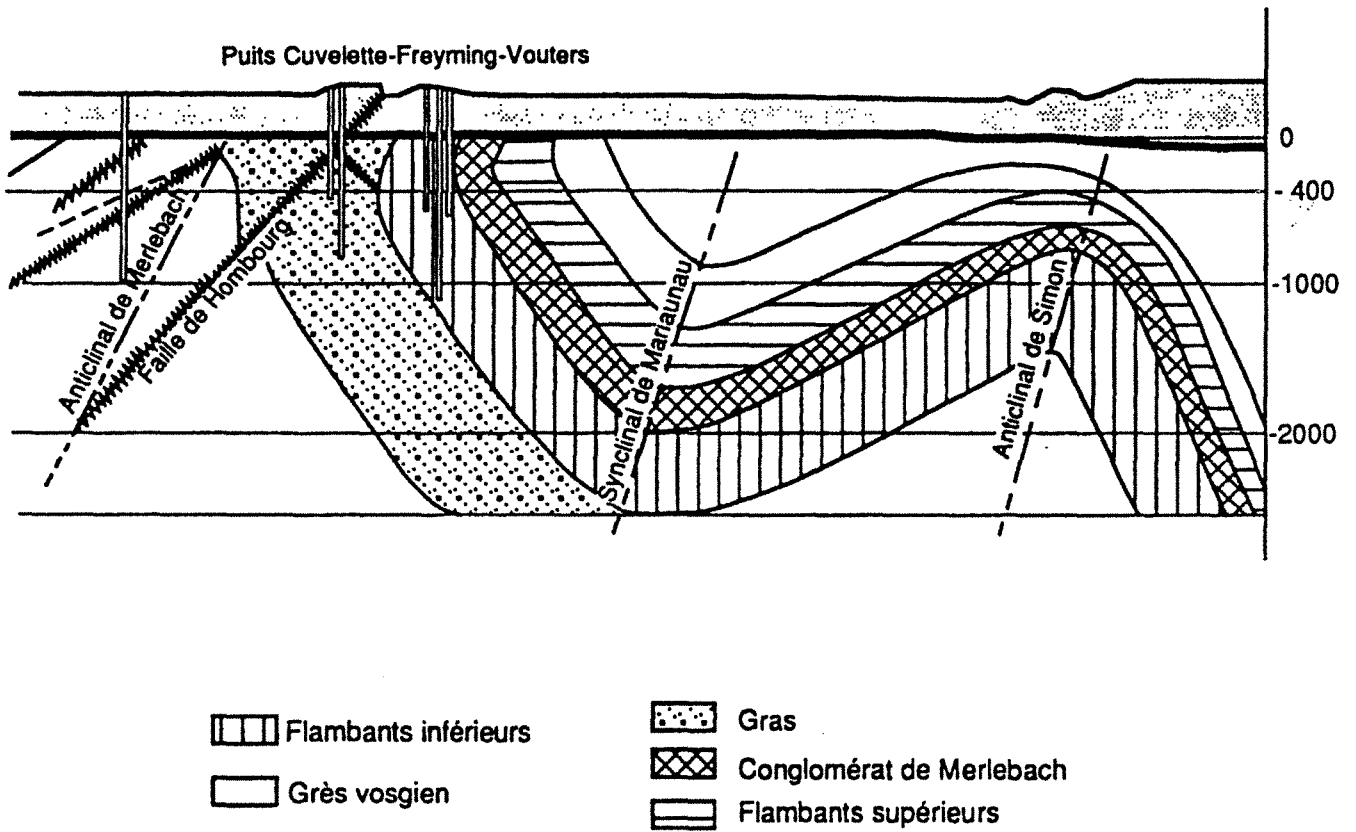


Fig. 3.3 : Coupe du Bassin Lorrain

- +++ Frontière
- .-.- Synclinal de Marienau
- Anticlinal de Simon
- ..... Conglomérat de Merlebach

500 m

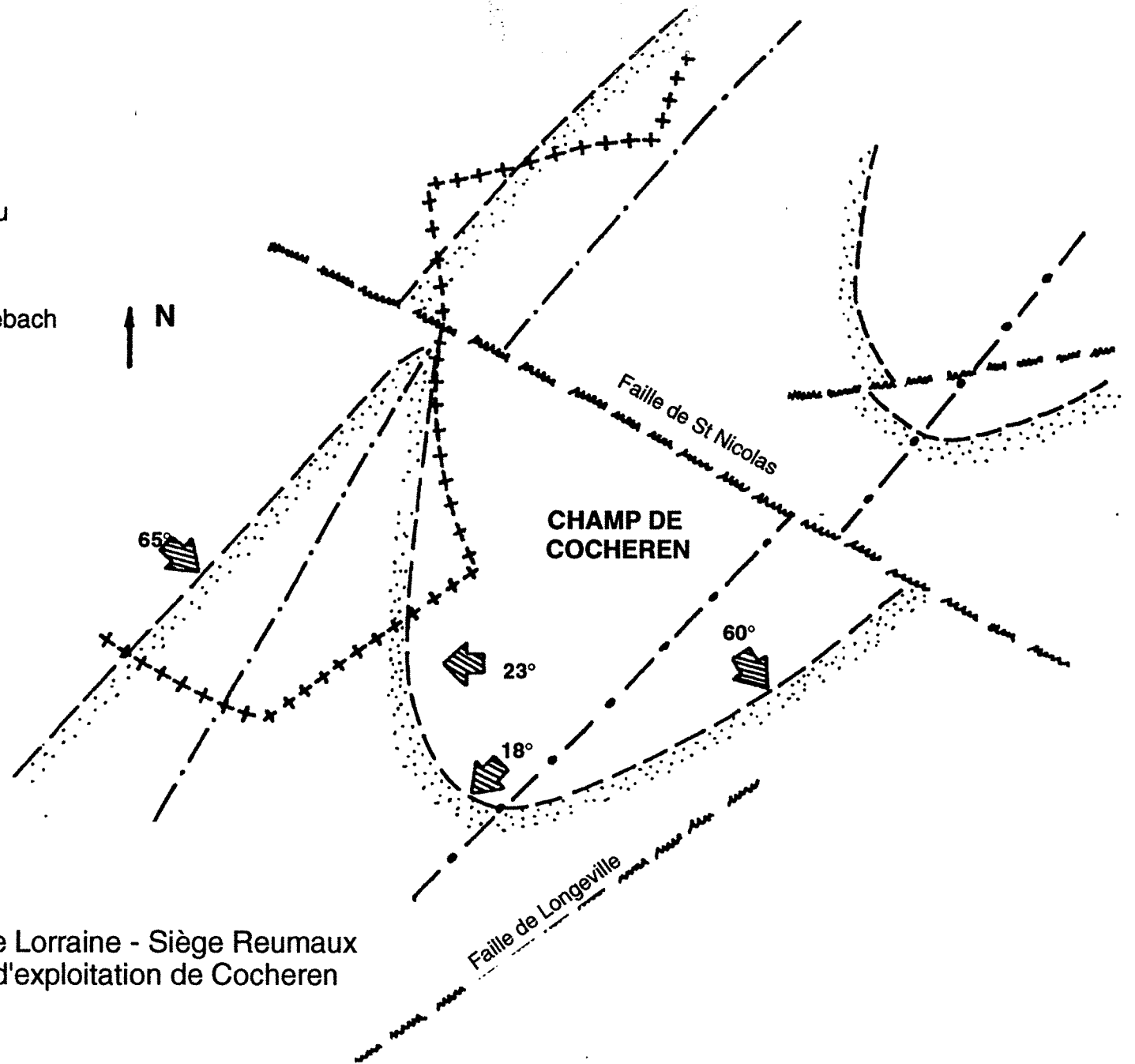


Fig. 3.4 : Houillères de Lorraine - Siège Reumaux  
Situation du champ d'exploitation de Cocheren

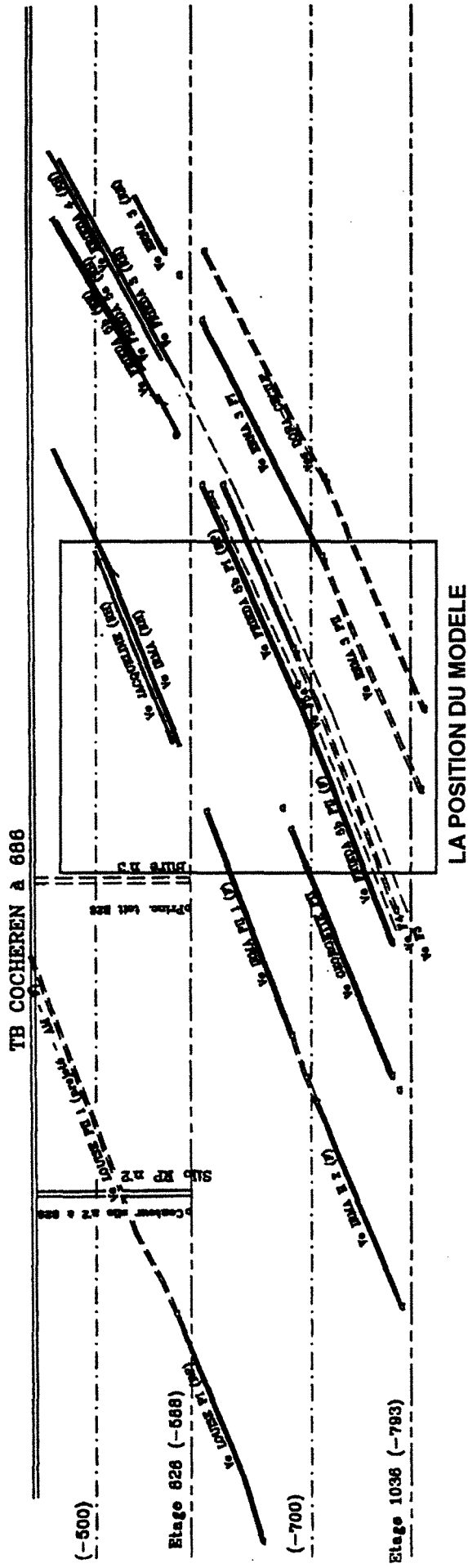


Fig. 3.5 : Coupe Ouest-Est du gisement de Cocheren Nord



Un modèle en Eléments Finis a été établi (ARCAMONE, 1980), ce modèle comporte trois types de terrains :

- la couche de charbon,
- les terrains foudroyés,
- les terrains de recouvrement.

Les caractéristiques mécaniques des terrains ont été réduites dans un rapport de 10 à 20 fois et ajustées pour obtenir à la surface un profil d'affaissement équivalent au profil obtenu avec les mesures faites sur le canal de Provence. En plus ce modèle ne tient pas compte du comportement relatif des bancs qui constituent le toit du gisement. Les travaux entrepris jusqu'à présent n'ont pas permis d'en faire un outil fiable de prévision.

Cette étude constituera un exemple d'application de la méthode des Eléments Distincts qui a montré une possibilité de prévoir l'affaissement dû à l'exploitation minière (cf. Partie II, chapitre II) en tenant compte des conditions particulières du gisement.

### 3.2. Description du modèle

Nous avons considéré un panneau exploité de 500 m de largeur. La couche de Grande Mine est à environ 700 m de profondeur.

Les dimensions des modèles sont 1500 \* 850 m, pour éviter tout problème lié à l'influence des bords du modèle.

Deux modèles ont été effectués par la méthode des Eléments Distincts :

- le premier où nous avons modélisé les trois grandes familles (Fig. 3.6) à savoir : Fuvelien, Begudien et Rognacien, ces trois familles sont constituées d'un ensemble stratifié très hétérogène de calcaire, de marnes et d'argile.

Le toit du premier modèle est donc composé de trois bancs d'une épaisseur de 200, 300 et 200 m respectivement. Le mur est composé d'un seul banc de 150 m, les caractéristiques des bancs dépendent du pourcentage de chaque type de roches composant chaque formation principale (Fig. 3.6) sur la base des caractéristiques suivantes :

Partie III

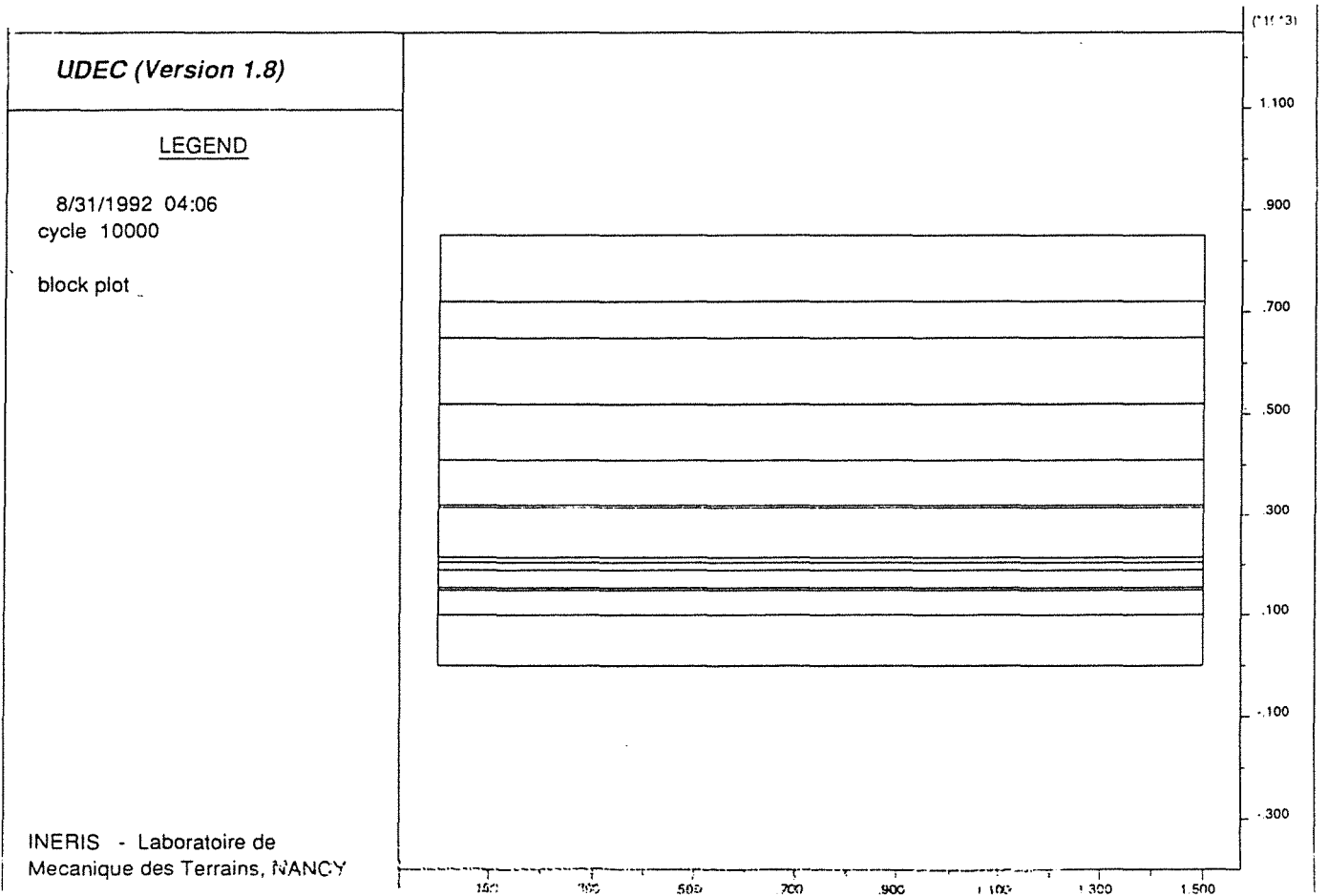
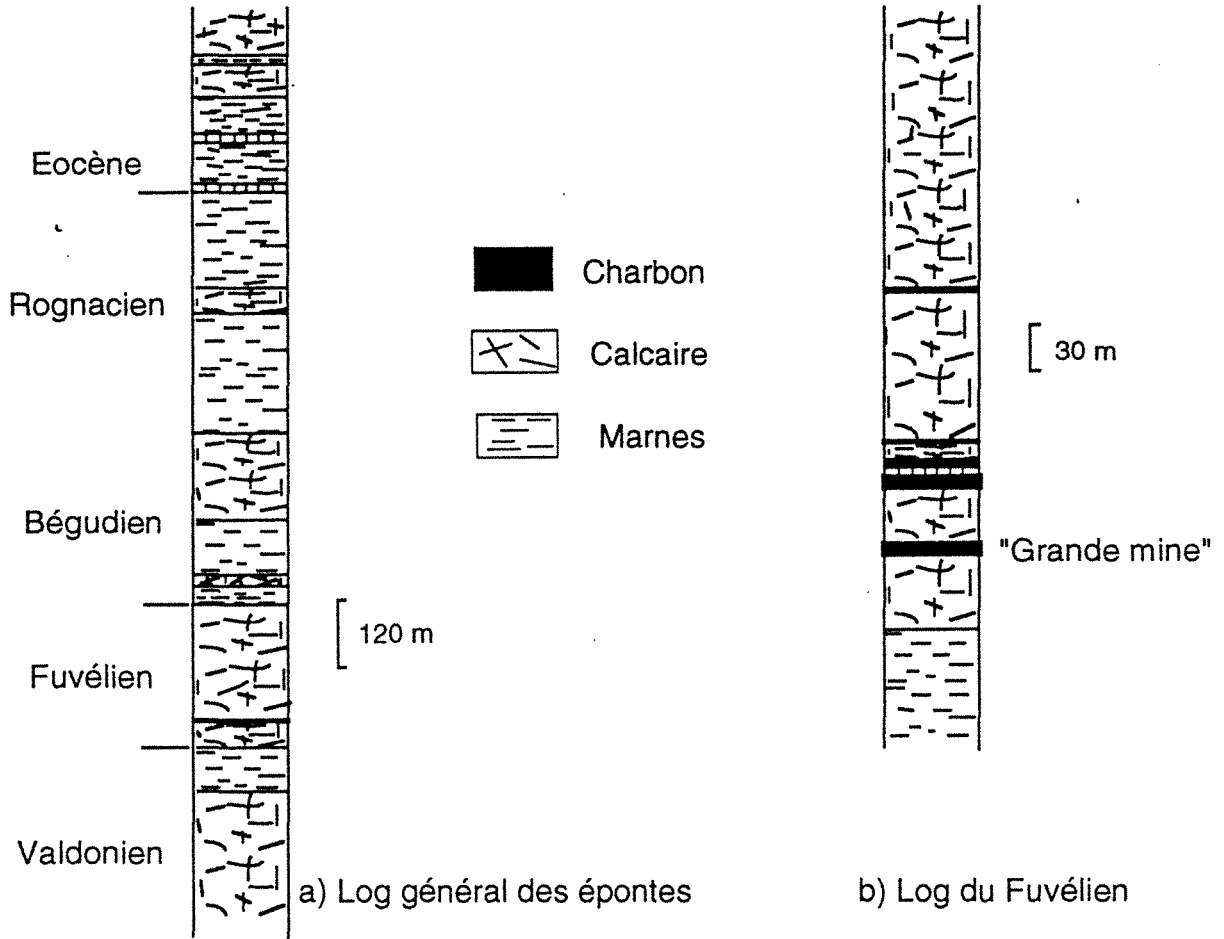


Fig. 3.7 : Gisement de Provence. Log des terrains, Modèle (d'après GAVIGLIO et al, 1988)

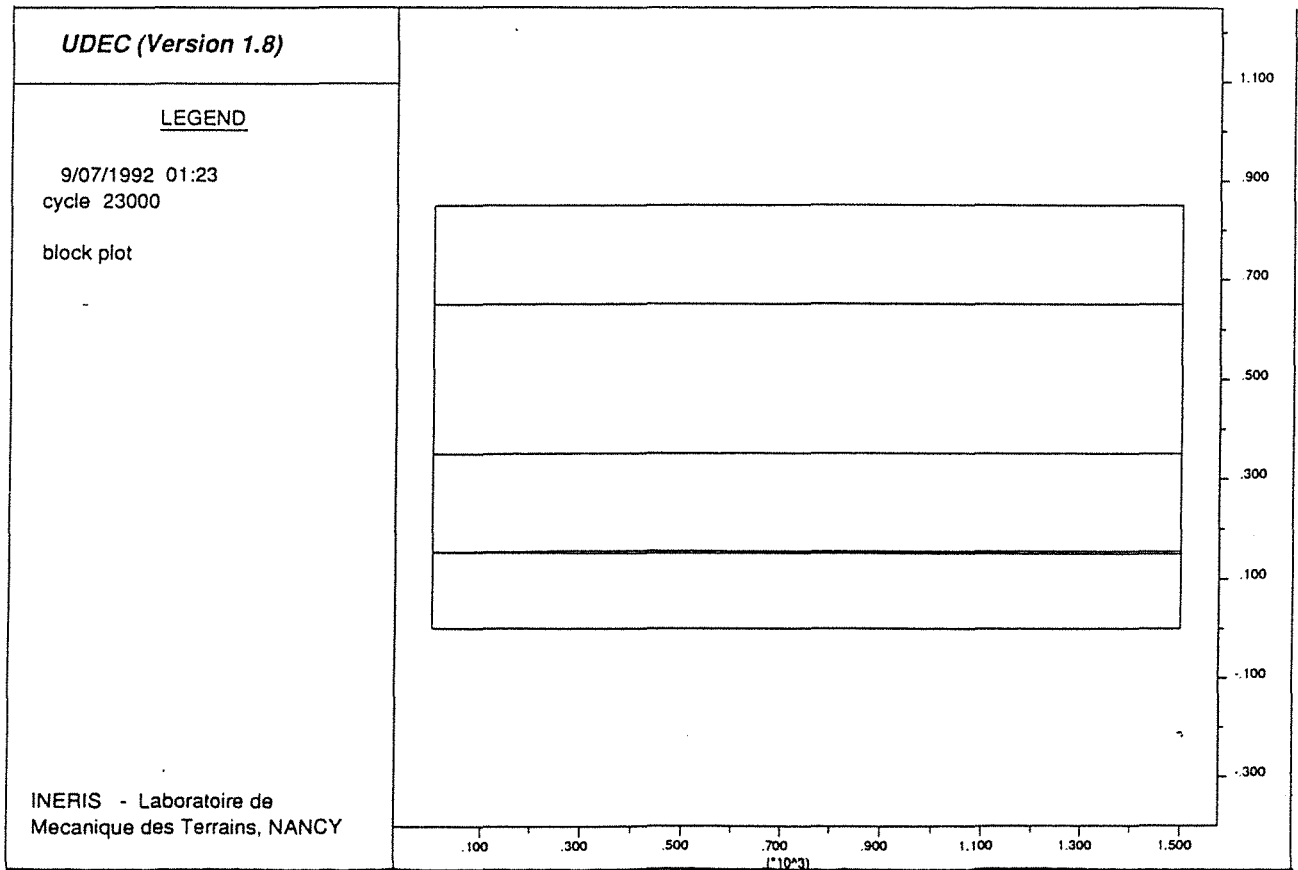
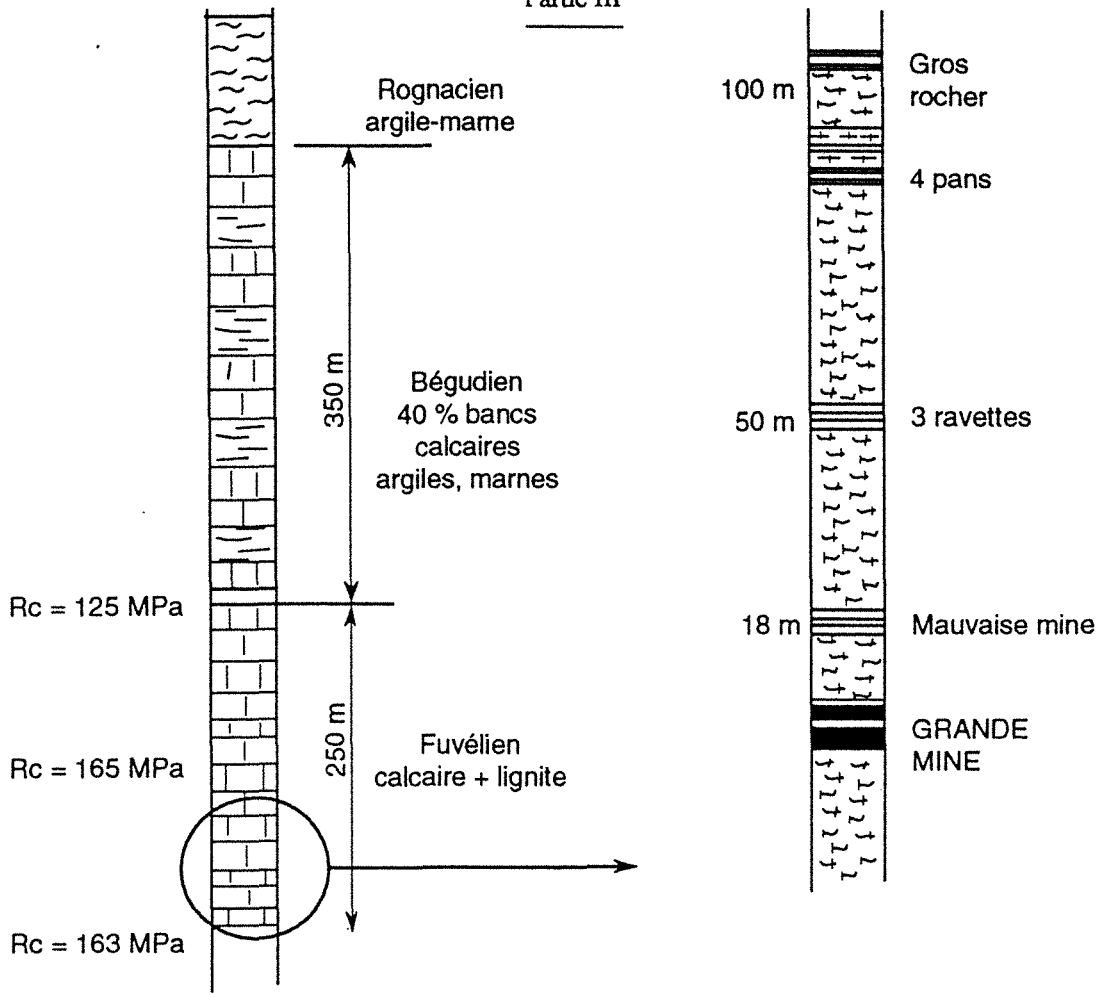


Fig. 3.6 : Houillères de Provence, Coupe lithologique générale, Modèle (d'après JOSIEN, 1981)

- pour le charbon et le lignite  $E = 2000 \text{ MPa}$ ,  $\nu = 0,3$ ,
- le calcaire  $E = 10000 \text{ MPa}$ ,  $\nu = 0,1$ ,
- pour les marnes et l'argile  $E = 4000 \text{ MPa}$  et  $\nu = 0,2$ .

- le deuxième modèle inclue plus de bancs de stratification, ce modèle se base sur une coupe établie par Gaviglio et al, 1988 (Fig. 3.7). Le toit est composé de 10 bancs d'une épaisseur qui varie entre 5 m et 125 m. Le mur est composé de deux bancs. Ces bancs sont une alternance de bancs de calcaire, d'argile, de marne et de charbon. Les couches de charbon correspondent à la Mine de l'eau et la Mine de Géosaque qui sont à 60 m et 180 m de la Grande Mine (ARCAMONE, 1989).

Les joints ont comme caractéristiques mécaniques, une raideur normale de  $10000 \text{ MPa/m}$ , une raideur tangentielle de  $10000 \text{ MPa/m}$  et un angle de frottement de  $50^\circ$ .

En ce qui concerne le chargement, la contrainte verticale est fonction de la profondeur, le chargement est isotrope avec un rapport des contraintes horizontale et verticale égal à 2. La partie inférieure du modèle a des déplacements verticaux nuls, les deux limites latérales ont des déplacements horizontaux imposés nuls.

### 3.3. Résultats

Dans l'analyse de l'affaissement, nous remarquons que les profils de courbes d'affaissement ont la forme de la courbe théorique. L'affaissement maximal à la surface du modèle est égal à 37% et 76 % de l'ouverture de la couche exploitée pour le premier et deuxième modèle respectivement. Aux bords de l'excavation, l'affaissement est égal à 64 % de l'affaissement maximal pour le premier modèle, il est égal à 50 % pour le deuxième modèle (Fig. 3.8). Les affaissements sont nuls à 750 m de l'aplomb du bord de l'excavation pour les deux modèles.

Le rapport largeur exploitée/profondeur est égal à 0,7. Selon la courbe empirique établie par les Houillères de Provence ( $A_m / W - L/H$ ) (Fig. II.20), l'affaissement maximal doit donc être égal à 45 % de l'ouverture de la couche exploitée. Cette valeur est comprise entre les valeurs fournies par les deux modèles. Elles sont plus proches des mesures que de celles calculées par la méthode des Eléments Finis.

Les modèles prévoient donc l'affaissement maximal réel avec une précision de l'ordre de  $\pm 20$  à 30 % au maximum, ce qui n'est pas le cas pour d'autres méthodes analytiques.

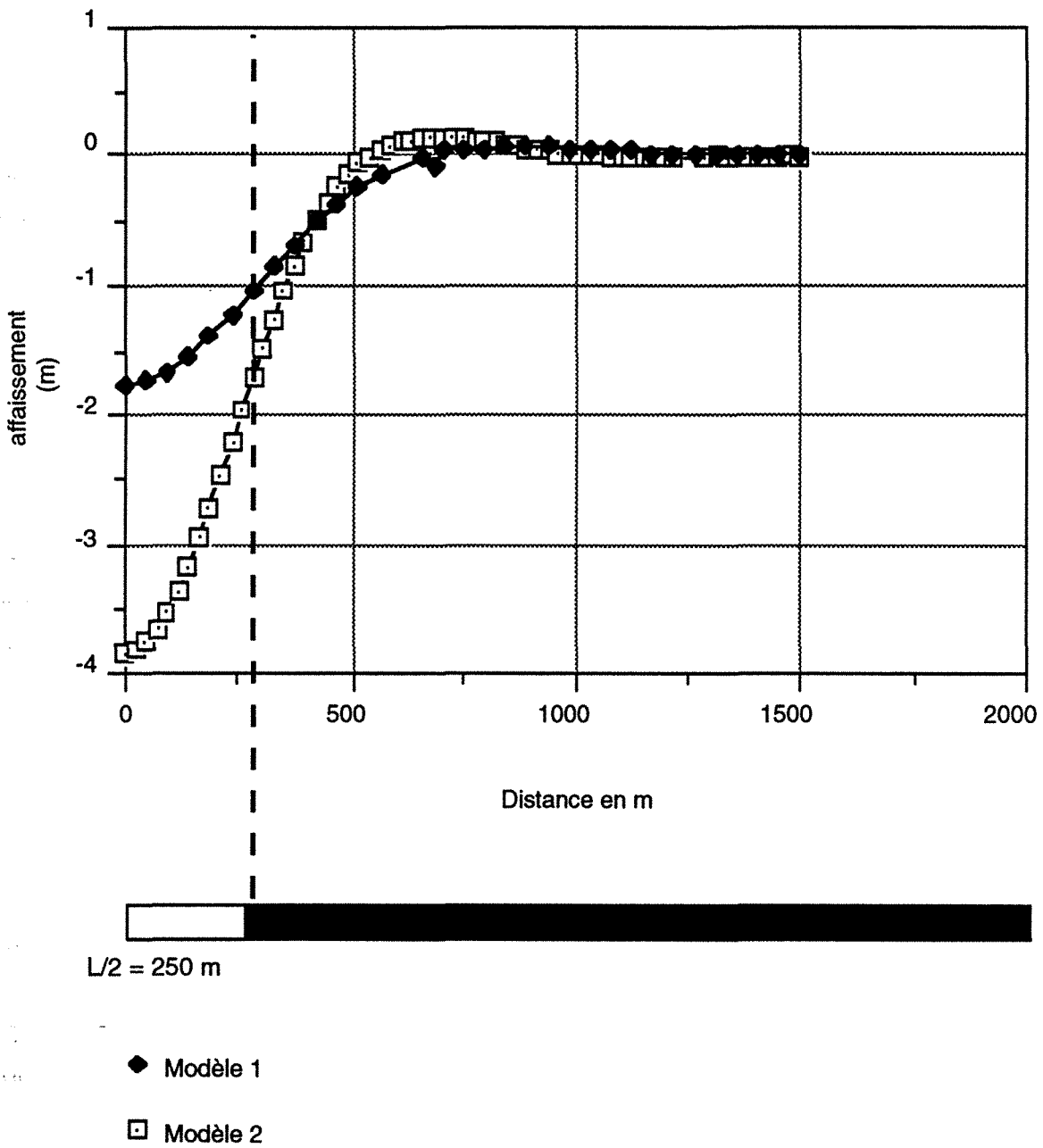


Fig. 3.8 : Courbes d'affaissement à la surface des deux modèles avec une excavation de 500 m

En ce qui concerne la distribution des contraintes principales de compression et de traction, elles dépendent indiscutablement de la stratification. Dans le premier modèle, elles sont concentrées autour de l'excavation et ont des valeurs très élevées. Dans le deuxième modèle, elles se localisent au centre et à l'aplomb du bord de l'excavation dans chaque banc de stratification, et le glissement entre bancs est beaucoup plus important dans ce cas, pratiquement le double en terme de valeur maximale.

Nous avons réalisé une série d'études paramétriques qui semble jouer un rôle important dans la détermination des paramètres de pression de terrains et les manifestations associées dans le cas du gisement de Provence, un calcaire très compétent (module d'Young  $E$  très grand) et un tenseur des contraintes initial anisotrope avec une forte contrainte horizontale, deux fois plus grande que la contrainte verticale. Les calculs paramétriques ont été effectués sur le deuxième modèle.

En ce qui concerne le module d'Young, nous avons testé trois modalités, dont le cas initial soit  $E = 10000$  MPa,  $20000$  MPa et  $30000$  MPa (Fig. 3.9), la valeur de l'affaissement maximal dépend du module d'Young, sa valeur varie entre 75 % et 50 % de l'ouverture exploitée. Cette dernière est seulement de 10% supérieure à la valeur obtenue par la méthode empirique. Les contraintes maximales de traction sont plus importantes dans le cas d'un grand module d'Young, en revanche, les contraintes de compression diminuent. La rigidité des bancs de calcaire augmentent les zones en surcontraintes de traction, et pour un petit module d'Young, les zones de surcontraintes de compression.

Le deuxième paramètre correspond au rapport des contraintes initiales. Deux chargements ont été envisagés : contrainte horizontale égale à la moitié de la contrainte verticale, puis, une contrainte horizontale égale à une fois la contrainte verticale.

Les contraintes initiales horizontales ne modifient pas les valeurs d'affaissement à la surface, ainsi que les contraintes principales de compression au moins pour le cas étudié. En revanche, les zones à fortes contraintes de traction sont moins importantes dans le cas où les contraintes horizontales sont très élevées. La rupture par traction dans le banc inférieur permet de libérer de l'énergie et donc de favoriser la venue du foudroyage rapidement et sans provoquer de ruptures violentes.

Les contraintes de cisaillements sont plus importantes dans le cas où la contrainte horizontale est importante. Le glissement dû aux contraintes, se manifeste entre bancs. Des longueurs importantes de l'ordre de 100 m surtout près de la surface dépassent le critère de cisaillement (Fig. 3.11). Ces parties des joints se déplacent vers le massif dans le haut toit. On remarque aussi que le premier banc est aussi en cisaillement (Fig. 3.12).

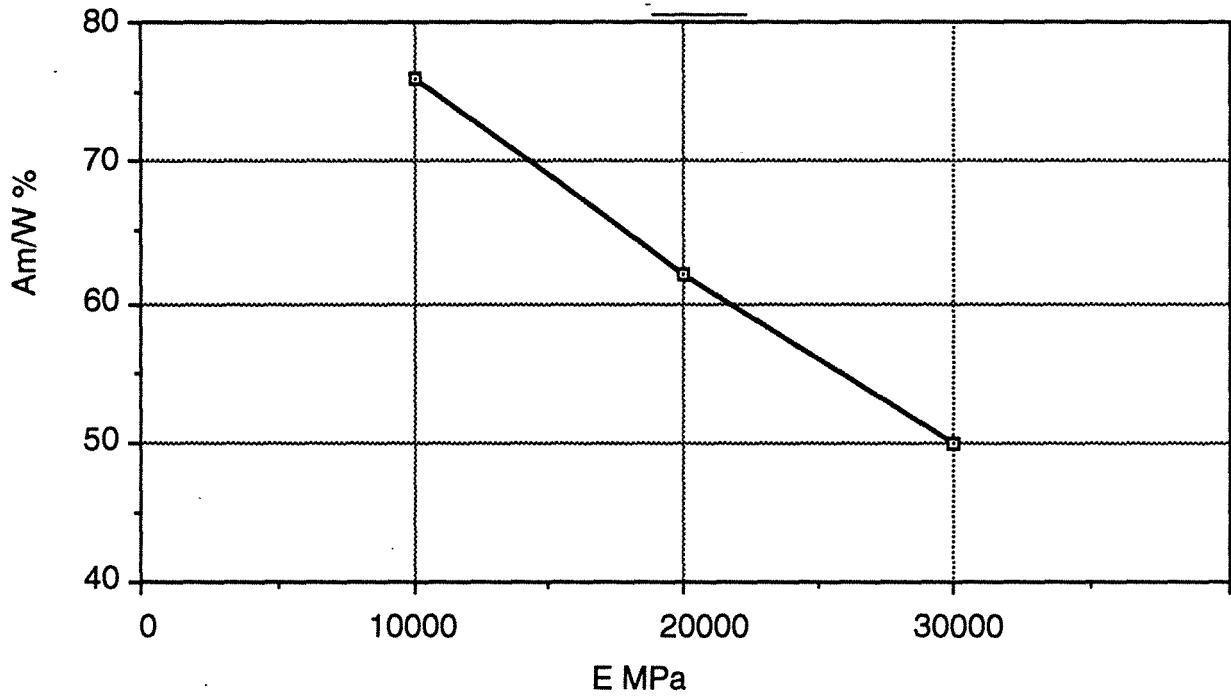


Fig. 3.9 : Evolution du rapport ( $A_m/W$ ) en fonction du module d'Young de Calcaire de Provence

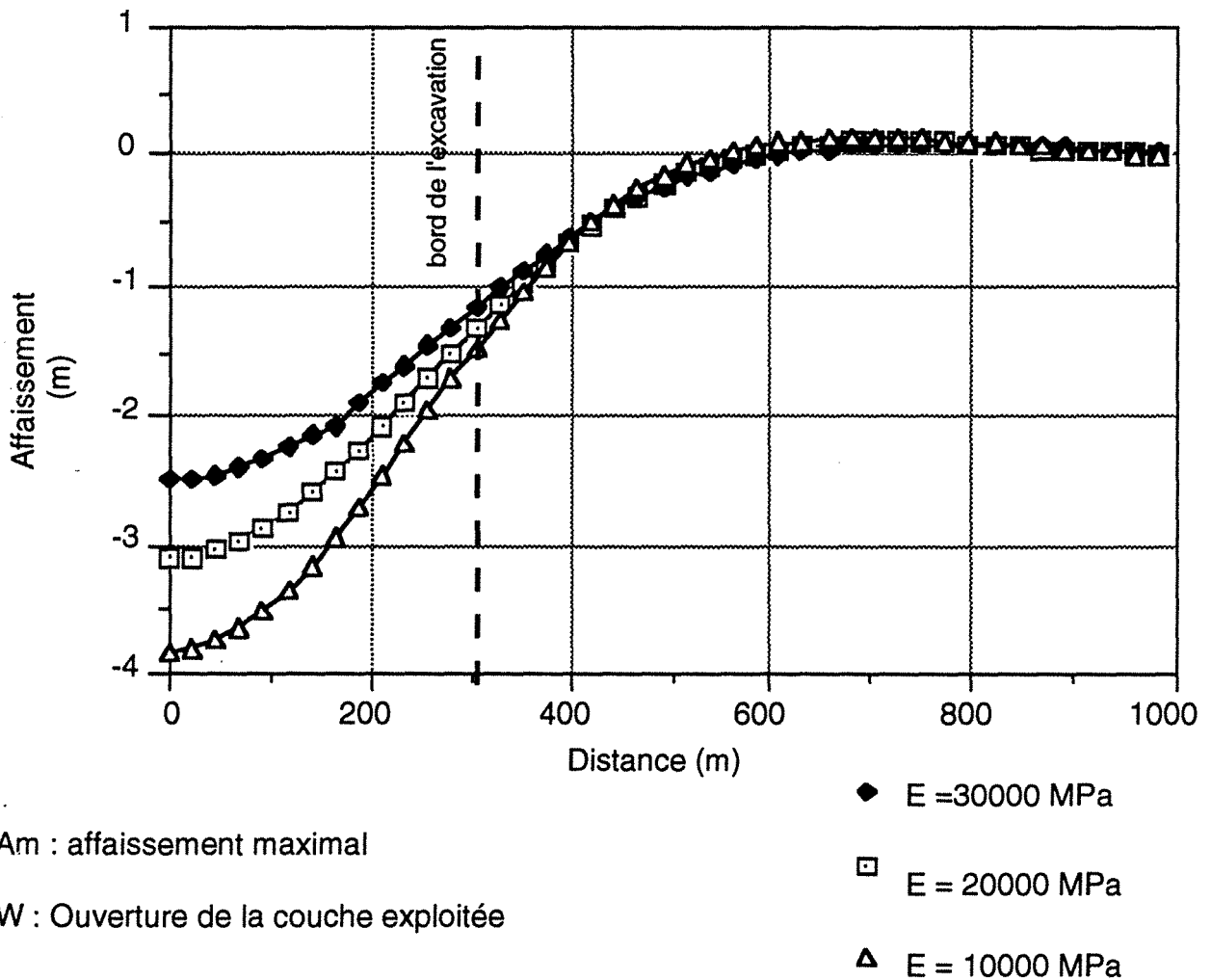


Fig. 3.10 : Courbes d'affaissement à la surface de modèle en fonction du module d'Young ( $E$ ) du calcaire

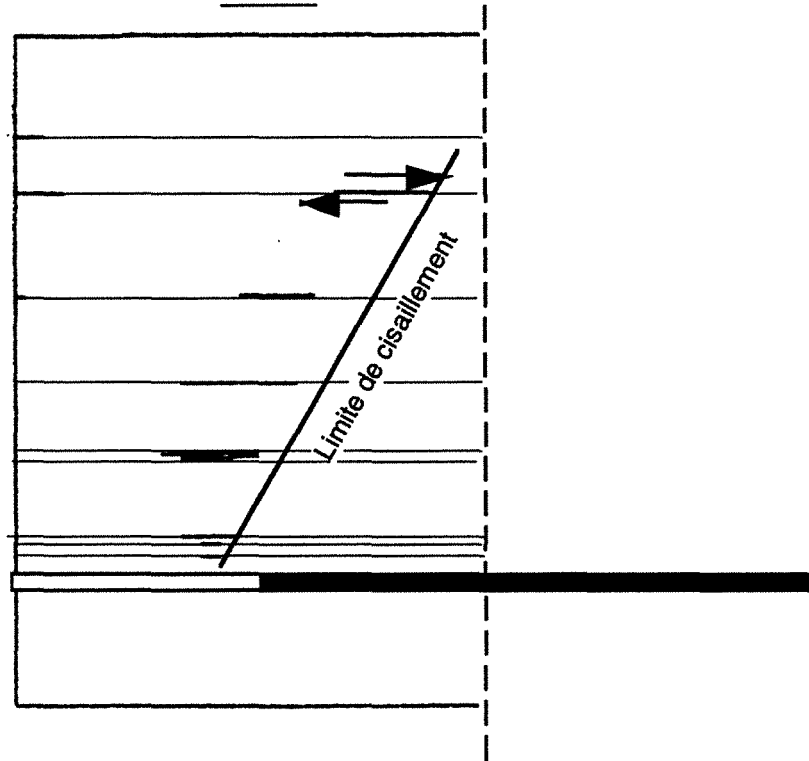


Fig. 3. 11 : joints dépassant la limite de cisaillement pour un rapport des contraintes horizontale /verticale égal à 0,5

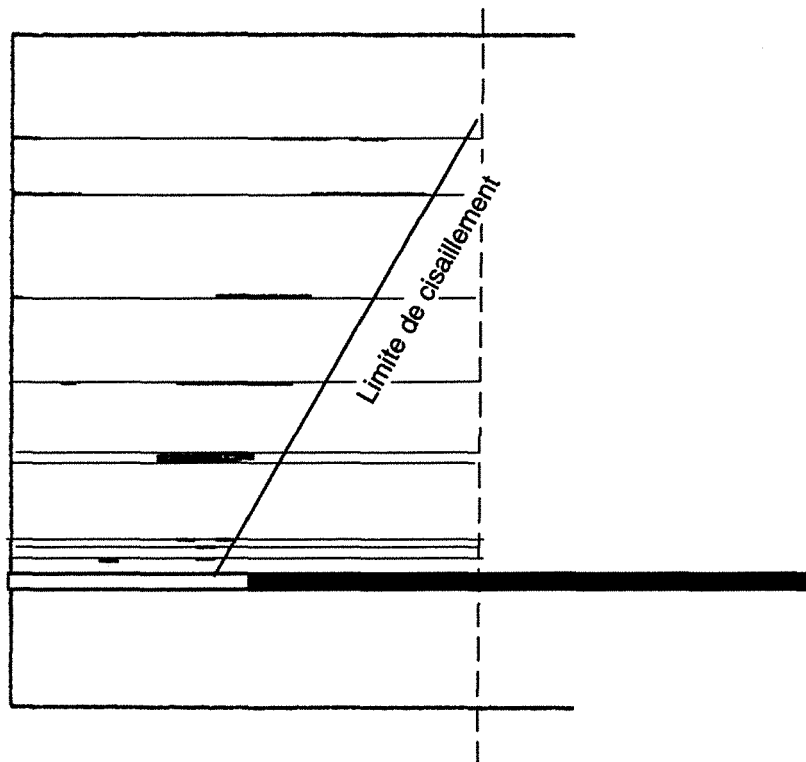


Fig. 3. 12 : joints dépassant la limite de cisaillement pour un rapport des contraintes horizontale /verticale égal à 2



Cette application a permis de confirmer qu'il faut donner une importance primordiale à la description géologique et aux caractéristiques mécaniques et plus particulièrement, savoir définir les bancs qui sont de nature différente mécaniquement. Un investissement concernant la description géologique et une caractérisation détaillée des différents types des roches, ainsi que des joints, permet d'approcher des valeurs mesurées et donc d'établir un modèle de prévision qui sera opérationnel, pas seulement pour prévoir l'affaissement à la surface mais aussi pour prédire les zones qui sont potentiellement à risque de présenter des manifestations de "pressions de terrains" à cause des discontinuités existantes ou à cause de phénomènes de ruptures associés.

#### **4. Modélisation en grand du gisement de Cocheren (U.E REUMAUX).**

##### **4.1 Objectifs de la modélisation**

Des conditions de terrains difficiles ont été rencontrées au niveau 930 m dans la veine Frieda 4 (Fig. 3.13) : de fortes déformations ont été observées, ainsi que des chutes de blocs au toit de la taille Frieda 5.a. Cette taille a dû être arrêtée prématurément parce que l'avancement est rendu très difficile (THORAVALL, 1989), alors que le secteur devait être détendu (au sens des règles classiques de pression de terrains).

Des configurations similaires avaient provoqué des coups de terrains ou de fortes secousses. Nous avons voulu comprendre l'origine de ces surcontraintes en modélisant une coupe du gisement, et en prenant en compte l'environnement de l'ouvrage qui a subi de fortes déformations (NOIREL et al, 1990).

##### **4.2. Description du phénomène et de l'environnement**

La veine dans laquelle se trouve la voie étudiée est Frieda 4. Son ouverture est de 3 m, elle appartient au groupe des veines Frieda qui totalise une puissance de près de 20 m pour une épaisseur totale de 60 m. Elle est séparée de la veine du toit (Frieda 5) par un intercalaire de grès schisteux de 6 m, et de la veine au mur (Frieda 3) par un intercalaire d'environ 3 m. La profondeur est de 930 m.

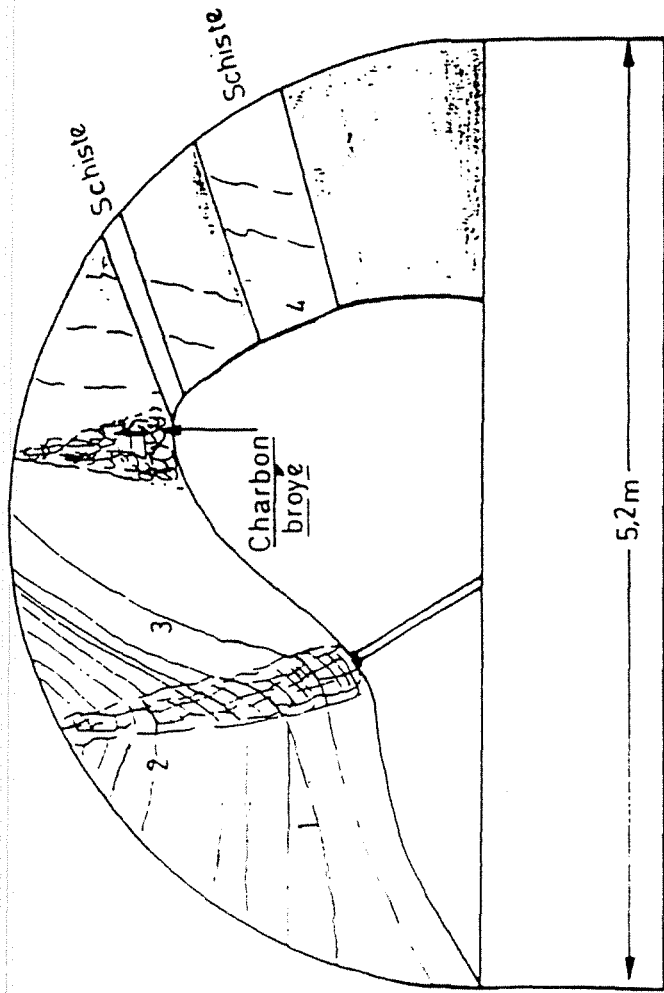


Fig. 3.17 : Déformation en voie de base du panneau en Frieda 4

Elle est soumise aux influences suivantes, par ordre de prise des panneaux concernés (Fig. 3.14) :

- détente par l'exploitation de deux panneaux de Frieda 5b au toit de Frieda 5a dont la voie de Frieda 4 est séparée par une stampe d'environ 10 m,

- surcontrainte due au stot créé entre le panneau de Irma entre les niveaux 826 et 930 d'une part, et les anciennes exploitations remblayées hydrauliquement d'autre part. Sur la plupart de sa longueur, la voie en Frieda 4 se trouve dans la projection perpendiculaire aux épontes des vieux travaux remblayés en Irma : d'après l'expérience antérieurement acquise dans ce champ, la voie aurait dû être protégée de l'influence de ce stot (Fig. 3.14),

- culée latérale du panneau II de Erna 3 dont le démarrage est contemporain de la fin du creusement de la voie.

Dès la phase de creusement, des mouvements importants ont été constatés. L'entrée de la voie qui n'est pas influencée par le stot en veine Irma, est à peu près épargnée. En revanche, là où le stot s'élargit, et où la distance entre la voie et la projection perpendiculaire aux épontes de la limite d'Irma diminue, les effets sont aggravés. Le passage d'Erna 3 a occasionné un surcroît de déformation assez peu important en valeur relative.

#### 4.3. Description du modèle

Pour étudier les causes du comportement anormal de cette zone où se trouve la voie, une modélisation en grand du gisement de Cocheren a été entreprise par la méthode des éléments finis prenant en compte l'environnement de l'ouvrage (AL HEIB, 1990).

Nous nous sommes efforcés, en particulier, d'introduire dans le modèle toutes les veines du gisement (Fig. 3.15), ainsi que les zones exploitées étape par étape :

- exploitation de Jacqueline,
- exploitation d'Irma,
- exploitation de Frieda 5a,
- exploitation de Georgette,
- exploitation d'Erna3.

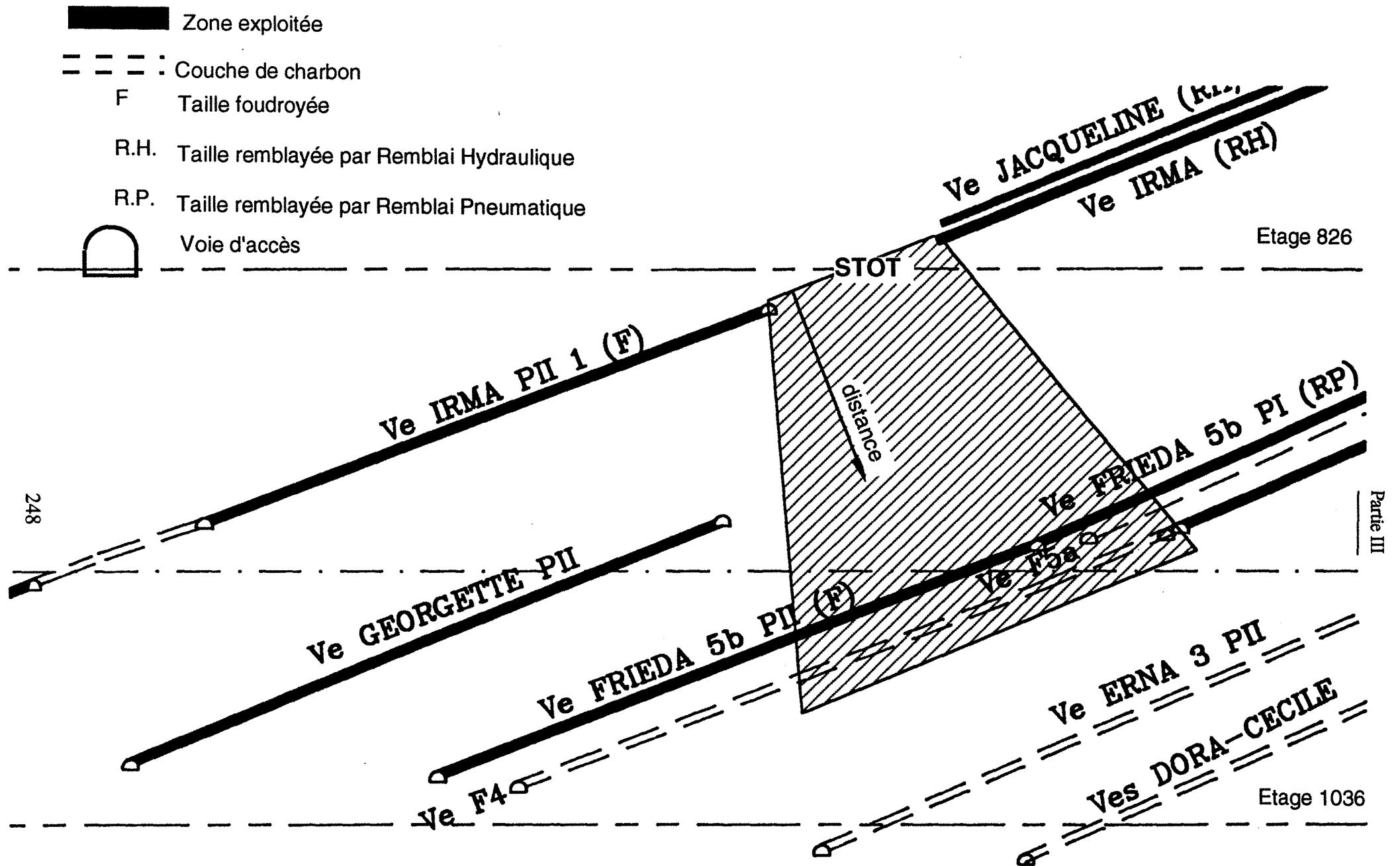


Fig. 3.14 : U.E. Reumaux - Champ Cocheren  
Coupe (3-3) passant par Veine Georgette

PROJET DE RECONSTRUCTION D'UN QUARTIER D'HABITATION  
 A LA ZONE DE LA RUE DE LA VILLE, 2000

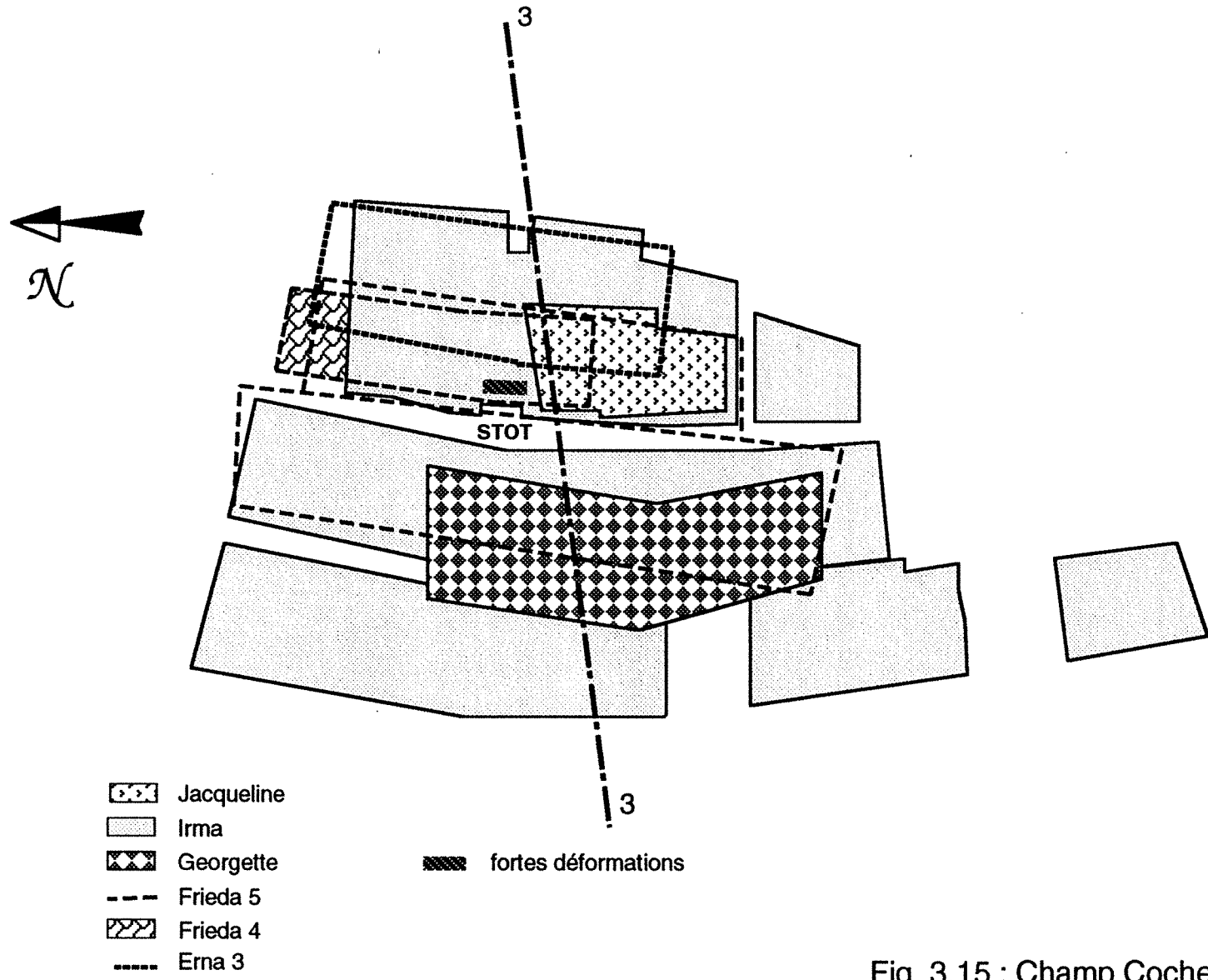


Fig. 3.15 : Champ Cocheren Nord.  
 Projection orthogonale, position de la coupe 3 -3

et les deux veines de charbon non exploitées dans cette zone (Dora et Cécile). Cinq calculs ont donc été réalisés.

Nous avons choisi de travailler en déformation plane, la modélisation a été réalisée à l'aide du code ELFI3F.

Le domaine étudié représente 660 m verticalement et 600 m horizontalement (Fig. 3.16) et comporte 3980 nœuds et 1920 éléments. Il s'agit d'une coupe passant par le travers-bancs Cocheren 686. Ces dimensions qui sont assez importantes ne permettent pas de tenir compte complètement des dimensions totales des exploitations, mais elles ne devraient pas affecter la zone où se trouve la voie étudiée.

Nous avons adopté un chargement vertical égal à -12,5 MPa sur la limite supérieure du modèle, située à 500 m de profondeur, tout en rajoutant à l'intérieur du domaine le poids des terrains. Nous avons adopté 3 modalités pour le chargement horizontal (-12,5 ; -25 et -50 MPa). Le pendage des couches a été pris égal à 25°. Les excavations sont remplacées par un matériau équivalent correspondant aux caractéristiques du remblai (Module d'Young  $E = 100$  MPa, coefficient de Poisson  $\nu = 0,4$ ) pour les deux types des panneaux (foudroyé et remblayé).

#### 4.4. Résultats et interprétation

Nous avons axé l'analyse des résultats des calculs sur deux points :

- l'extension de la zone en surcontrainte sous le stot laissé en Irma,
- l'évolution de l'état de contrainte dans la zone de creusement de la voie en Frieda 4.

Sur la figure 3.17 nous avons reporté, pour différentes conditions de chargement horizontal, l'extension de la zone en surcontrainte sous le stot en fonction des différentes phases d'exploitation. On remarque que dans tous les cas de figures, on trouve encore une zone en surcontrainte verticale ( $\sigma_v > \sigma_{v0}$ ) en dessous de la couche Irma. Cette distance atteint 140 m lorsque l'on exploite (Irma et puis Jacqueline), elle diminue au fur et à mesure de l'exploitation d'autres couches, mais elle reste supérieure à 115 m.

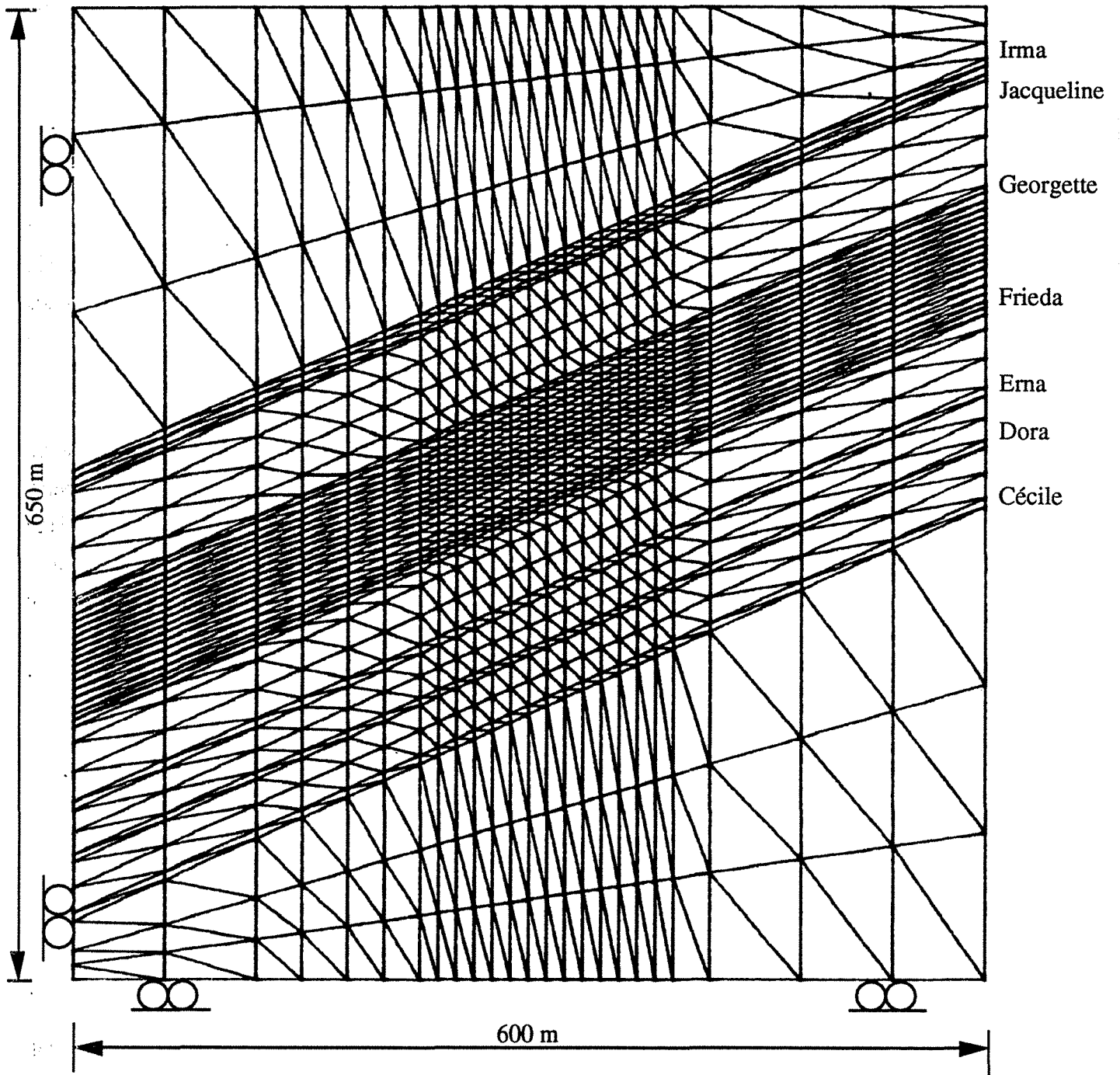
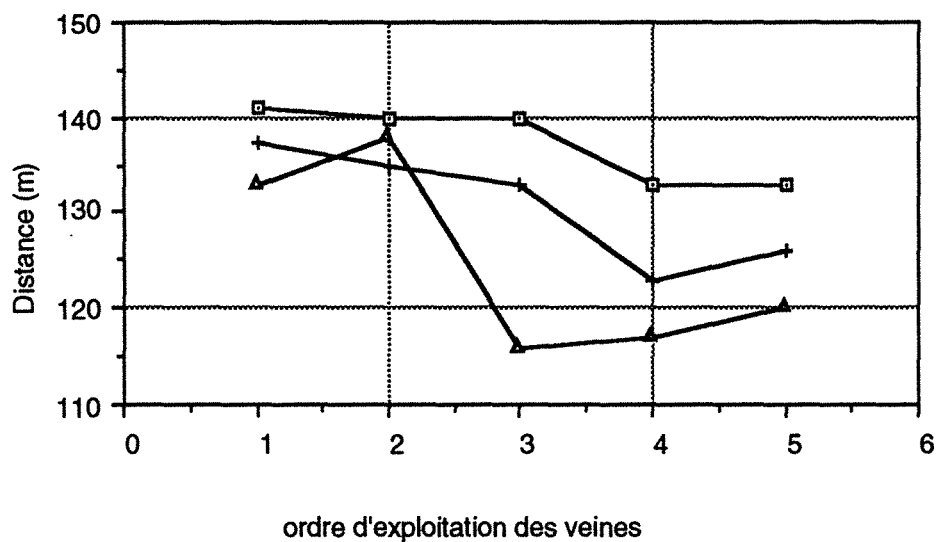


Fig. 3.16 : Maillage de la modélisation du champ de Cocheren



1 : Jacqueline

2 : Jacqueline + Irma

3 : Jacqueline + Irma + Frieda 5

4 : Jacqueline + Irma + Frieda 5 + Georgette

5 : Jacqueline + Irma + Frieda 5 + Georgette + Erna3

Contrainte horizontale initiale

▲  $\sigma_{ho} = -25 \text{ MPa}$

+  $\sigma_{ho} = -12,5 \text{ MPa}$

◻  $\sigma_{ho} = -50 \text{ MPa}$

Fig. 3.17 : Extension de la zone en  $(\sigma_v > \sigma_{vo})$  surcontrainte en dessous du stot



L'évolution de cette distance maximale en fonction de l'ordre de prise des veines, et pour laquelle on trouve une surcontrainte dépend de la valeur de la contrainte horizontale initiale ( $\sigma_{ho}$ ). Elle est d'autant plus grande pour une contrainte horizontale initiale élevée (50 MPa).

L'exploitation des panneaux I et II de la veine Frieda 5 ne diminue pratiquement pas l'extension de la zone en surcontrainte lorsque le rapport  $\sigma_{ho} / \sigma_{vo}$  est supérieur à 2, et surtout que le champ de Cocheren devrait être caractérisé par un état de contrainte naturel fortement anisotrope ( $\sigma_{ho} / \sigma_{vo} > 2$ ), il n'y a pas de mesure de contraintes in situ, mais des considérations techniques et l'expérience des exploitants nous le laissent penser.

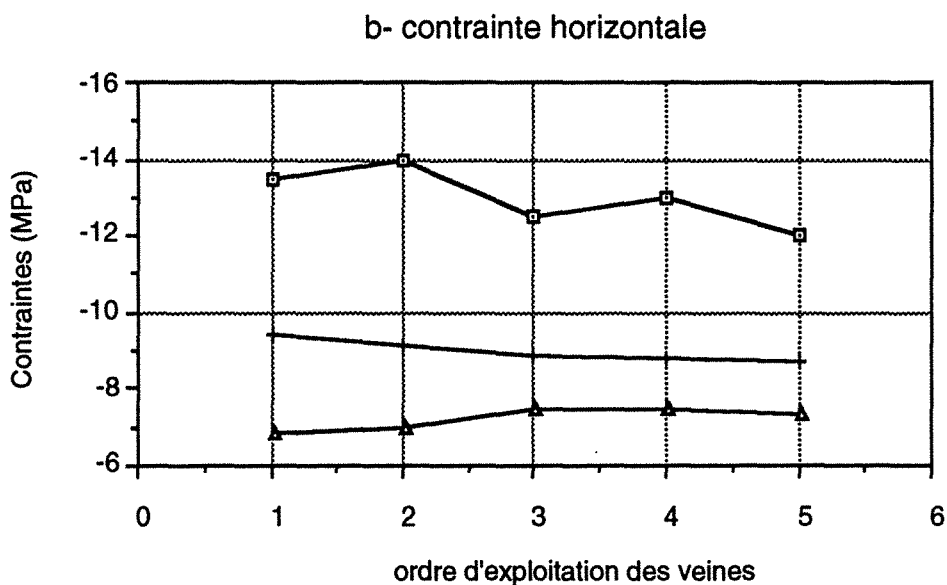
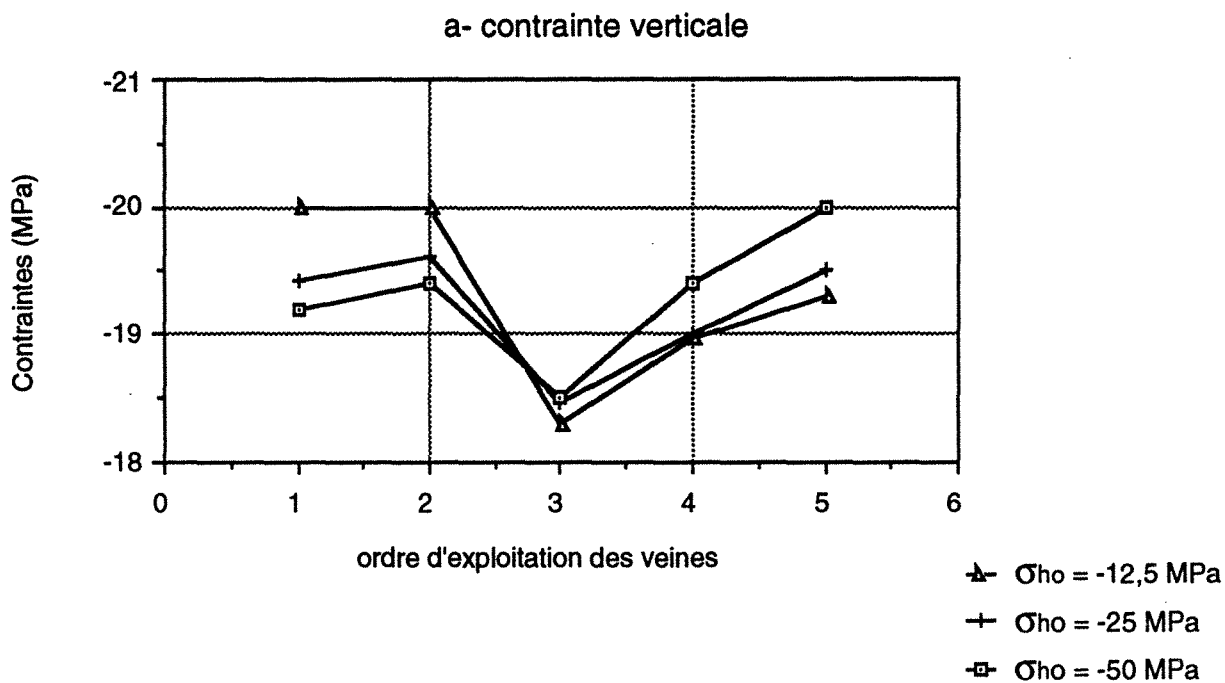
La figure 3.18a, illustre l'évolution de la contrainte verticale dans la zone de la voie creusée en Frieda 4. Nous pouvons remarquer que :

- l'exploitation de deux veines (Jacqueline et Irma) ne change pratiquement pas les contraintes initiales verticales dans cette zone (voie de Frieda 4),
- l'exploitation de Frieda 5 joue un rôle de détente dans tous les cas de chargement,
- le passage de Georgette et Erna III recharge les terrains.

En ce qui concerne la contrainte horizontale, elle diminue très peu en fonction de la prise des veines (Fig. 3.18b). Une activité sismique importante (en énergie) a été enregistrée dans la zone du stot simultanément avec le creusement de la voie, ce qui confirme l'existence d'une zone de fortes contraintes.

En conclusion, dans ces conditions, les règles classiques et simples de planification des chantiers dans un gisement dense ne sont plus suffisantes.

Les influences de stot que l'on peut retrouver assez loin et les détentes insuffisantes peuvent expliquer les très fortes déformations observées dans la voie. Les phénomènes dynamiques qui ont affecté le gisement ces dernières années semblent pouvoir être en partie expliqués par ces problèmes de volume d'influence (REVALOR, 1985, BEN SLIMANE, 1990 et VUILLOD, 1991).



- 1 : Jacqueline
- 2 : Jacqueline + Irma
- 3 : Jacqueline + Irma + Frieda 5
- 4 : Jacqueline + Irma + Frieda 5 + Georgette
- 5 : Jacqueline + Irma + Frieda 5 + Georgette + Erna

Contraintes initiales verticale et horizontale  
 $(\sigma_v = 12,5 + \gamma_H$  (ordonnée de point) ;  $\sigma_{ho} = -12,5$  ;  $-25$  ; et  $-50$  MPa)

Fig. 3.18 : Evolution de la contrainte horizontale et verticale dans la voie de Frieda 4

## 5. Analyse du comportement d'un pilier à l'U.E. Forbach

### 5.1. Description des phénomènes observés et leur environnement

Nous nous intéressons au champ du Creutzberg de l'U.E. Forbach (Fig. 3.19). Initialement, il avait été prévu de placer les voies de démarrage près des failles limites et de faire rabattre les panneaux d'une extrémité à l'autre du compartiment. Des impératifs de production nécessitaient la mise en route de deux tailles. On décida donc de diviser le compartiment géologique en deux secteurs - Est et Ouest - desservis par une même ossature centrale. Mais la solution retenue entraînait la création d'un pilier (Fig. 3.20). Son dimensionnement fut établi par un calcul de contrainte (logiciel GDRP du Deutsche Montan Technologie), une largeur de 150 m a été choisie entre les tailles  $K_1$  et  $K_2$ , cette largeur a été modifiée pour atteindre 220 m entre  $K_5$  et  $K_6$ .

Des déformations très importantes ont été observées dans les infrastructures situées dans le stot. La convergence cumulée a atteint fréquemment plusieurs mètres. Les fronts nécessitant une remise à section des voies montrent clairement que les bancs de stériles ont été entraînés et plissés par l'expansion des bancs de charbon vers le T.B. (Travers Banc) (Fig. 3.21). Les boulons ont été déformés et ont notamment subi des effets de cisaillement le long des plans de stratification. Ils ne se sont toutefois rompus qu'exceptionnellement.

Le phénomène qui, généralement, était graduel, s'est soudainement accéléré à environ 8 m au toit de la veine K. La couronne boulonnée du T.B. s'est affaissée brutalement de quelques dizaines de centimètres. L'expansion du toit entre la couronne et un point situé à 2 m (Fig. 3.22c) est passée de quelques millimètres à 50 mm.

Les analyses et les résultats de calculs sont présentés d'après (AL HEIB et al, 1992) .

### 5.2. Analyse des mesures de déformation

L'ensemble des infrastructures situées dans le stot a été instrumenté par des stations de mesures. Chaque station comporte une mesure de convergence et plusieurs mesures d'expansion à différentes distances (Fig. 3.22).

83 stations ont été installées à différents niveaux, afin de tenir compte de tous les facteurs pouvant influencer le comportement de l'ossature centrale (profondeur, pendage des couches et caractéristiques géomécaniques).

COUPE AA

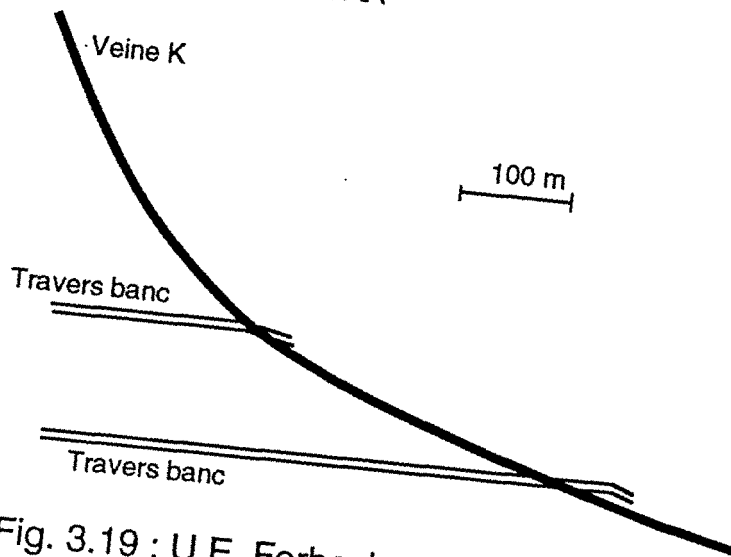


Fig. 3.19 : U.E. Forbach - Champ Creutzberg  
Présentation du gisement

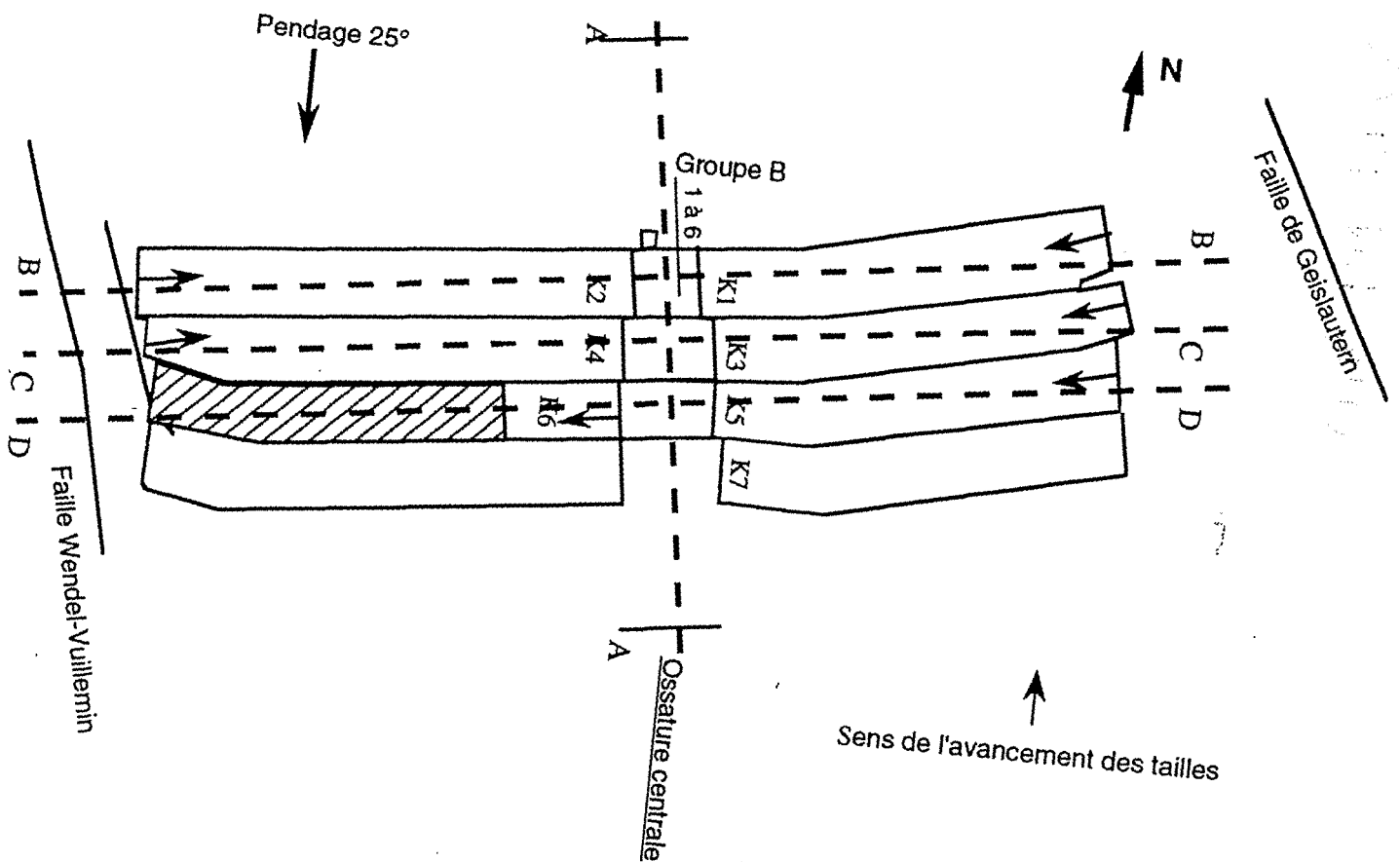
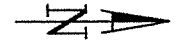


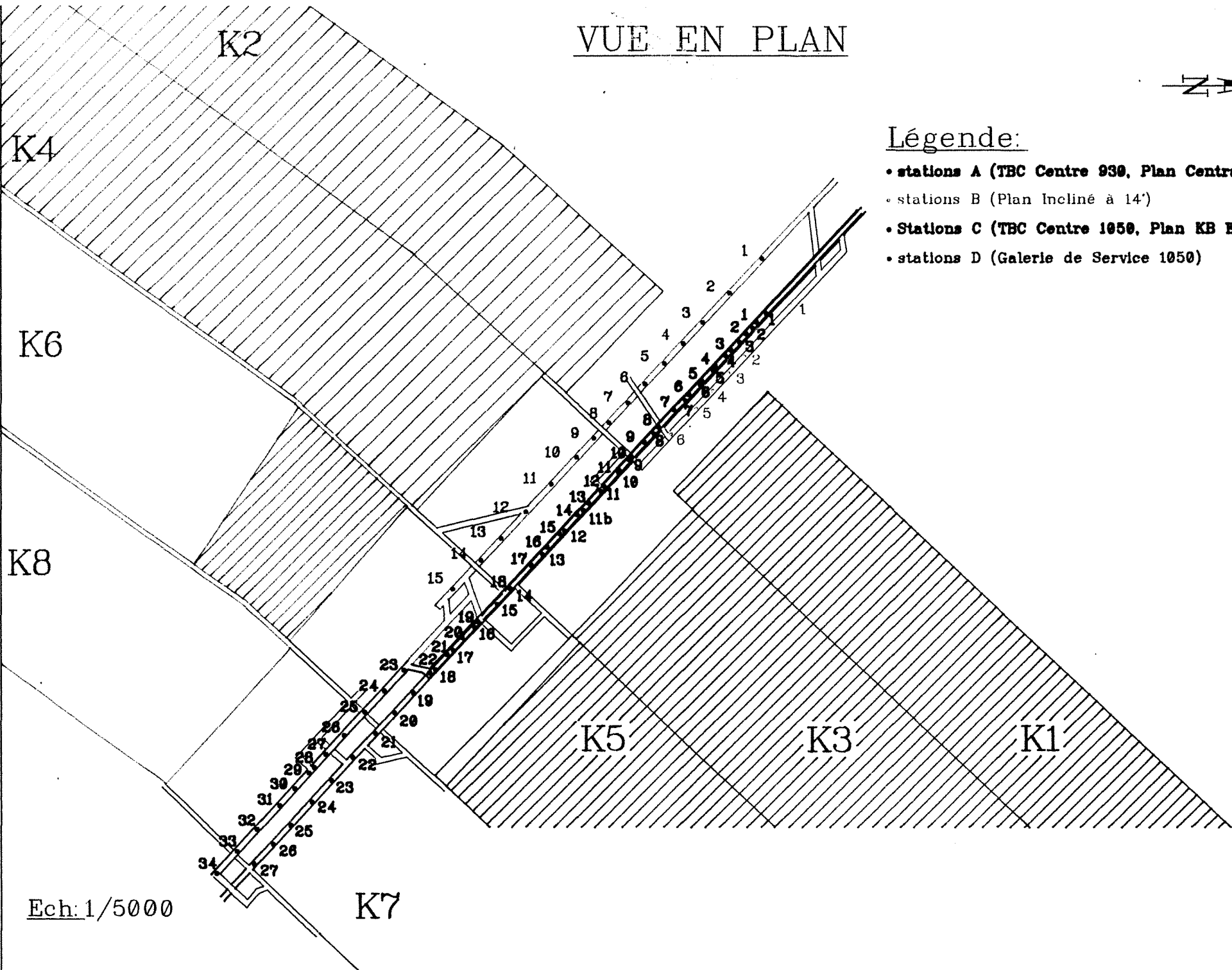
Fig. 3.20 : UE. Forbach - Champ Creutzberg  
Vue en plan (AA, BB CC et DD sont les plans de coupes  
proposés pour la modélisation en 2D)

# VUE EN PLAN



## Légende:

- stations A (TBC Centre 930, Plan Central Retour)
- stations B (Plan Incliné à 14°)
- Stations C (TBC Centre 1050, Plan KB Extraction)
- stations D (Galerie de Service 1050)



Ech: 1/5000

K7

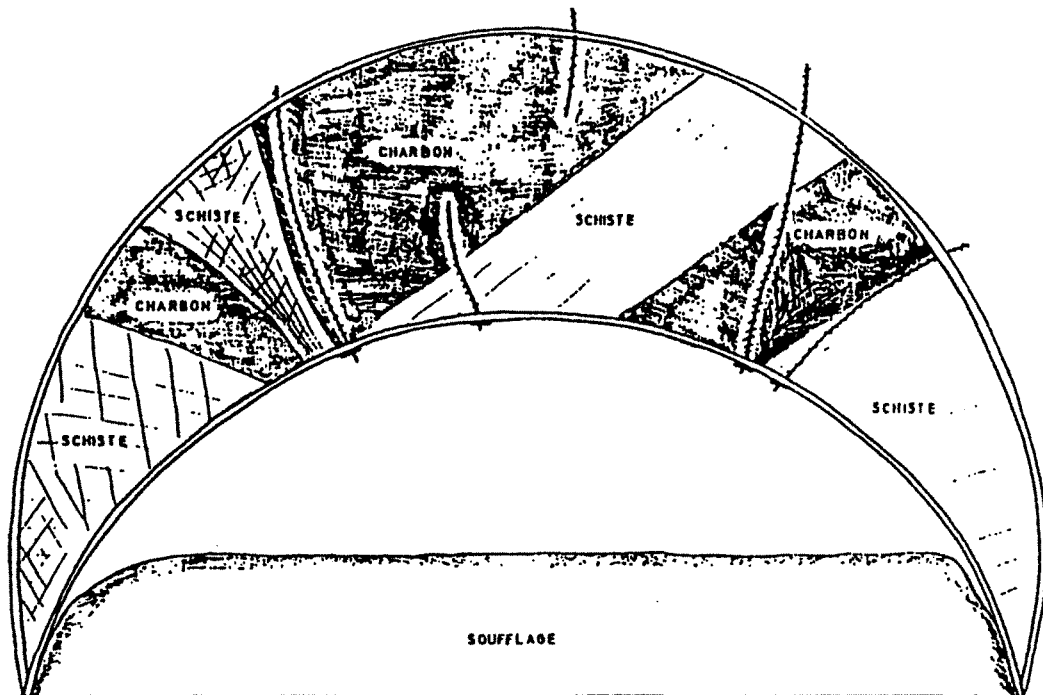
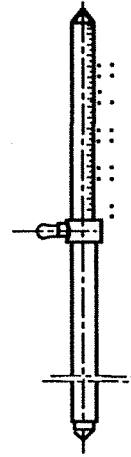
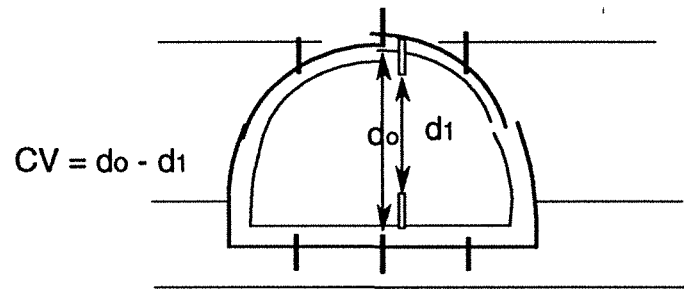
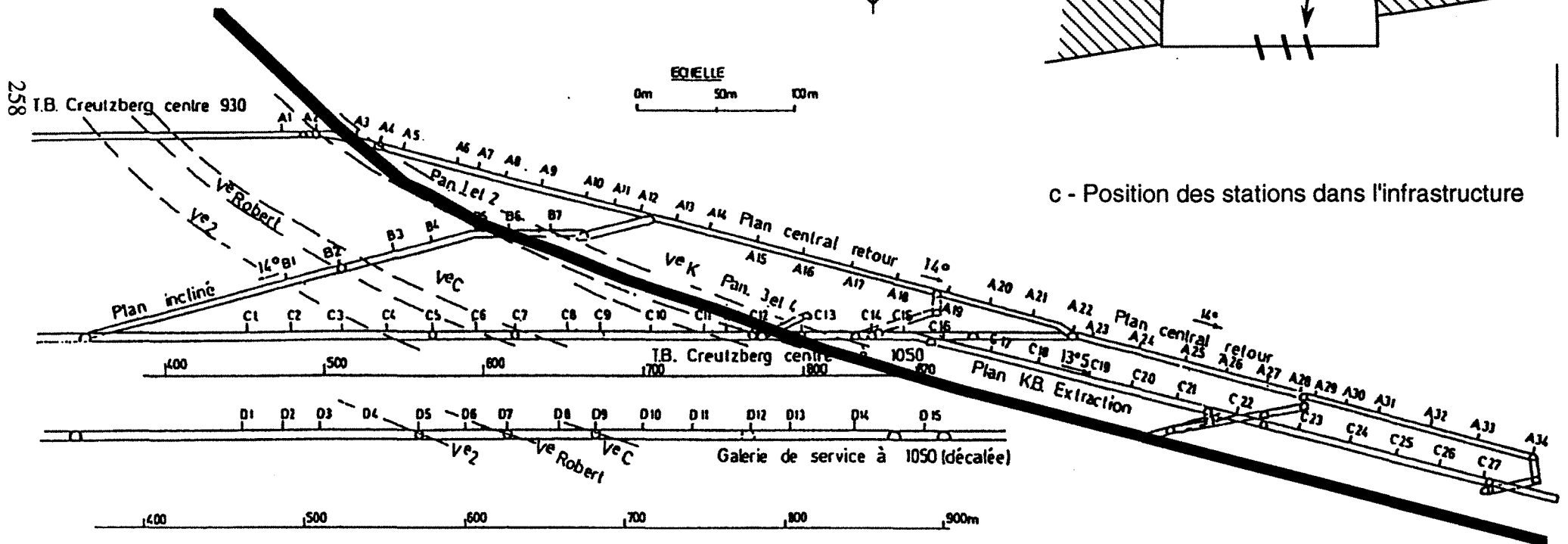
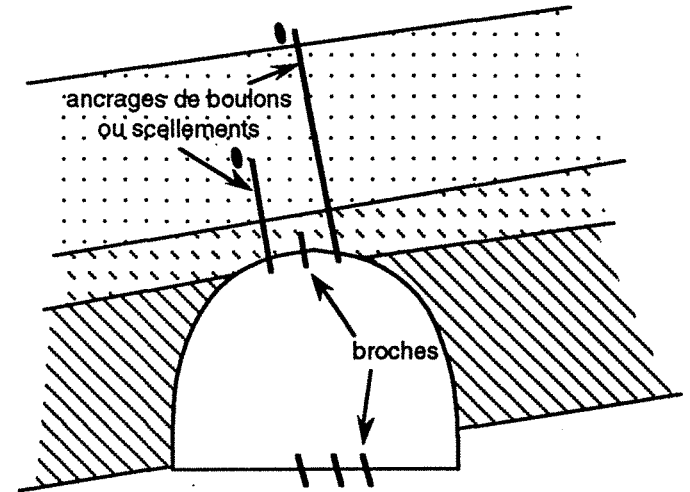


Fig. 3.21 : Aspect d'un front de remise à section

a - Convergences



b - Expansions



c - Position des stations dans l'infrastructure

Fig. 3.22 : Dispositifs simples pour la mesure des mouvements de terrains

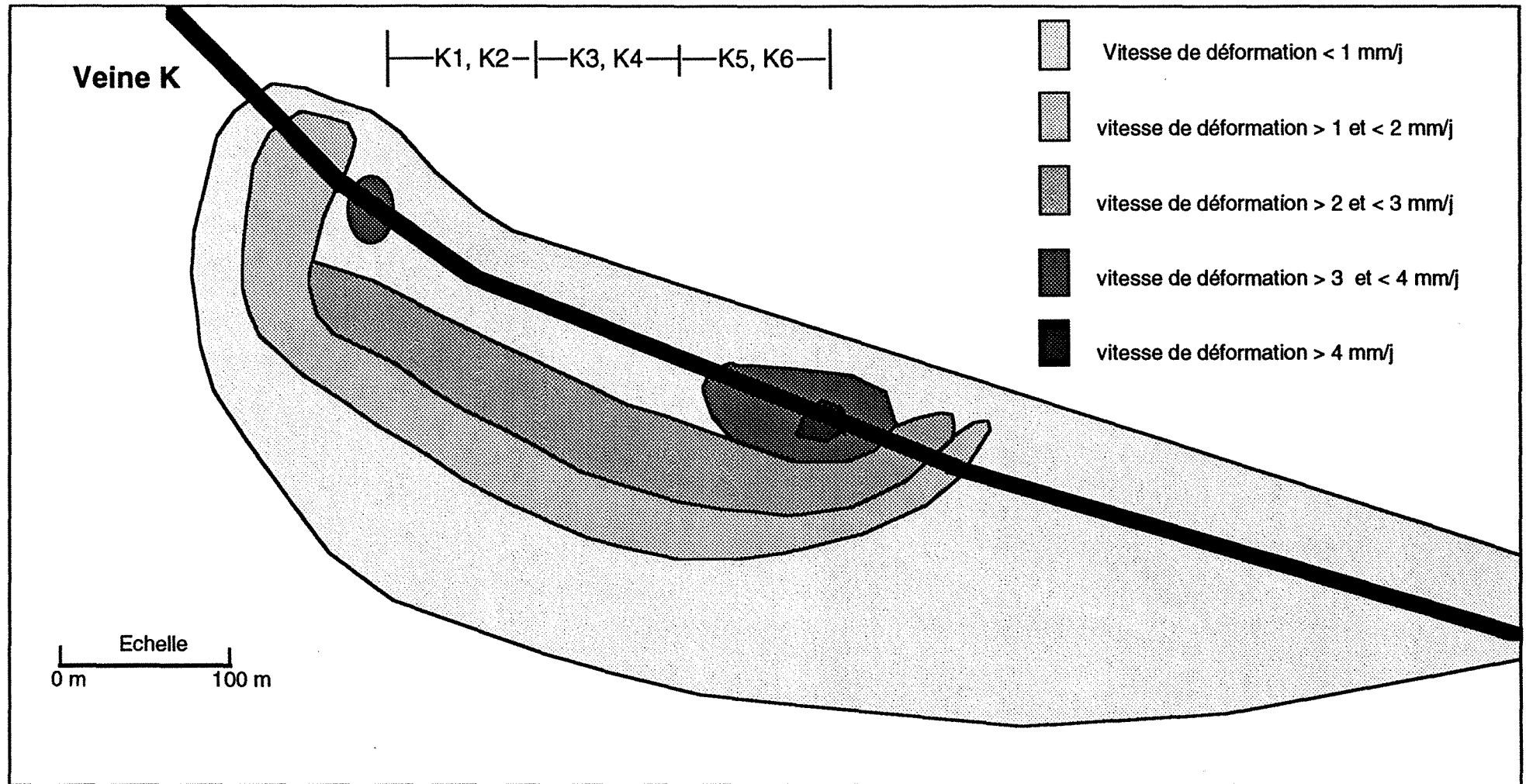


Fig. 3. 23 : Iso-valeurs de la vitesse de déformation dans les stations de mesure



La figure 3.22c, qui est une coupe verticale passant par le centre du pilier, donne la position des différentes stations.

Nous nous sommes essentiellement intéressés aux mesures de convergence et nous avons analysé leur évolution en fonction du temps et des séquences d'exploitation.

Il apparaît que les grandes déformations ont eu lieu surtout au mur de la veine K. La figure 3.23 représente les iso-valeurs de la vitesse de déplacement (en mm/jour). Les iso-valeurs sont pratiquement parallèles à la veine K. On peut remarquer deux pôles de fortes convergences, l'un correspond à la création du pilier entre les panneaux K<sub>1</sub> et K<sub>2</sub> (Fig. 3.20) et l'autre au pilier créé par les panneaux K<sub>3</sub> et K<sub>4</sub>. Cela apparaît plus significativement lorsque l'on examine la figure 3.24, représentant la convergence en fonction du temps pour les stations de groupe B :

- bien que situées à une distance importante des chantiers (supérieure à 100 m), les stations B1 et B2 sont influencées par l'exploitation, notamment celle des panneaux K<sub>3</sub> et K<sub>4</sub>.

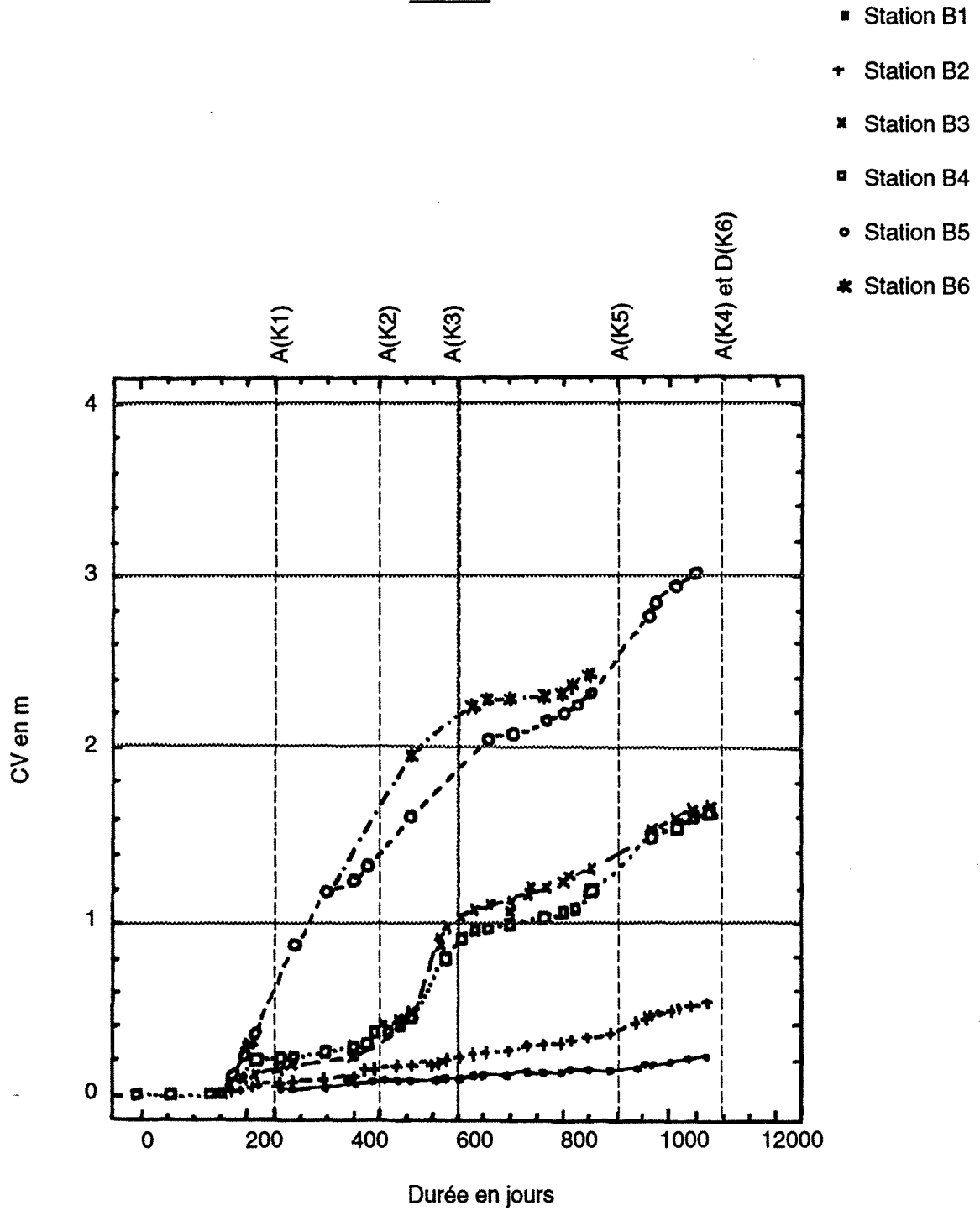
- quantitativement, les stations B3 et B4 (ainsi que 5 et 6) mesurent de grandes déformations lorsque le pilier entre les panneaux K<sub>3</sub> et K<sub>4</sub> est créé.

### 5.3. Modélisation numérique

#### 5.3.1. Description

Une modélisation en grand du pilier et des exploitations qui lui sont adjacentes a été entreprise à l'aide du code de calcul aux éléments finis CESAR-LCPC. La taille du modèle ne nous a pas permis d'envisager un calcul en 3 dimensions. Pour pallier cet inconvénient nous avons modélisé les coupes BB, CC et DD parallèles à la direction d'avancement des tailles (Fig. 3.20), afin d'évaluer les sollicitations sur le pilier pour différentes configurations d'exploitation. Puis nous avons modélisé la coupe AA passant par l'axe du pilier. Pour ce modèle, la géométrie des couches géologiques a été fidèlement représentée et nous y avons introduit localement, au niveau du chargement, les états de contraintes résultant des modèles BB, CC et DD.

Pour évaluer le taux de chargement du pilier, un coefficient a été introduit. Il est défini comme le rapport entre le rayon du cercle de Mohr à la rupture et le cercle construit par les contraintes principales majeures et mineures.



AKi : Arrêt d'une taille i en veine K

DKi : Démarrage d'une taille i en veine K

CV : Convergence en m

Fig. 3.24 : Convergence cumulée en fonction du temps

### 5.3.2. Résultats

#### a - Coupes perpendiculaires à l'axe du pilier (BB, CC, DD)

Pour cette configuration, trois calculs ont été effectués, permettant de prendre en compte :

- la variation de la largeur du pilier
- la distance entre le toit de la veine K et un banc rigide de conglomérat au toit.

Les caractéristiques mécaniques des différents niveaux ont été obtenues par des essais en laboratoire (cf. Annexe A.6).

Le Tableau 3.1, figure 3.25, rassemble les principaux résultats. Nous constatons qu'à largeur identique un pilier pourra avoir un comportement différent suivant qu'un banc rigide au toit sera plus ou moins proche de la couche exploitée.

En effet, si l'on compare les modèles BB et CC, le pilier est plus large pour le second (50 m de plus) alors que le taux de chargement est plus fort. Le fait de rapprocher de 15 m le banc de conglomérat du toit de la veine K diminue considérablement la contrainte principale mineure ( $\sigma_3$ ) et par conséquent le diamètre du cercle de Mohr correspondant augmente.

Sur la figure 3.25, nous avons représenté l'analyse de l'état de contrainte par rapport à la rupture. Nous remarquerons l'état stable du modèle DD, alors que la largeur du pilier n'augmente que de 25 m et que l'on rapproche le banc de conglomérat de 10 m.

Ce cas diffère des précédents, en effet le panneau  $K_6$  n'a été exploité que sur une distance de 350 m (Fig. 3.20).

Nous avons également étudié l'influence de la rigidité du banc de conglomérat au toit sur l'état de contrainte dans le pilier pour une géométrie donnée (pilier de 200 m de large et banc raide au toit situé à une distance de 20 m).

Il apparaît que la contrainte principale majeure ne varie absolument pas (Fig. 3.26), alors que la contrainte principale mineure augmente au fur et à mesure qu'augmente le module d'élasticité du conglomérat. Donc, en terme de rupture pour une géométrie fixée, la présence d'un banc raide au toit sous-jacent tend à décharger le pilier dans cette configuration.

N° du modèle	Tailles exploitées	Largeur du stot (m)	H (m)	$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_1$ (MPa)	F
BB	1 - 2	150	35	-134	-27	0,7
CC	3 - 4	200	20	-130	-6,8	0,58
DD	5 - 6	225	10	-82	-45	2

H : Distance verticale entre le toit de la veine K et le conglomérat

Tableau 3.1 : Contraintes principales au milieu de l'ossature (au coeur du pilier) pour les trois cas de calcul

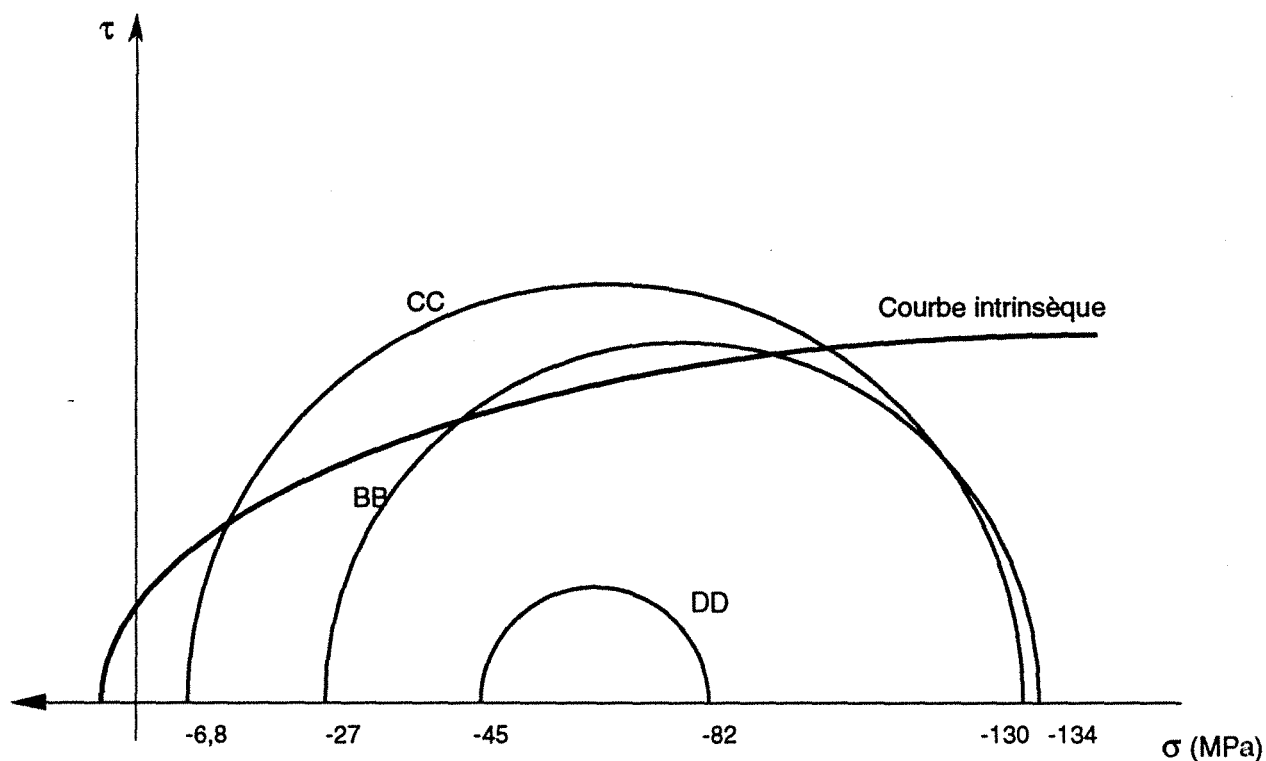


Fig. 3.25 : Etat de rupture pour chaque configuration

### **b - Coupe passant par l'axe du pilier (AA)**

Ce modèle passant par l'ossature, permet comme nous l'avons indiqué, de prendre en compte la géométrie du gisement. Nous avons limité le modèle à 550 m de hauteur et 1050 m de largeur afin de considérer l'ensemble des panneaux exploités (Fig. 3.27).

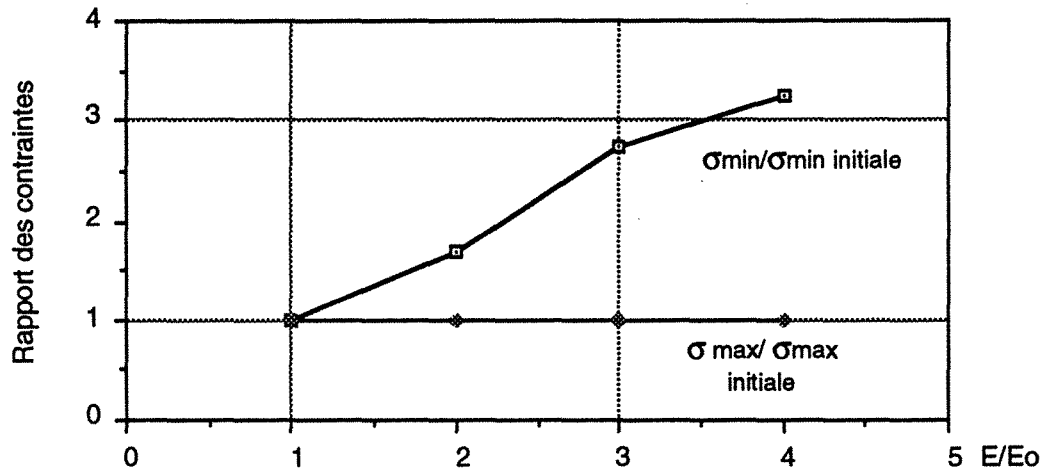
Sur la figure 3.28 sont représentées les contraintes principales. Nous remarquerons une concentration de contraintes dans la zone des tailles K<sub>5</sub> et K<sub>6</sub> et le fait que la contrainte principale majeure devient quasi-horizontale (parallèle au plan de la couche).

Ces résultats, bien que devant être confirmés par un calcul en 3 dimensions, sont en accord avec les déformations brutales que l'on a observées à cet endroit.

### **5.4. Conclusion**

L'analyse du comportement du pilier de protection des infrastructures du champ du Creutzberg nous a permis de mettre en évidence les éléments suivants :

- les grandes déformations dans le pilier commencent à apparaître lorsqu'une deuxième taille est exploitée de part et d'autre (K3 et K4),
- l'influence des exploitations est ressentie par les stations de mesure à des distances non prévisibles par les règles classiques de pression de terrains,
- il est important dans toute modélisation de prendre en compte la géométrie des couches (pendage) et de connaître les caractéristiques géomécaniques des terrains. La position exacte des différents bancs est importante.



$\sigma_{max\ initial} = -138\text{ MPa}$

$\sigma_{min\ initial} = -6,8\text{ MPa}$

$E\ initial = 18000\text{ MPa} = E_0$

Fig. 3.26 : Evolution des contraintes dans le pilier en fonction du module d'Young (E) du banc de conglomérat

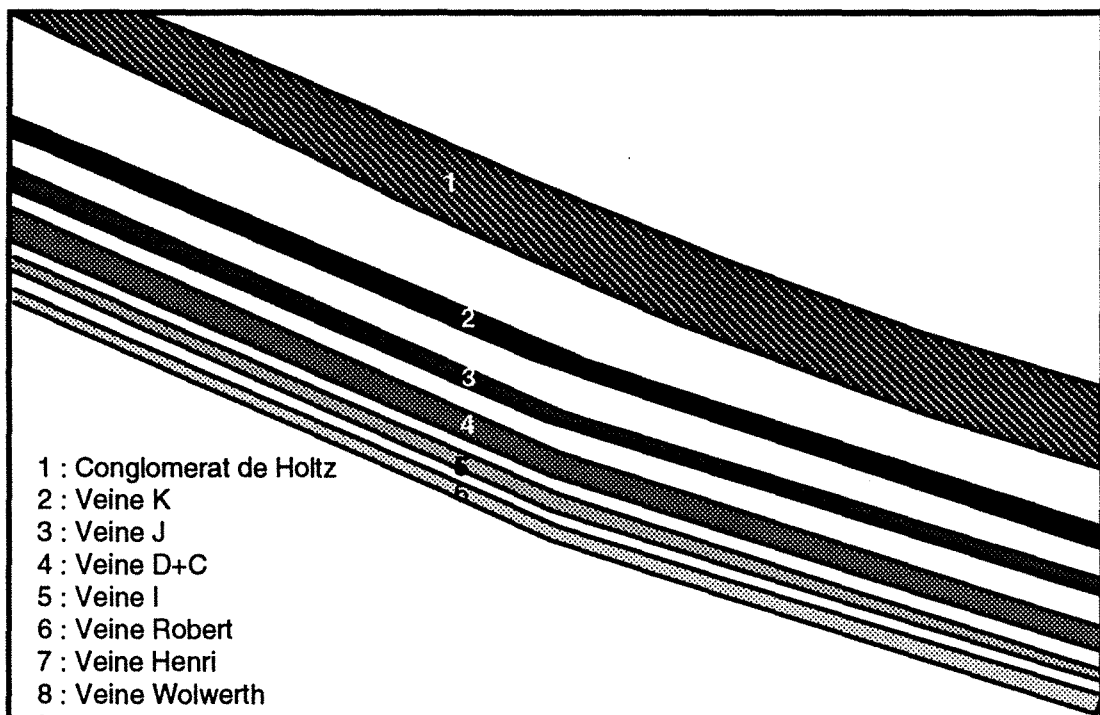


Fig. 3.27 : Coupe passant par le pilier (modèle AA)

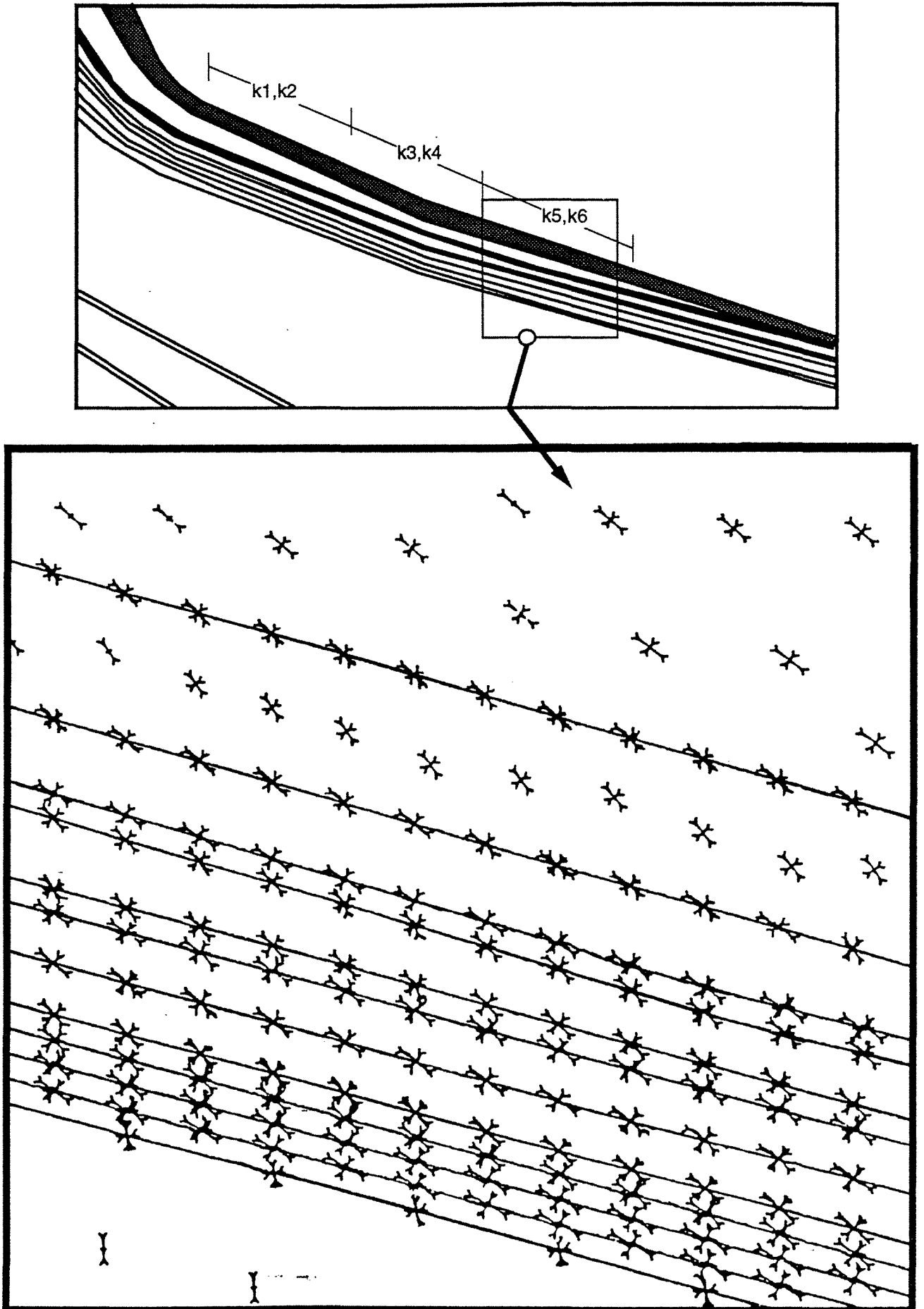


Fig. 3.28 : Directions des contraintes principales dans la zone de grande déformation (Panneaux K5 et K6)

## **6. Etudes effectuées sur les veines Henri et Wohlwerth (Wendel champ Marienau b)**

### **6.1. Le cas étudié**

Nous avons analysé précisément le comportement particulier dû aux conditions géologiques de la veine Henri, et ses conséquences sur le comportement d'une voie sous-jacente en veine Wohlwerth.

Nous avons cherché dans ce cas si la présence d'un pli au sein de l'exploitation pourrait avoir certains effets vis à vis du comportement des roches (toit, mur). La zone d'influence de l'exploitation peut être en effet, a priori modifiée par la position de la taille par rapport à l'axe du pli. Cette zone est-elle différente des cas où les couches sont horizontales?

Plusieurs couches de charbon sont présentes et se caractérisent par la forme du pli. Leur épaisseur varie entre 2 et 5 m. Le toit de la veine Henri est assez raide, il est constitué de conglomérat et le mur est composé de schistes et de grès (Fig. 3.29).

La voie de panneau I de la veine Wohlwerth, à l'aplomb du panneau I de la veine Henri subissant la culée frontale lors de l'excavation de panneau I de Henri, à 772 m de profondeur, est trouvée sans grande déformation d'après les observations et les mesures. Ce comportement favorable mérite d'être expliqué pour un futur chantier.

### **6.2. Modélisation**

Le but est de disposer d'un modèle qui permet d'expliquer ce comportement et de l'employer dans des cas similaires.

Pour cela, nous avons réalisé plusieurs études. Nous avons effectué une série de calculs en Eléments Finis, avec le code ELFI3F prenant en compte l'environnement de l'ouvrage. Nous nous sommes en particulier imposés d'introduire dans le modèle :

- la forme géométrique des couches (l'existence d'un pli),
- la lithologie des terrains entre les veines.(Fig. 3.29).



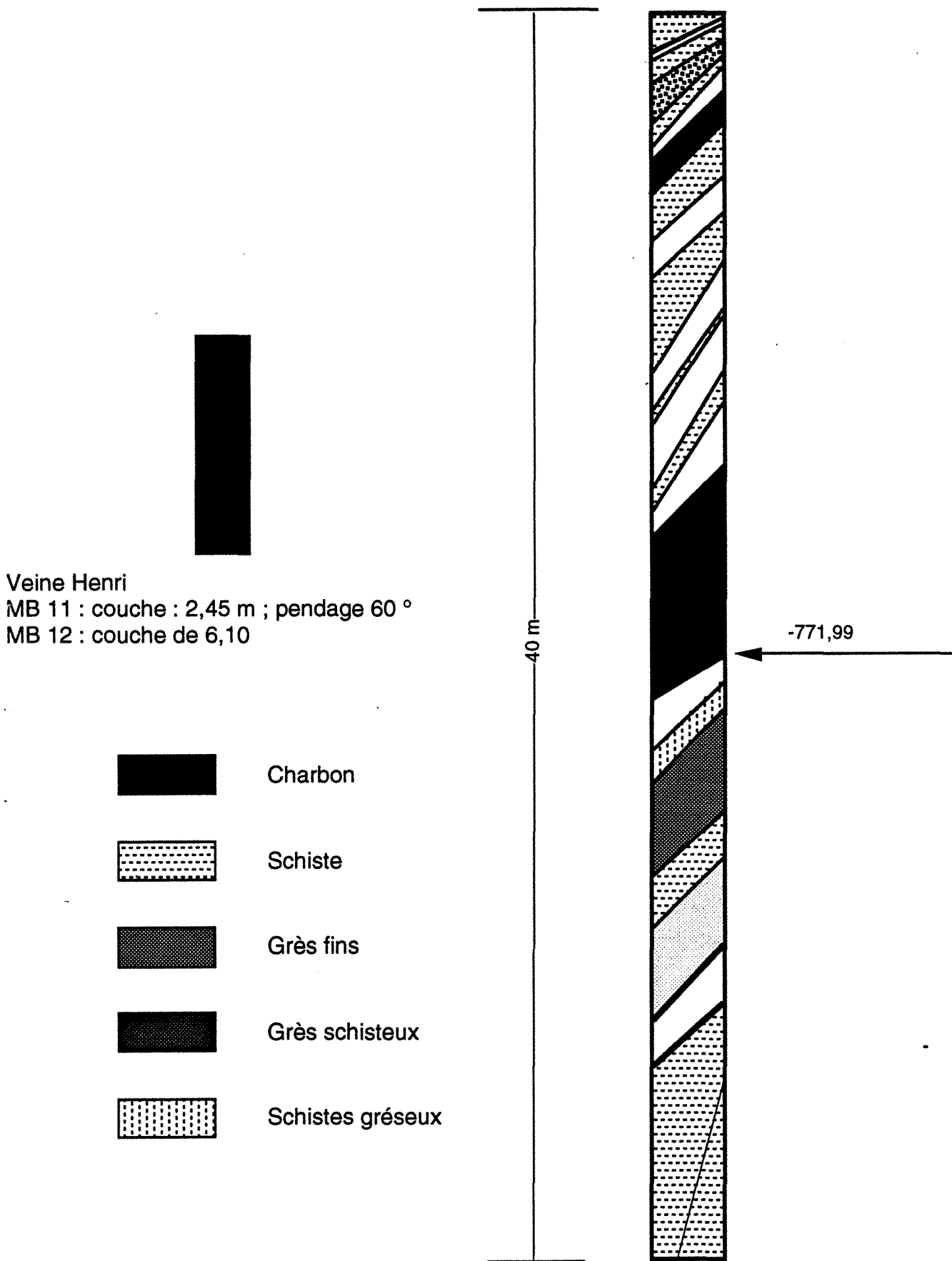


Fig. 3.29 : Coupe Lithologique au toit et au mur de la veine Henri dans le gisement de Cocheren (selon le Sondage MB. 12 et MB 11)

Les modèles représentent une coupe des terrains passant par la partie exploitée de la veine Henri (fig. 3.30). Les dimensions du modèle sont de 600 m en largeur et 330 m en hauteur. Le maillage est constitué de 3950 noeuds et 1900 éléments.

Deux hypothèses sont avancées pour permettre de faire les calculs en deux dimensions : l'hypothèse de déformations planes correspond à un pli cylindrique (Fig. 3.30) et l'hypothèse de symétrie de révolution modélise un pli en forme de dôme (Fig. 3.31). Ces choix permettent de comparer les deux solutions et leur validité par rapport aux observations in situ.

L'état de contraintes initiales, avant exploitation, n'a pas été mesuré à Marienau B. Nous avons supposé que le chargement est isotrope, la contrainte verticale étant égale à  $\gamma H$  (H étant la profondeur,  $\gamma$  le poids volumique des roches sus-jacentes).

Nous avons choisi les caractéristiques moyennes rassemblées dans le Tableau 3.2.

	E (Mpa)	$\nu$
TOIT DE HENRI	30000	0.25
CHARBON	3000	0,4
MUR DE HENRI	15000	0,25

**Tableau 3.2 : Caractéristiques géomécaniques utilisées**

### 6.3 Résultats

Nous nous sommes intéressés aux valeurs des déplacements à la surface à l'aplomb du milieu des modèles. Les contraintes horizontales et verticales sont calculés (Fig. 3.32) :

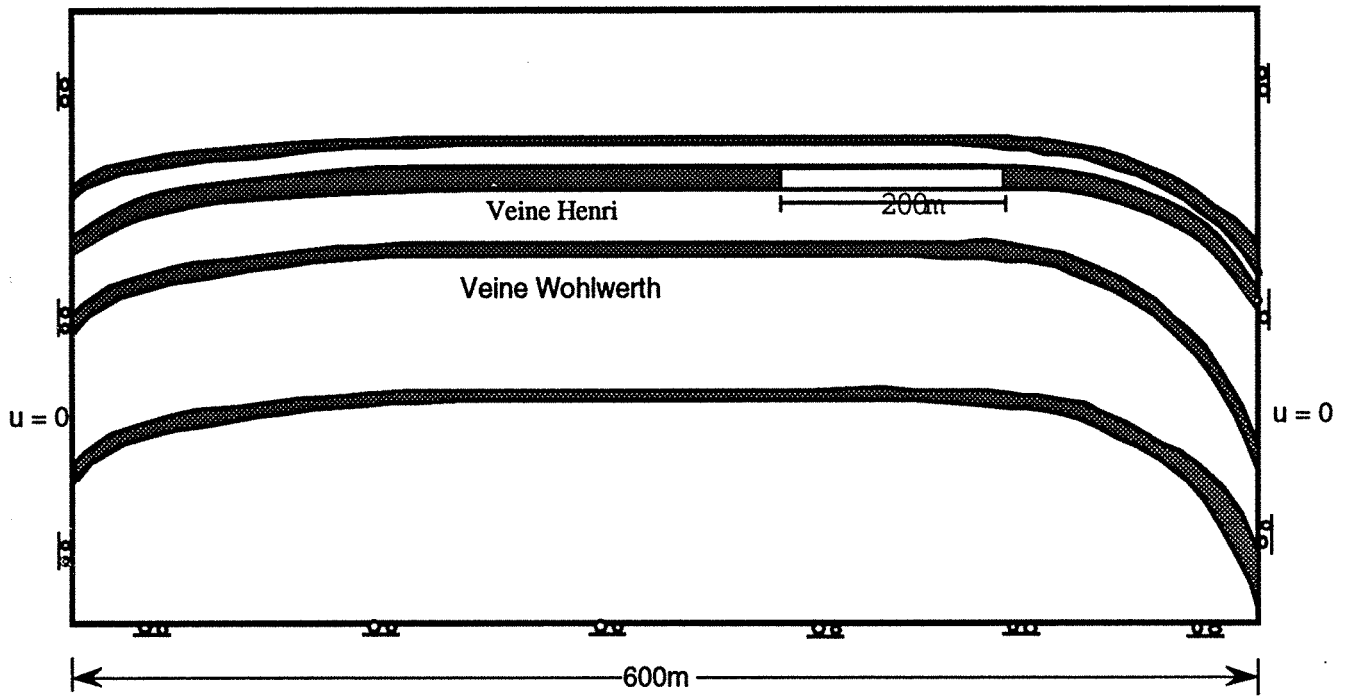


Fig. 3.30 : Modèle complet avec pli dissymétrique

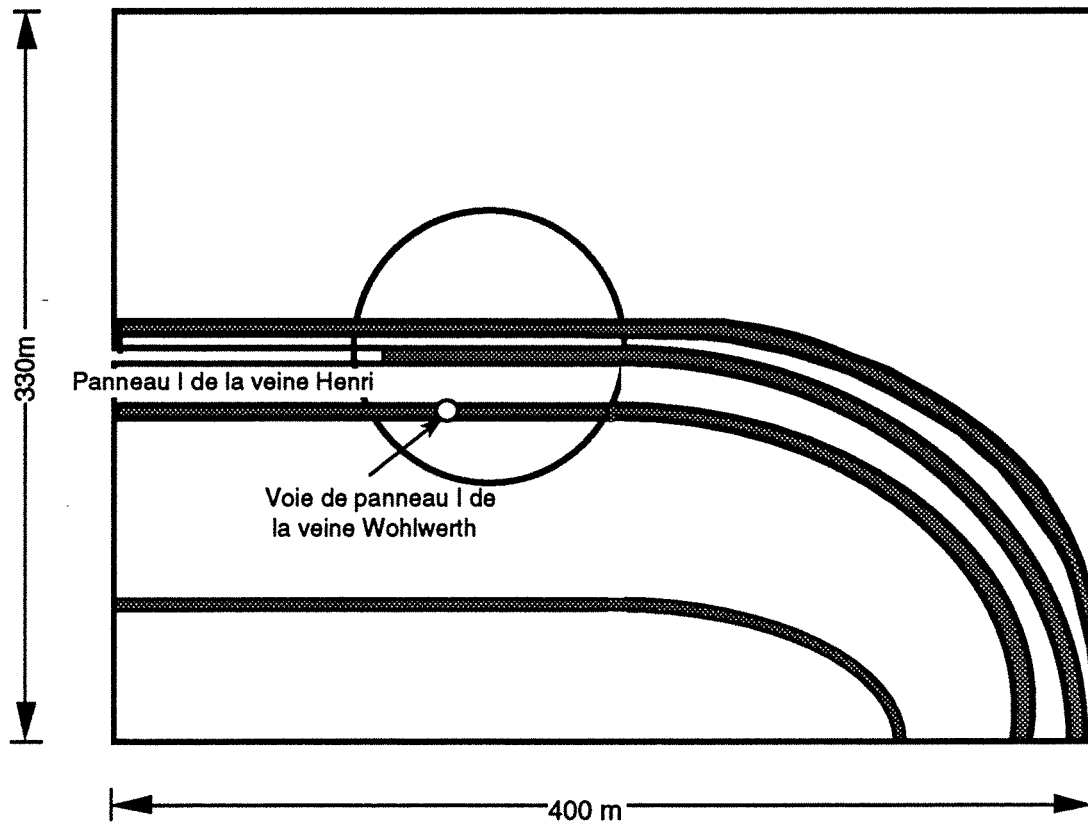
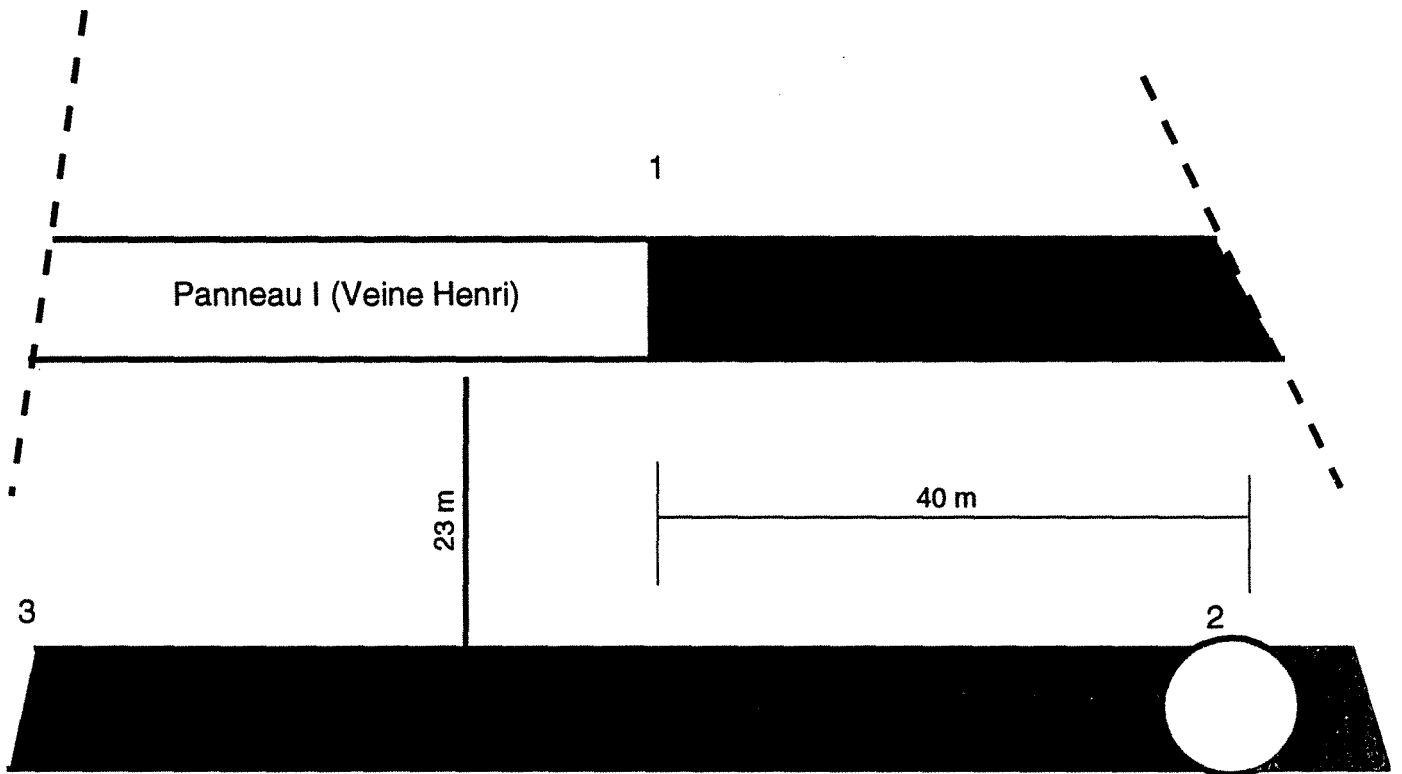


Fig. 3.31 : Modèle avec pli symétrique



Points de calcul :

1 : bord de panneau I de la veine Henri

2 : dans la veine Wohlwerth, à l'aplomb de milieu de panneau I de la veine Henri

3 : zone de la voie de panneau I de la veine Wohlwerth

Fig. 3.32 : Localisation de la veine Henri, de la veine Wohlwerth et des points de calcul

- aux bords de panneau I de la veine Henri,
- la zone de la voie de panneau I de la veine Wolhwerth.
- Veine Wolhwerth, à l'aplomb du milieu de panneau I de la veine Henri.

		Bord de panneau I Henri		Voie de panneau I Wolhwerth	
		L=200 m	L=400 m	L=200 m	L= 400 m
D.P.	D.V Cm	37	107	7	17
	$\sigma_h$ MPa	-35	-75	-24	-37
	$\sigma_v$ MPa	-67,5	-100	-31	-52
S.R.	D.V Cm	26	67	3	8
	$\sigma_h$ MPa	-32	-55	-21	-28,5
	$\sigma_v$ MPa	-40	-70	-26	-37,5
D.P./S.R.	D.V	1,42	1,60	2,30	2,12
	$\sigma_h$	1,1	1,36	1,14	1,3
	$\sigma_v$	1,31	1,42	1,19	1,39

L : Largeur de la taille en m.

D.P : Déformation plane.

S.R : Symétrie de révolution.

contraintes initiales

$$\sigma_{ho} = \sigma_{vo} = -20 \text{ MPa}$$

Module d'Young

$$E_{\text{toit}} / E_{\text{mur}} = 2$$

D.V. : Déformation verticale

**Tableau 3.3 : Comparaison des déplacements et des contraintes en déformations planes et en symétrie de révolution**

Nous constatons que (Tableau 3.3) :

**Aux bords de panneau I de Henri :**

- les déplacements, les contraintes verticales et les contraintes horizontales sont plus importants en déformation plane qu'en symétrie de révolution,
- la différence entre les résultats (contraintes horizontales, verticales et déplacement) de déformation plane et de symétrie de révolution croît avec la largeur,

**La voie de panneau I de Wolhwerth** subit des contraintes induites par l'exploitation de panneau I de Henri, moins élevées en symétrie de révolution que en déformation plane. On a calculé un tenseur des contraintes quasiment isotrope (-21 et -26 MPa) en symétrie de révolution et celui en déformation plane est anisotrope (-24 et -31 MPa). Donc cette voie pourrait bénéficier de la forme de dôme (modélisée en symétrie de révolution) pour être moins déformée car la déformation dans cette zone est 2,3 fois inférieure en symétrie de révolution que en déformation plane.

**Le milieu de la veine Wohlwerth** (mur de Henri) se trouve dans une zone détendue, la contrainte verticale atteint -4 MPa soit  $(0,2x\sigma_{v0})$ . La contrainte horizontale atteint -8 MPa soit  $0,4x\sigma_{ho}$ .

Notons que ce rapport est identique pour une excavation de 400 m en symétrie de révolution et une excavation de 200 m en déformation plane. Dans le cas où l'exploitation peut être simulée par l'hypothèse de symétrie de révolution, les terrains sont beaucoup moins affectés par l'exploitation.

#### **6.4. Influence de la contrainte horizontale**

Nous avons réalisé deux calculs avec un chargement anisotrope. Le premier où la contrainte horizontale est égale à 10 MPa, ce qui correspond à la moitié de la contrainte verticale initiale. Le deuxième pour lequel la contrainte horizontale est égale à 40 MPa soit deux fois la contrainte verticale initiale.

Les déplacements verticaux et les contraintes verticales sont indépendants du chargement horizontal à cause des dimensions de l'excavation (200 m x 5 m). En revanche les contraintes horizontales aux bords de la taille sont respectivement égales, pour les deux calculs à 0,7 et 1,9 fois la contrainte horizontale obtenue dans le cas d'un chargement isotrope. Au milieu de l'excavation, une contrainte de traction de 6,5 MPa apparaît au toit de Henri pour le premier cas, pour le deuxième cas la contrainte est de 17,5 MPa en compression.

Ces résultats sont indépendants de l'hypothèse de calcul (déformation plane ou symétrie de révolution).

### 6.5. Influence du module d'Young

Nous avons simulé trois cas pour illustrer l'influence du module d'Young au toit de Henri :

- un milieu homogène où le module d'Young du toit est égal au module d'Young du mur,
- un module d'Young du toit de Henri égal à 2 fois le module d'Young du mur,
- un module d'Young du toit de Henri égal à 3 fois le module d'Young du mur.

Nous avons constaté que:

- les déplacements à la surface à l'aplomb du milieu des modèles diminuent au fur et à mesure que la différence entre les deux modules d'Young (toit et mur), grandit,

- le déplacement au mur de Henri (toit de Wohlwerth) varie légèrement, il est compris entre 12 et 14 cm,

- le déplacement au toit de Henri est plus sensible au module d'Young. La figure 3.33 montre l'évolution des déformations en fonction du rapport des modules (toit / mur). Il varie entre 30 cm et 15 cm,

- aux bords de la taille en veine Henri, les contraintes verticales et horizontales varient dans le sens inverse du module d'Young. La contrainte verticale est comprise entre -55 et -45 MPa, la contrainte horizontale est comprise entre -33 et -25 MPa (Fig. 3.34), et la contrainte horizontale au milieu de l'excavation est beaucoup plus influencée par le module d'Young (Fig. 3.35). Elle passe d'une traction de 2 MPa à une compression de -7,5 MPa quand le toit se rigidifie.

- dans la veine Wohlwerth, les déplacements et les contraintes ne dépendent quasiment pas de la variation du module d'Young du toit de Henri.



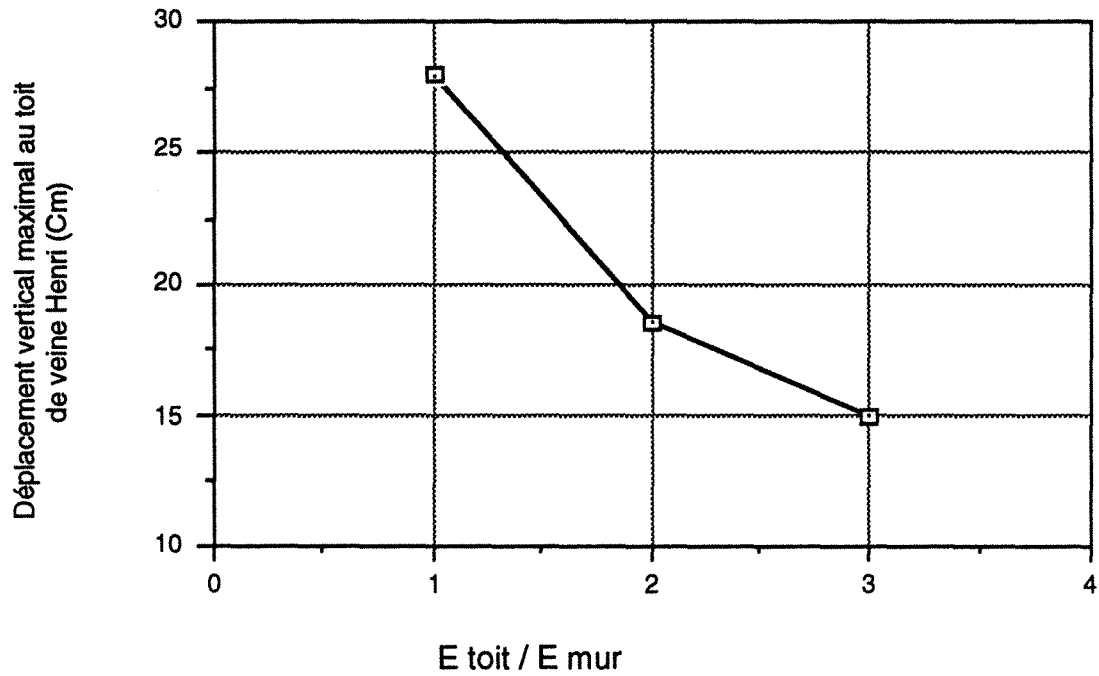


Fig. 3.33 : Influence du module d'Young (E) du toit de la veine Henri sur le déplacement maximal au toit de la veine.

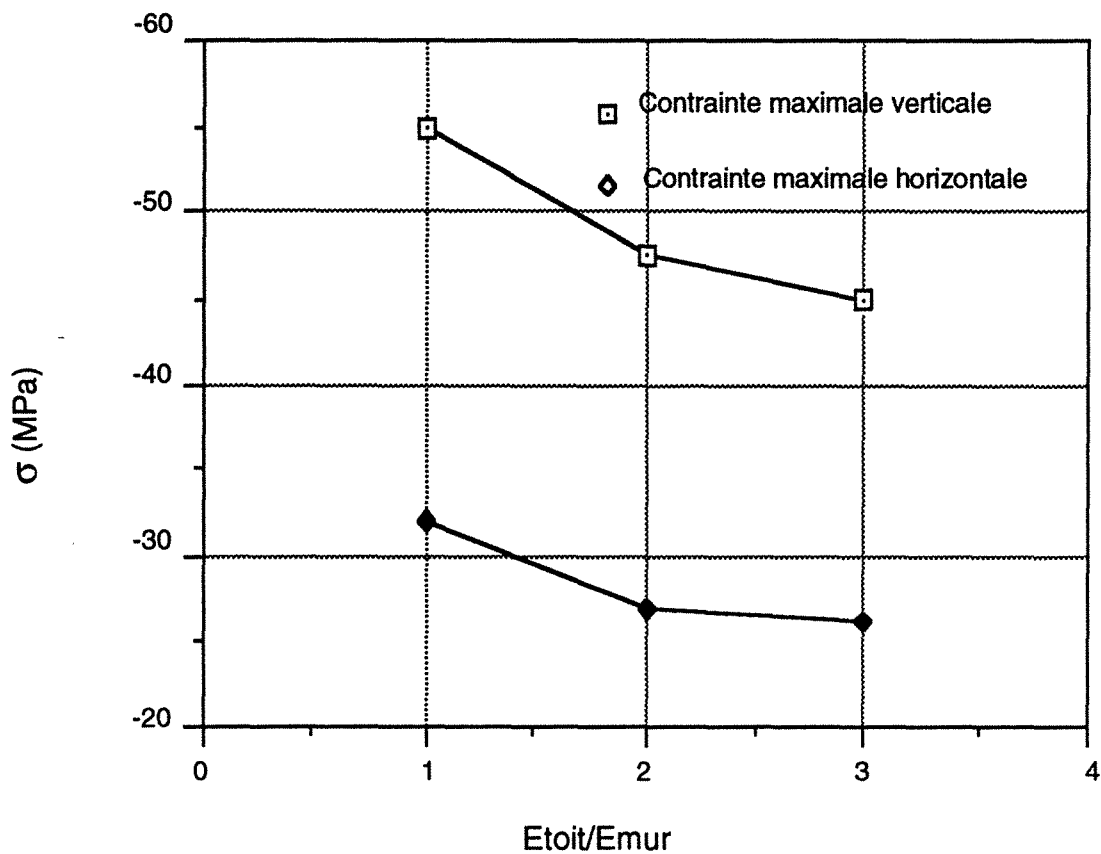


Fig. 3.34 : Influence du module d'Young (E) du toit de la veine Henri sur les contraintes maximales aux bords de la taille.

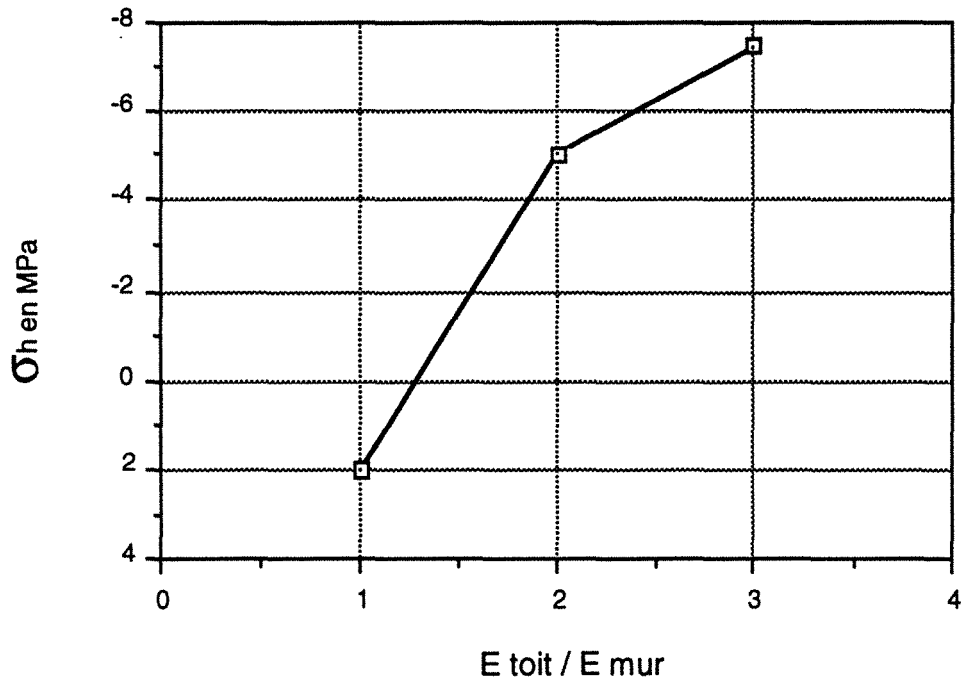


Fig. 3.35 : Influence du module d'Young (E) du toit de la veine Henri sur la contrainte horizontale au milieu de l'excavation

## 6.6. Conclusion

Les calculs par la méthode des Eléments Finis ont donné des résultats qui permettent d'expliquer la bonne tenue de la voie de Wohlwerth. L'hypothèse de la symétrie de révolution aboutit à des contraintes et des déplacements moins importants que celle de l'hypothèse de déformation plane. Dans le cas où une exploitation est réalisée dans des structures géologiques (pli en forme de dôme) l'hypothèse de la symétrie de révolution favorise la stabilité des ouvrages situés dans un volume d'influence moins important.

Cette voie subit en effet un état des contraintes moins importantes en supposant que l'hypothèse de symétrie de révolution est valable. La modélisation, en utilisant l'hypothèse de symétrie de révolution semble plus réaliste dans le cas où on a des excavations de forme cylindrique (plusieurs tailles).

Nous avons aussi essayé, à l'aide de ce modèle, de mettre en évidence et d'analyser l'influence de la forme géométrique (pli) sur le comportement des terrains. Les calculs en présence du pli ne sont guère différents des calculs en couches horizontales. Cela peut s'expliquer par les limites de l'outil du calcul employé.

Les caractéristiques du toit de Henri semblent jouer un rôle important sur les contraintes et en particulier sur les contraintes horizontales aux bords de panneau I de la veine Henri.

## 7. Conclusion

Les cas sur lesquels nous avons été amenés à travailler avaient tous un double objectif :

- le premier est de pouvoir définir les causes responsables de tel ou tel comportement particulier;
- le deuxième est d'établir une connaissance pour mieux prévoir et agir dans des conditions identiques d'exploitation.

Ces cas étudiés montrent que : dans des conditions difficiles, les règles de planification des chantiers établies pour des cas simples ne sont pas valables pour un gisement dense. Les phénomènes dynamiques qui ont affecté les chantiers semblent pouvoir être en partie expliqués par ces problèmes de volume d'influence. Les modèles nous ont aidé à déterminer les conditions et les causes des

déformations et de rupture. Ils sont capables de remplir leur rôle dans ces cas particuliers moyennant un investissement concernant la description géologique et une caractérisation détaillée des différents types de roches.

Le modèle de prévision de l'affaissement minier pour l'exploitation en Provence est désormais possible et opérationnel, pas seulement pour prévoir l'affaissement à la surface, mais aussi pour prédire les zones qui sont potentiellement à risques à cause des discontinuités existantes ou à cause de phénomènes de ruptures associés.

Le comportement particulier du pilier de protection des infrastructures du champ de Creutzberg serait causé par la présence d'un toit raide, et une direction d'avancement défavorable. Nous avons dans ce cas profiter des mesures pour assister le modèle. L'effet du stot que l'on retrouve assez loin et les détenteles insuffisantes peuvent expliquer les très fortes déformations observées dans la voie de la veine Frieda IV.

Ces cas nous ont permis de mettre en évidence qu'il est important dans toute modélisation de prendre en compte la géométrie des couches (pendage) et de connaître les caractéristiques géomécaniques des terrains. La position exacte des différents bancs est importante.

Les caractéristiques des roches et le tenseur des contraintes initiales sont les paramètres mal connus et qui influencent les comportements des ouvrages concernés par l'exploitation.

## BIBLIOGRAPHIE

AL HEIB M., 1990

Tentative d'explications des phénomènes observés dans la veine Frieda par une modélisation en grand du gisement de Cocheren. RI CERCHAR, 90 (1) 31.71.1135 n° 2 NM 7 p.

AL HEIB M., PIGUET J.P., BEN SLIMANE K., NOIREL J. F., 1992

Analysis of the behaviour of a pillar at great depth in a French coal mine. 3rd Mining, Petroleum and Metallurgical Engineering Conference. Cairo Egypt. p.p. 152-163.

AL HEIB M. 1991

Etudes effectuées sur les veines HENRI, WOHLWERTH (WENDEL, CHAMP MARIENAU B), Laboratoire de Mécanique des Terrains- CERCHAR 91-71-5022 n°1 N.M, 5 p.

ARCAMONE J., 1980

Méthodologie d'étude des affaissements miniers en exploitation totale et partielle  
Application au cas des Houillères de Provence. Thèse de Docteur Ingénieur. INPL - Nancy - France.

ARCAMONE J. 1989

Houillères Bassin Centre Midi- Unité de Provence. Conseil en matière d'affaissements miniers.  
Rapport interne, 8 p.

BEN SLIMANE 1990

Sismicité induite et exploitation. Etude CECA (Communauté Européenne du Charbon et de l'Acier)  
n° 7220 - AF/308. Rapport Final, 45 p.

GAVIGLIO P., R. REVALOR, J.P. PIGUET, M. DEJEAN, 1988

Tectonic Structure, Strata Properties and Rockbursts Occurrence in a French Coal Mine, Proc. 2nd  
Int. Symp. "Rockbursts and Seismicity in Mines", Minneapolis, (Ed.) Balkema. p.p. : 289 -294.

GAVIGLIO P., 1985

La déformation cassante dans les calcaires fuvéliens du Bassin de l'Arc. Comportement des terrains et  
exploitation minière, Thèse de Doctorat d'Etat, Université de Provence, 219 p.

JOSIEN J.P., 1981

Lutte contre les coups de couche. Convention CECA n°7220 AC/307. Rapport final, 75 p.

NOIREL J.F. & BEN SLIMANE K., 1990

Planification des voies de taille et adaptation de leur soutènement dans un gisement très dense soumis à de fortes contraintes latérales. *Studia Geotechnica et Mechanica*. n° 1-2 (1990) p. p : 31-42.

REVALOR R., 1985

Maîtrise des phénomènes dynamiques. Rapport final EUR. 10072. Convention d'étude 7220-AC/312. Communauté Européenne du Charbon et de l'Acier : 91 p.

VUILLOD E., 1991

Activité sismique associée à l'exploitation minière : localisation et étude des mécanismes au foyer, mémoire de DEA, IPG Strasbourg.

# CONCLUSION GENERALE





Nous avons exposé dans ce mémoire les problèmes des “pressions de terrains” rencontrés lors de l’exploitation par longue taille. Ces problèmes présentent une complexité qui, malgré les études réalisées, demeure réelle. La discussion et l’analyse montrent l’importance des paramètres de planification, l’expérience prouve que les règles de planification ne sont pas adaptées aux exploitations actuelles.

Il faut aussi noter que, les études de cas montrent que l’étendue de la zone exploitée (plusieurs tailles) entraîne un volume influencé par l’exploitation très important et induit ainsi des problèmes sérieux pour l’exploitant.

Les règles classiques de pression des terrains ne prennent pas en compte certains paramètres de l’exploitation, notamment les discontinuités, la stratification, la largeur des panneaux et le mode de traitement de l’arrière taille.

Nous avons rappelé que la taille était souvent remblayée. Les règles de pressions de terrains ont été établies dans des conditions qui ne représentent plus la méthode actuelle d’exploitation qui se définit et se réalise avec des tailles foudroyées de largeurs de plus en plus importantes. L’environnement géotechnique de l’exploitation ne faisait pas partie des ces règles, bien qu’il soit présent dans chaque projet d’exploitation.

Il ressort de la première partie de cette étude que les “pressions des terrains” et le volume d’influence d’une exploitation par la méthode de longue taille dépendent des facteurs :

1) Imposés par l’exploitant :

- l’utilisation du remblai,
- la largeur de panneau.

2) Les conditions naturelles d’une exploitation :

- présence d’un toit composé de bancs de natures très variées,
- contraintes initiales ou tectoniques anisotropes.

Ces conditions ne peuvent pas être étudiées sans employer la simulation numérique qui se distingue des autres méthodes par son efficacité et son coût très faible.

Nous disposons actuellement d’outils de modélisation plus développés grâce auxquels nous avons réexaminé l’ensemble des paramètres. Nous avons ainsi essayé de nous approcher de plus en plus de la réalité à partir de modèles utilisant des méthodes numériques différentes.

Les objectifs fixés, rappelons-les, étaient :

- mieux comprendre le comportement des terrains,
- intégrer dans la décision de l'exploitant le maximum de données,
- établir une méthodologie opérationnelle dans chaque cas.

Les paramètres auxquels nous nous sommes particulièrement intéressés sont :

- \* les zones qui subissent l'influence de l'exploitation,
- \* les valeurs des surcontraintes,
- \* l'affaissement à la surface,
- \* l'orientation des contraintes principales.

L'orientation que nous avons choisie tient compte de la complexité réelle, et donc la simplicité de la modélisation a été imposée pour pouvoir établir des conclusions à la fois efficaces et simples. Des modèles ont été réalisés pour chaque paramètre pris indépendamment.

De l'ensemble de ces études se dégagent les points suivants :

- La taille remblayée est une méthode d'exploitation efficace pour les problèmes des "pressions de terrains" car l'exploitant peut réaliser des tailles de grandes largeurs tout en conservant un volume d'influence plus ou moins constant. Néanmoins, elle pose des problèmes d'ordre économique. La taille foudroyée, quant à elle, est intéressante sur le plan économique mais les "pressions de terrains" ainsi que l'affaissement induit sont plus importants. Les paramètres des "pressions de terrains" dépendent de la qualité du foudroyage qui lui, dépend des terrains sus-jacents et sous-jacents. Dans le cas où le foudroyage est de bonne qualité et constitue un véritable appui, son comportement global s'approche du comportement d'une taille remblayée. Une telle qualité de foudroyage est difficile à assurer. L'influence de l'exploitation devient beaucoup plus importante, qu'il soit au fond ou à la surface.

La pression de terrain se déterminait à partir du rapport de la contrainte verticale et de la contrainte verticale initiale. Cette définition néglige l'importance des autres contraintes (horizontales) qui varient en fonction des données tectoniques et pas seulement de la profondeur, comme la contrainte verticale. Nous avons redéfini ce volume d'influence, en tenant compte non seulement de la contrainte verticale, mais aussi de l'ensemble des tenseurs des contraintes principales et de la direction du panneau par rapport aux directions des contraintes initiales. Il est nécessaire, dans ce

cas, de connaître les valeurs des contraintes principales et leur orientation .

Nous avons aussi étudié la direction de l'avancement d'une taille en fonction du tenseur des contraintes ; ce point a une double importance :

- dans le cas d'une seule taille, le choix d'une direction favorable à la fracturation du toit immédiat permet d'éviter une zone à grand porte-à-faux ou l'emmagasinement de l'énergie se libérera par la suite, de façon incontrôlée.

- minimiser les contraintes dans un pilier planifié à l'avance et qui ne prend ses dimensions qu'à la fin de l'exploitation. Cette étude a été réalisée avec la nouvelle méthode de modélisation par phases qui a montré que l'on peut mieux se rendre compte de l'évolution des contraintes pendant l'avancement.

Les modèles élastiques basés sur la méthode des Eléments Finis restent toujours très efficaces et rigoureux pour l'étude de la répartition des contraintes autour d'une excavation dans le massif rocheux continu ou pseudo-continu.

Le calcul plastique, utilisé pour tenir compte d'un comportement non linéaire, ne permet pas davantage de rendre compte des phénomènes des pressions de terrains. Il ne confirme que les phénomènes élémentaires dont le modèle élastique a rendu compte. Dans ce type de problèmes, nous ne conseillons pas de faire appel à ces méthodes. Le comportement plastique des discontinuités peut être intéressant, voire même nécessaire, pour rendre compte des phénomènes difficilement expliqués par les modèles continus élastiques.

La modélisation par la méthode des Eléments Distincts permet d'étudier et d'analyser le comportement d'un toit hétérogène. Les bancs de stratification et éventuellement les failles jouent un rôle très important dans tous les phénomènes de rupture, sans oublier l'estimation de l'affaissement à la surface de l'exploitation qui touche aussi les problèmes liés à l'habitat. Cette modélisation est plus difficile à réaliser, mais elle a l'avantage de fournir des résultats explicatifs et des réponses à des questions où les autres méthodes de prévision échouent. Un nombre important de calculs a été réalisé, permettant à l'exploitant de se faire une idée de l'importance de tel ou tel paramètre.

Ainsi, l'exploitant peut choisir les mesures et faire les observations qui permettent de tirer les résultats utiles pour diagnostiquer un phénomène considéré comme anormal. Par exemple, la stratification du toit et du mur de l'exploitation, ainsi que les contraintes in situ méritent d'être précisées pour chaque quartier. Avec ces deux paramètres, la planification peut être mieux réalisée et on peut ainsi économiser les efforts dépensés à la résolution de certains problèmes. Un banc rigide

est une source de phénomènes dynamiques de par la concentration des contraintes qui sont amplifiées, pour des contraintes horizontales élevées. Cette situation fréquente a été mise en évidence grâce à cette modélisation.

Nous avons cherché à valider cette nouvelle démarche, en étudiant les mesures d'affaissements et les résultats du modèle numérique. Cet affaissement a un rôle important dans la politique de planification et d'exploitation. Ce modèle peut calculer l'affaissement dans des conditions qui ne sont pas classiques. L'exploitant dispose de la courbe empirique pour une première estimation, la modélisation aussi est capable de faire cette prévision de l'affaissement et même d'expliquer pourquoi la courbe empirique ne prévoit pas un affaissement. Le modèle empirique n'est valable que pour une seule taille, le modèle tient compte de plusieurs exploitations dans le même niveau ou à des niveaux différents.

Ce modèle de foudroyage en Eléments Distincts demande une investigation plus complète car cette méthode fait intervenir de nouveaux paramètres géométriques et géomécaniques. Ces paramètres agissent différemment sur le comportement du foudroyage, les valeurs de contraintes et de déplacements. Les caractéristiques des roches et le tenseur des contraintes initiales sont les deux paramètres les moins connus et qui influencent le plus les comportements des ouvrages concernés par l'exploitation.

La modélisation par la méthode des Eléments Distincts est à présent la méthode la plus performante pour étudier le processus du foudroyage, car ce dernier est formé de blocs. Les discontinuités jouent un rôle essentiel pour le comportement du massif rocheux. La crédibilité de cette méthode vient de ce qu'elle rend compte de l'ordre de grandeur des déplacements réels mis en jeu.

De nouvelles règles de pression des terrains, adaptées pour des cas simples, mais qui tiennent compte de ces nouvelles données sont établies à partir de la modélisation et des conditions réelles de chantiers. Elles permettront aux différents exploitants de mieux maîtriser les problèmes rencontrés dans des chantiers d'exploitation.

Les cas auxquels nous sommes confrontés avaient tous un point commun : **définir** les causes responsables de tel ou tel comportement particulier, afin de **prévoir** et **d'agir** dans des conditions identiques d'exploitation.

Dans des conditions difficiles, les règles de planification des chantiers, établies pour des cas simples, ne sont pas valables pour un gisement dense. Les modèles sont capables de remplir ces besoins moyennant un investissement concernant la description géologique et une caractérisation détaillée des différents types des roches.

Les cas étudiés montrent que, dans certaines configurations, nous n'échappons pas à la modélisation comme outil, car elle est en mesure de rendre compte des phénomènes où a priori les conditions locales ne sont pas défavorables. Mais certaines conditions moins faciles à estimer peuvent être à l'origine de ces phénomènes (fortes contraintes horizontales, une direction d'avancement défavorable, ...). Dans ce cas, l'application des règles des pressions de terrains semble mal adaptée. Nous ne pouvons pas généraliser l'utilisation de la modélisation dans la planification, mais il est intéressant de vérifier, pour des cas différents, les règles générales utilisées par la modélisation.

Dans ce mémoire, plusieurs formes complexes de modélisation se sont succédées pour décrire le comportement des ouvrages souterrains, en s'adaptant et en s'enrichissant face à des problèmes nouveaux et à de nouvelles applications. Il reste toujours acquis qu'aucun modèle, malgré sa complexité ne peut prétendre à l'universalité, qui lui donnerait le pouvoir de relier, dans une explication cohérente, tous les phénomènes observés sur site. C'est à partir de cette idée que nous avons élaboré la méthodologie de modélisation dans le cas d'une exploitation faisant intervenir un grand volume de terrains.

Dans toute modélisation, les résultats dépendent de la géométrie, des caractéristiques géomécaniques des terrains, et des contraintes naturelles. Plutôt que de chercher une modélisation qui demande encore plus de paramètres, qui sont sans intérêt pour les exploitants ou très difficiles à estimer correctement, l'étude des données citées auparavant doivent être favorisées pour rendre la modélisation encore plus performante.

Il est absurde de développer des modèles complexes, mettant en jeu des paramètres, dont la caractérisation est difficile et dont on ignore parfois la signification physique.

Toutes ces formes de modélisation s'harmonisent et se complètent pour contribuer à la compréhension des phénomènes observés sur sites.

## CONCLUSION GENERALE

---

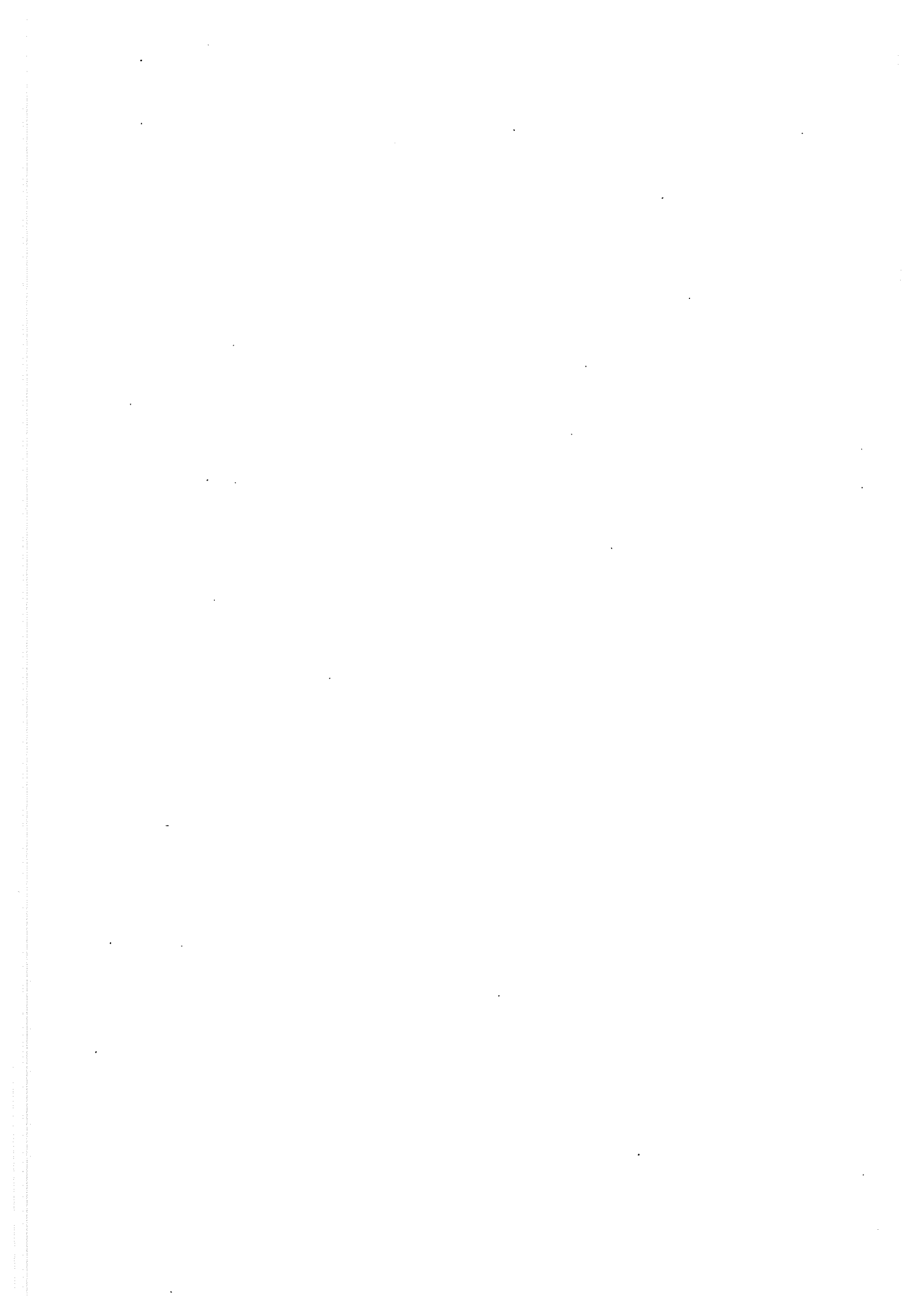
Tous les modèles reposent sur des hypothèses simples pour pallier l'éventuel manque d'informations. La validation est donc indispensable. Cette opération est assurée par la confrontation des résultats de la modélisation et du comportement réel observé, ou apprécié par des mesures.

La crédibilité de notre méthodologie réside dans sa capacité d'expliquer les phénomènes observés ou constatés.

Une meilleure planification des chantiers ne pourra se faire que par l'élaboration d'un outil de modélisation et de simulation prenant en compte les véritables conditions in situ de l'exploitation.

ANNEXES

1. APPROCHES ET METHODES
2. CONTRAINTES AUTOUR D'UNE GALERIE CIRCULAIRE
3. CALCUL EN PLASTICITE
4. PRESENTATION DU CODE UDEC
5. CARACTERISTIQUES GEOMECANIQUES D'UN JOINT.
6. CARACTERISATION GEOMECANIQUE DU SONDAGE S 87,  
HBL/ U.EFORBACH
7. PROBLEME EN SYMETRIE DE REVOLUTION





**1. APPROCHES ET METHODES**



Différentes méthodes peuvent être utilisées en vue d'étudier les effets des phénomènes de pression des terrains. On distingue classiquement :

- \* les mesures et observations in situ,
- \* les analyses théoriques,
- \* la modélisation qui peut être :
  - Physique (en laboratoire).
  - Numérique

A cause de la complexité et de la variabilité des structures géologiques des terrains, il n'existe actuellement pas une méthode globale qui puisse résoudre tout les problèmes de pression des terrains. Chacune de ces trois approches, souvent associées, possède ses spécificité. Nous allons présenter brièvement ces trois approches. Par la suite, nous allons décrire de manière plus détaillée la deuxième approche (théorique et numérique).

## 1. Mesures et observations in situ

Grâce à l'installation in situ de dispositifs et d'appareils de mesure, on peut quantifier les informations significatives et représentatives des effets de pression des terrains (déplacement, contraintes, fissuration ...) qui nous servent de données de base pour choisir la méthode d'exploitation et de soutènement. Les appareils, la technique et les résultats sont déjà couverts par une abondante littérature. Parmi les trois méthodes usuelles d'étude, seuls les résultats de celle-ci peuvent refléter directement la réalité. Cette méthode permet de connaître en particulier :

- \* la convergence des terrains, définie par le rapprochement relatif de deux repères ancrés dans la paroi de l'excavation (fig. A.1.1).
- \* l'expansion des terrains, obtenue par la mesure du déplacement relatif de deux repères à l'intérieur du massif, dans des forages de longueurs variables (fig. A.1.1).
- \* l'état des contraintes, et aussi des variations des contraintes provoquées par l'exploitation (fig. A.1.2).

Cependant, la mise en oeuvre de ces mesures soulève :

- 1- elle nécessite des investissements humains et matériels importants,
- 2- il est difficile de l'appliquer dans certaines zones (par exemple, à l'arrière du front de taille où la connaissance des contraintes et du mécanisme de foudroyage et très importante).

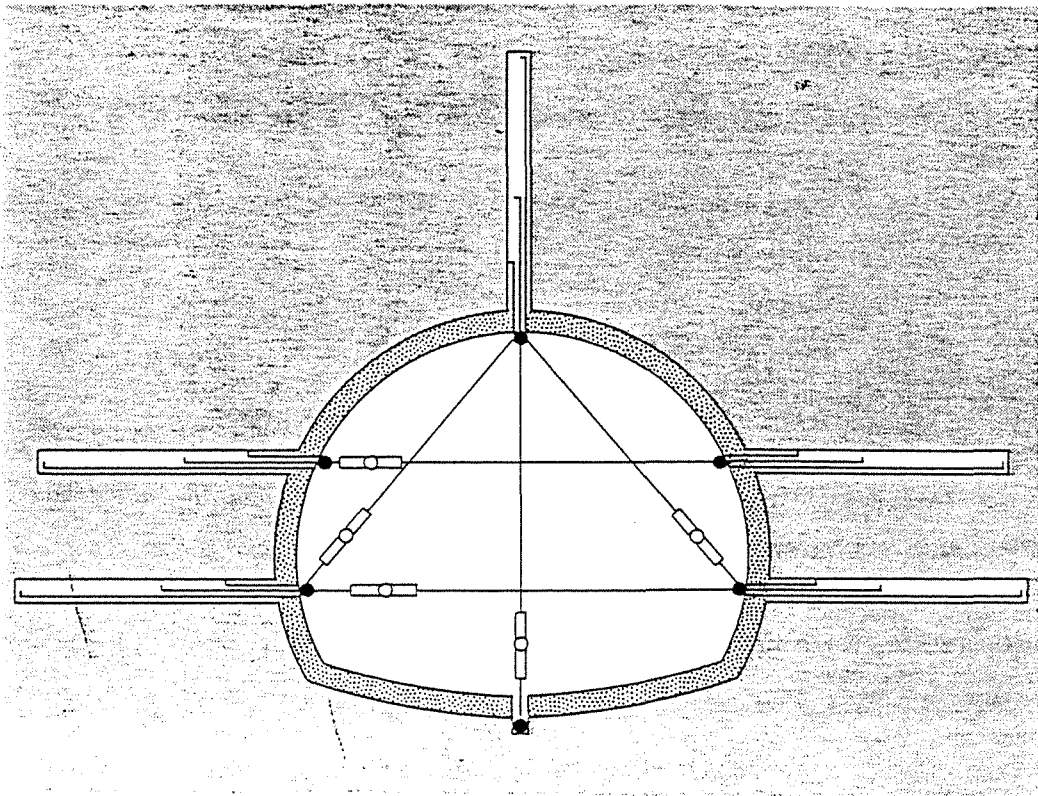


Fig. A. 1.1: Dispositifs des mesures de convergence et d'expansion

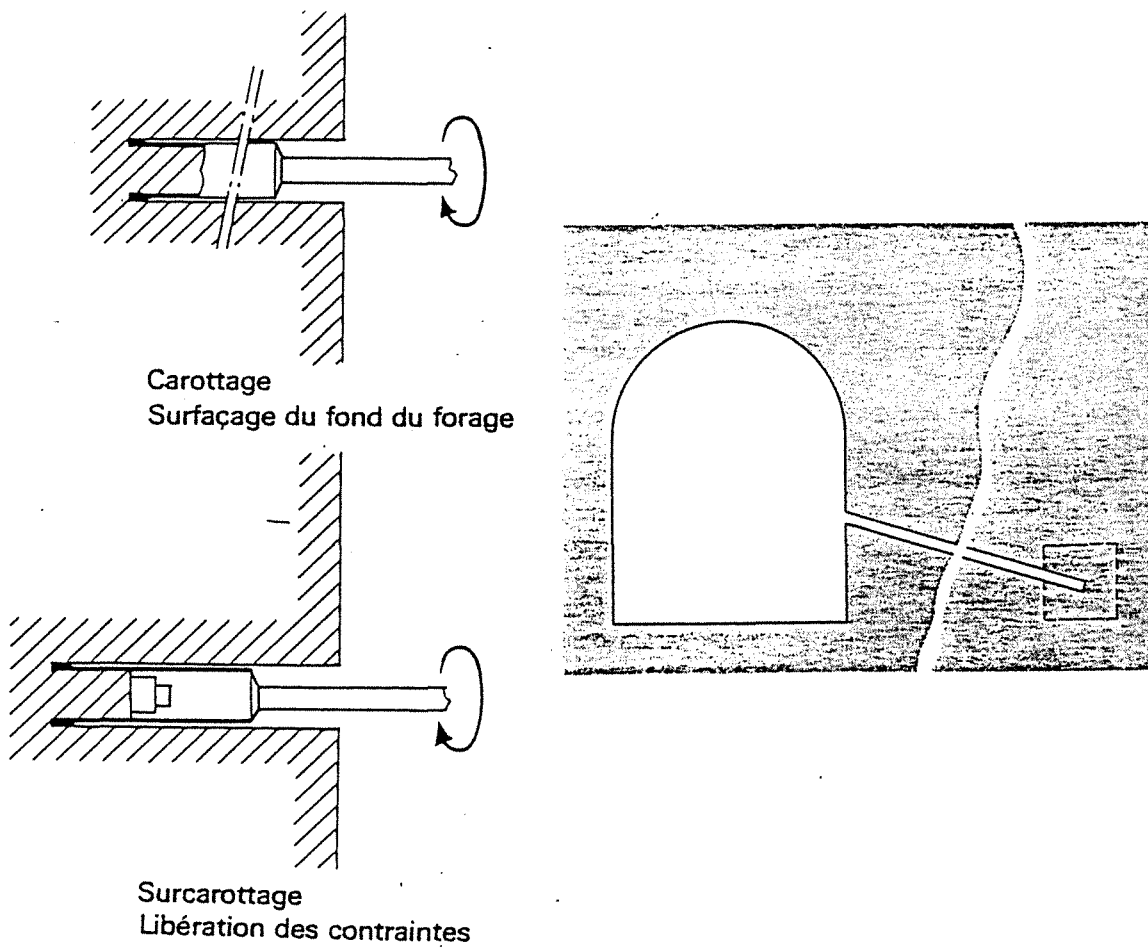


Fig. A. 1.2 : Dispositifs des mesures de contraintes par surcarottage

## 2. Analyses théoriques

En admettant quelques simplification et hypothèses, certains phénomènes de pression de terrains peuvent être décrits par différentes théories s'appuyant souvent sur le comportement rhéologique (théorie de l'élasticité, de l'élasto-plasticité, des blocs et de la rupture, etc ...). En fonction des propriétés géomécaniques et structurales des massifs rocheux, on met en oeuvre les théories correspondantes. A cause de la complexité des structures des terrains, l'application des théories analytiques conduit souvent à des équations complexes qui sont impossibles à résoudre analytiquement ; on a alors recours aux calculs numériques.

## 3. Modélisation

La modélisation est très multiforme et remplit plusieurs fonctions vitales pour le développement de Mécanique des roches. Ces fonctions d'après PIGUET (PIGUET, 1990) :

- fonction descriptive
- fonction explicative
- fonction prévisionnelle
- fonction opérationnelle

Le modèle employé dans cette thèse est défini comme permettant l'étude des massifs rocheux à l'échelle des ouvrages à des excavations de grandes dimensions.

### 3.1. Modélisation physique en laboratoire

En modélisation physique, il est courant de distinguer :

- \* la modélisation par photo-élasticimétrie,
- \* la simulation par analogie électrique,
- \* la modélisation par matériaux équivalents (maquettes).

La modélisation en matériaux équivalents est l'une des méthodes les plus utilisées en géotechnique. Les deux premières sont quasi abandonnées au profit des méthodes numériques qui ont montré leurs performances et leur aptitude à répondre aux questions posées par les exploitants.

La modélisation physique en matériaux équivalents consiste à reproduire au laboratoire une situation réelle à une échelle plus petite en utilisant des matériaux équivalents (LING LI, 1990). Les matériaux équivalents doivent présenter des propriétés semblables à celles des roches réelles et permet de comprendre et simuler le phénomène observé (fig. A.1.3).

### 3.2. Modélisation numérique

La modélisation numérique repose sur des méthodes de calcul, qui ont depuis ces dernières années, largement bénéficié de l'essor de l'outil informatique. Cette méthode permet de calculer les contraintes, les déplacements et d'analyser la rupture des roches. Les progrès réalisés et les développements sont considérables dans ce domaine. Les logiciels tels que (CESFI, ELFI3F, UDEC, CESAR et ANSYS) peuvent résoudre des problèmes en géomécaniques, dans un milieu homogène ou hétérogène, continu ou discontinu, isotrope ou anisotrope, à deux ou à trois dimensions. Ces méthodes sont fondées sur la résolution des équations déjà connues en physique.

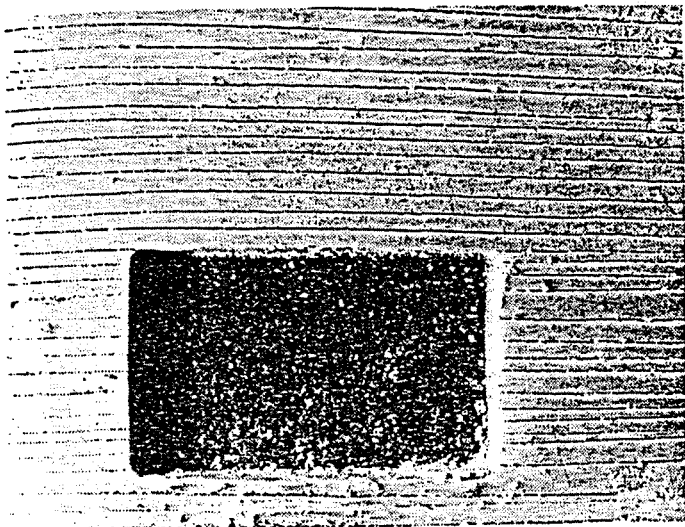
#### 3.1.1. Modélisation par la méthode des éléments finis

Au cours de ces dernières années, on a constaté un progrès des modèles "mécanistes" du type éléments finis. Cette méthode appartient à la catégorie des méthodes différentielles. Elle est basée sur une discrétisation du massif rocheux en éléments continus (fig. A.1.4). Elle permet d'obtenir la précision souhaitée et de tenir compte avec précision de la géométrie réelle de l'ouvrage, de l'hétérogénéité et de l'anisotropie des terrains et des contraintes initiales.

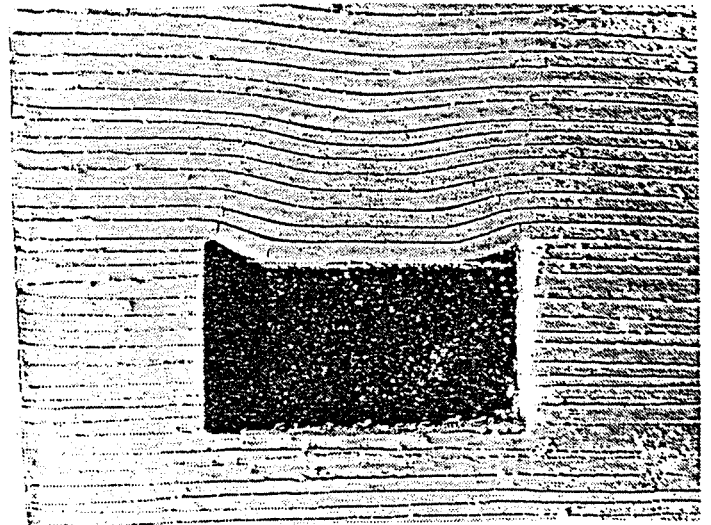
Ces modèles permettent par exemple dans les exploitations minières, un repérage à assez grande échelle des situations d'influence et des configurations d'exploitation favorables ou défavorable. Cette méthode est très performante lorsqu'il s'agit d'étudier la répartition des contraintes au voisinage d'une excavation en terrain non fissuré .

Les modèles offrent en outre la possibilité d'étudier l'influence de certains facteurs, tels que l'ouverture, la stampe (distance entre deux couches) le décalage (dans le cas de plusieurs influences), et les caractéristiques mécaniques des différents terrains.

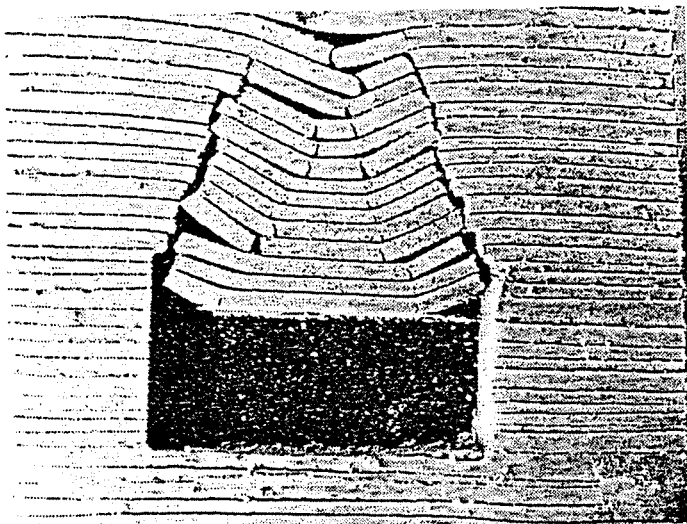
La résolution du système des équations du type  $F = K U$  se fait par une méthode dite implicite, par opposition aux méthodes "explicite" (F : résultante des forces aux noeuds du maillages dont le déplacement U, K matrice de raideur du système mécanique modélisé).



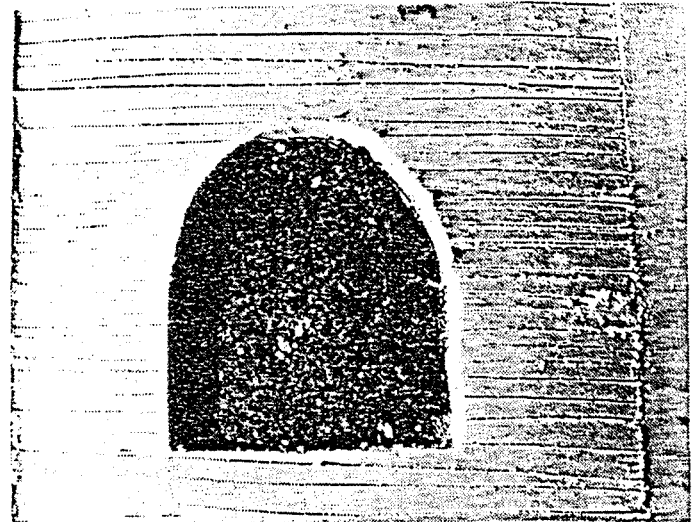
(a)



(b)



(c)



(d)

Fig. A. 1.3 : Modélisation de comportement des ouvrages par des modèles physiques

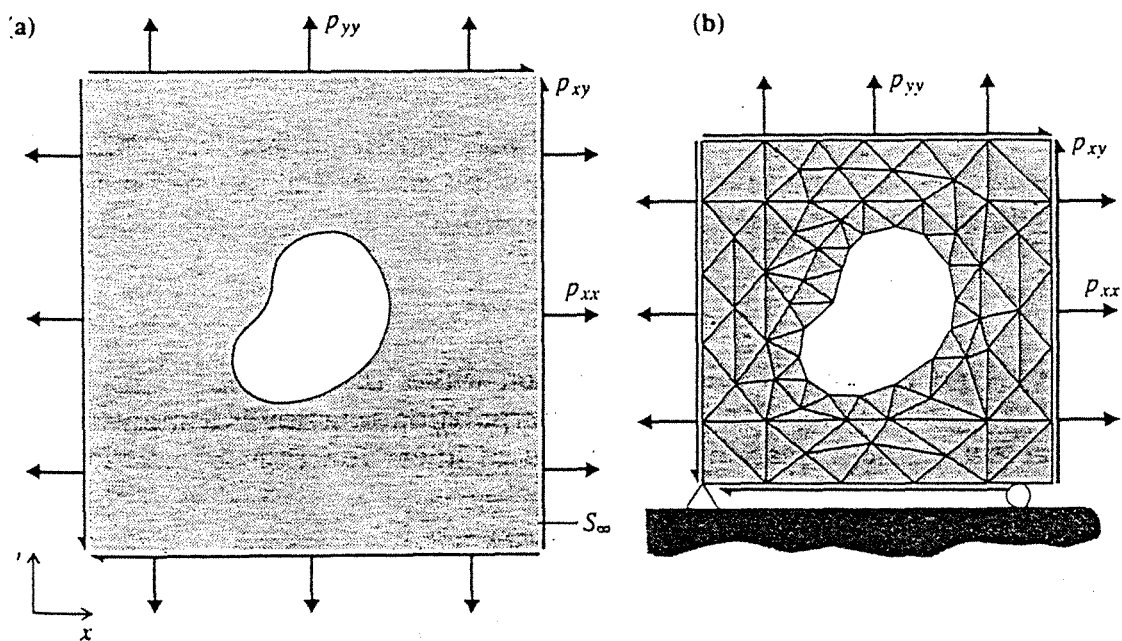


Fig. A. 1 -4 : Modélisation de comportement des ouvrages en milieu continu par la méthode des éléments finis

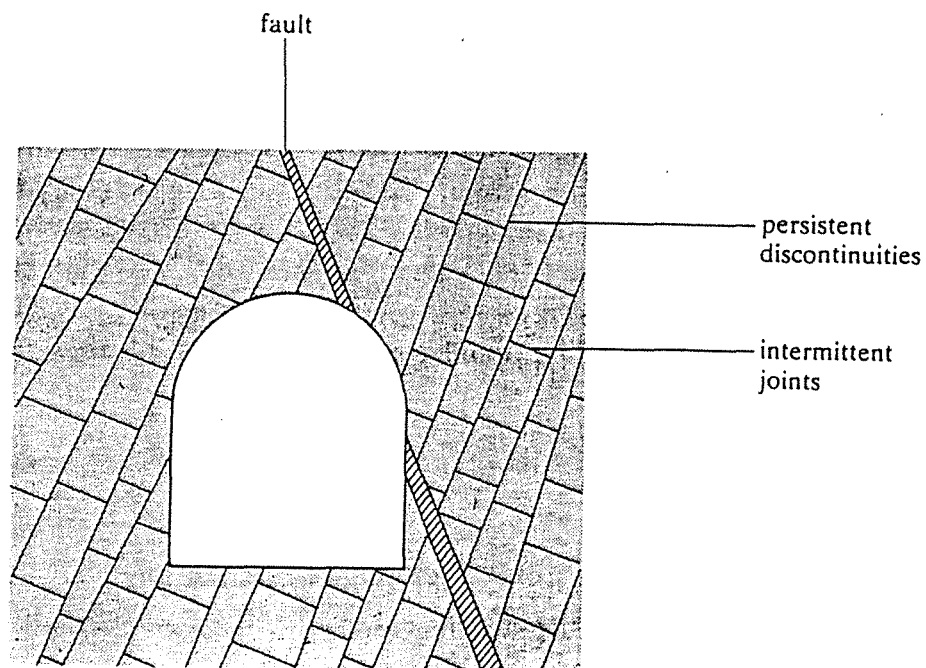


Fig. A. 1.5 Modélisation de comportement des ouvrages en milieu discontinu par la méthode des éléments distincts



Cependant, cette méthode connaît des limites, dont la principale est son inadaptation à tenir compte des discontinuités des massifs rocheux ; Malgré l'existence de plusieurs astuces qui permettent de tourner ce problème tels que l'utilisation d'éléments spéciaux, construits pour refléter le comportement des discontinuités (Goodman, 1978). Certains codes permettent également d'introduire des éléments de contacts pour rendre compte du comportement de l'interface entre deux matériaux différents mais ce procédé est mal adapté aux joints en mécanique de roches. Il est donc nécessaire d'appliquer une autre méthode (éléments distincts) prenant en compte ces discontinuités.

#### 4.2. Modélisation en milieux discontinus (modèle de blocs).

Le massif rocheux est traversé par des discontinuités qu'elles soient induites ou naturelles (fig. A.1.5). Ces discontinuités ont une influence sur le comportement du massif. L'hypothèse d'un milieu continu est peu réaliste dans ce cas.

On distingue deux approches de calcul :

\* *La première* est fondée sur un calcul statique de la stabilité des blocs isolés (Goodman et al, Warburton) et la théorie du "Bloc Clef". Elle consiste en premier lieu à détecter les blocs situés au voisinage de l'excavation et susceptibles de se déplacer. Ces blocs sont qualifiés de blocs clefs. L'étude de l'équilibre des blocs-clefs soumis à leur propre poids et aux forces de contact permet de juger de leur chute éventuelle. Dans le cas affirmatif, ces blocs sont éliminés et de nouveaux blocs deviennent alors susceptibles de mouvements et ainsi de suite. Au niveau des déplacements, cette méthode ne traite que des blocs rigides non déformables. Elle est très utilisée pour détecter des ruptures en dièdres au niveau des talus, ou des chutes de blocs du toit d'ouvrages souterrains en massif à fissuration assez dense (ASOF, 1991).

Cette approche n'est pas adaptée pour l'étude des instabilités des ouvrages situés à grande profondeur tant qu'elle ne tient pas compte de la répartition des contraintes tangentielles (fretage) à l'excavation qui sont loin d'être négligeables (équilibre par arc-boutement ou rupture par flambage).

\* *La deuxième méthode* se base sur un calcul quasi-statique ou dynamique (méthode des éléments distincts, cf annexe V, CUNDALL, 1971), faisant intervenir un pas de temps de manière explicite, ce qui permet de prendre en compte les forces liées à l'accélération et à l'inertie de ces différents blocs au cours de leurs mouvements. La méthode des éléments distincts est fondée sur la modélisation du massif rocheux considéré, par un assemblage de blocs délimités par les discontinuités. Nous cherchons à étudier la stabilité des ouvrages qui sont creusés dans ce milieu.

Les blocs peuvent être rigides ou déformables. Ils seront soumis aux forces internes aux blocs et aux forces de surfaces (contacts). L'équation du mouvement des blocs est donnée par la deuxième loi de Newton  $\Sigma F = m u''$ , à laquelle on ajoute un terme d'amortissement proportionnel à la masse permettant au système d'arriver à un état stable avec ( $u''$  : accélération ;  $m$  : masse ;  $F$  : force).

La déformabilité de blocs est traitée en les discrétisant et en leur appliquant un traitement numérique du type différences finis (comme dans UDEC) ou éléments finis (comme dans le code FEBLK) (HORNBY, 1981)

Le comportement des interfaces entre blocs (discontinuités) est modélisé par analogie avec un système ressort-patin (comportement élasto-plastique). Il est régi par des relations force-déplacement, permettant d'évaluer les forces de contact entre blocs.

Ce modèle s'est avéré très prometteur dans différents domaines : en géologie dans l'étude des failles sous l'effet de séismes ou des structures volcaniques et en génie civil, dans l'étude des barrages sous l'effet des séismes. En mine, ces modèles ont été utilisés pour étudier l'effet de l'explosif sur la roche ainsi que la stabilité des talus, le calcul de l'affaissement dû à une exploitation par longue taille et dans ce mémoire, le comportement du foudroyage d'une taille. Beaucoup d'autres applications dans ce domaine sont envisageables.

Il faut tout de même signaler la complexité de sa mise en oeuvre dans la pratique, (détermination des paramètres à utiliser) et le problème du paramètre temps dans l'intégration de l'équation du mouvement. Il devrait être choisi judicieusement pour optimiser le temps de calcul et éviter l'instabilité numérique. Ce pas de temps est calculé automatiquement en fonction de la taille des blocs et des propriétés géomécaniques des joints.

**2. CONTRAINTES AUTOUR D'UNE GALERIE  
CIRCULAIRE**



## 1. Galerie circulaire en milieu élastique

Supposons qu'une galerie de rayon "a" est excavée dans un milieu isotrope, les pressions qui s'exercent dans le massif vierge à une profondeur "h" sont P verticalement, Q horizontalement et q axialement (fig. A.2.1). Des contraintes radiale, tangentielle et axiale s'exercent autour de la galerie.

D'après la théorie de l'élasticité (G.KIRCH, 1898 dans MANDEL, 1959) en supposant que ce problème obéit à l'hypothèse de déformation plane, les variations de contraintes produites par l'excavation sont définies en coordonnées cylindriques par :

$$\Delta\sigma_r = \left( \left( -\frac{P+Q}{2} \right) + \left( \frac{P-Q}{2} \right) \left( 4 - 3 \left( \frac{a^2}{r^2} \right) \right) \cos 2\theta \right) \frac{a^2}{r^2}$$

$$\Delta\sigma_\theta = \left( \left( \frac{P+Q}{2} \right) + \left( \frac{P-Q}{2} \right) \left( 3 \left( \frac{a^2}{r^2} \right) \right) \cos 2\theta \right) \frac{a^2}{r^2}$$

$$\tau_{r\theta} = \left( \left( \frac{P-Q}{2} \right) \left( 2 - 3 \left( \frac{a^2}{r^2} \right) \right) \sin 2\theta \right) \frac{a^2}{r^2}$$

$$\Delta\sigma_z = \nu(\Delta\sigma_r + \Delta\sigma_\theta) = 2\nu(P-Q) \frac{a^2}{r^2} \cos 2\theta$$

Pour déterminer les contraintes totales, il faut ajouter les contraintes initiales. Pour illustrer cette idée, l'analyse du champ de contraintes montre que les points les plus sollicités sont situés à la paroi de la galerie ( $r = a$ ) et l'angle  $\theta$  est égal soit à  $0$  soit à  $90^\circ$ , pour lesquels les contraintes tangentielle, axiale et radiale sont les contraintes principales.

Pour un angle  $\theta$  égal à  $0^\circ$ , les contraintes sont :

$$\sigma_r = \tau_{r\theta} = 0$$

$$\sigma_\theta = p(3 - k)$$

$$\sigma_z = 2\nu(P-Q) + q$$

$$\text{si } Q = q \text{ alors } \sigma_z = (1 - 2\nu)Q + 2\nu P = P(K - 2\nu(K-1))$$

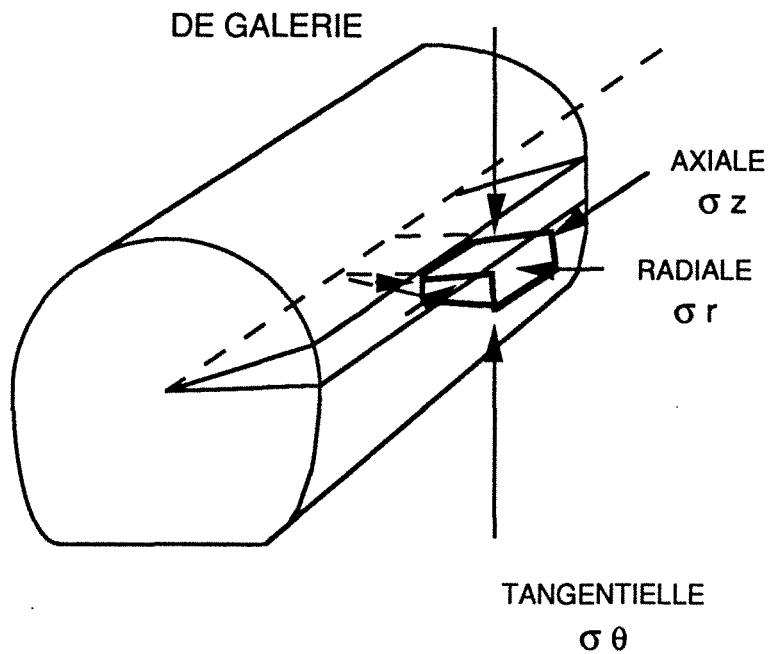
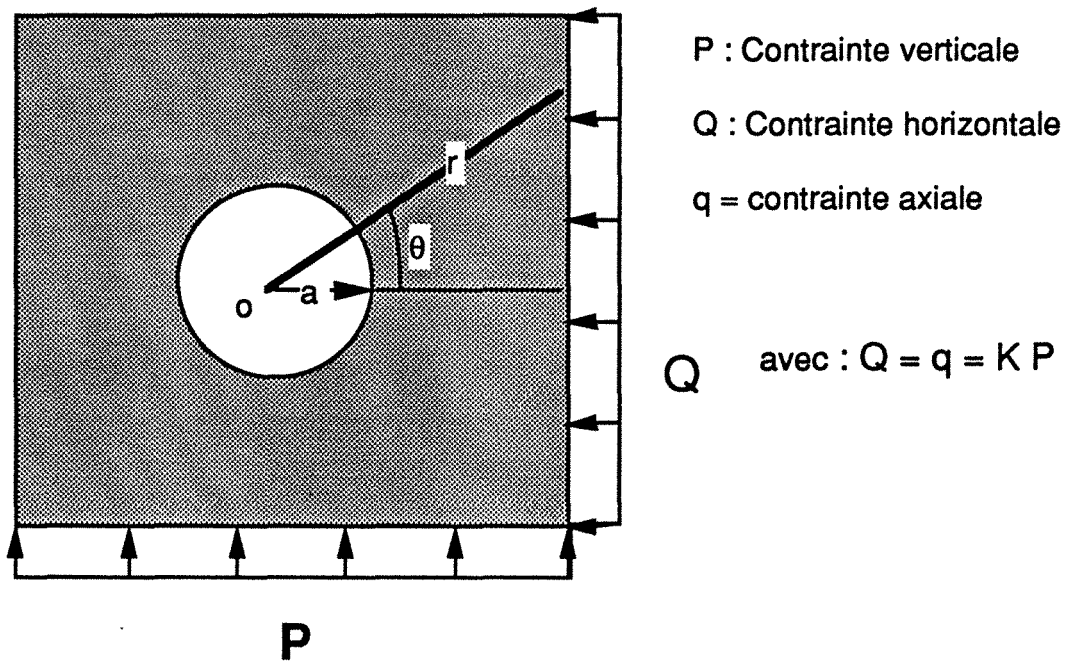


Fig. A.2.1: Chargement et orientations des contraintes en parois dans le cas d'un puits et une galerie dans un milieu isotrope homogène, continu

-----

pour un angle  $\theta$  égal à  $90^\circ$ , les contraintes sont :

$$\sigma_r = \tau_{r\theta} = 0$$

$$\sigma_\theta = P (3K - 1)$$

$$\sigma_z = 2\nu (Q-p) + q$$

$$\text{si } Q = q \text{ alors } \sigma_z = Q (1 + 2\nu) - 2\nu P = P (K+2\nu (K-1))$$

Pour  $\theta = 0$ , nous remarquons que les deux contraintes principales extrêmes sont en fonction de  $K$  (rapport de contraintes horizontale et verticale) et du coefficient de Poisson. La contrainte axiale  $\sigma_z$  devient une contrainte principale majeure pour  $K > 1,66$  et un coefficient de Poisson de 0,25 (fig. A.2.2). En conséquence, la contrainte tangentielle devient une contrainte intermédiaire. Par analogie aux modes de ruptures trouvés pour les puits pétroliers (Fig. A.2.3), cela correspond au mode de rupture "B1".

$$\sigma_r < \sigma_\theta < \sigma_z$$

Les contraintes extrêmes majeure et mineure sont axiale et radiale, respectivement

$$\sigma_1 = \sigma_z \text{ et } \sigma_3 = \sigma_r$$

Pour un angle  $\theta$  de  $90^\circ$ , nous remarquons que la contrainte tangentielle est toujours plus grande que la contrainte axiale pour toute valeur de  $K$  supérieure à 0,33. En conséquence, la contrainte axiale est alors une contrainte intermédiaire (fig. A.2.4). Le mode de rupture est le mode "A1".

$$\sigma_r < \sigma_z < \sigma_\theta$$

Nous pouvons noter que pour des valeurs de  $K$  inférieures à 0,33, les contraintes axiales et tangentielles sont en traction. Le mode de rupture est par extension soit le mode "D"

$$\sigma_\theta < \sigma_z < \sigma_r$$

Entre 0 et  $90^\circ$ , il y a un angle limite pour lequel la contrainte axiale passe au statut d'une contrainte intermédiaire. Cet angle est fonction du rapport des contraintes "K". Par exemple pour  $K = 2$ , la limite est donnée par un angle de  $20^\circ$  (fig. A.2.4). En conséquence, pour des valeurs de contraintes horizontales très élevées, la rupture aura lieu aux parements de la galerie. Les fissures devraient être situées dans un plan axial-radial.

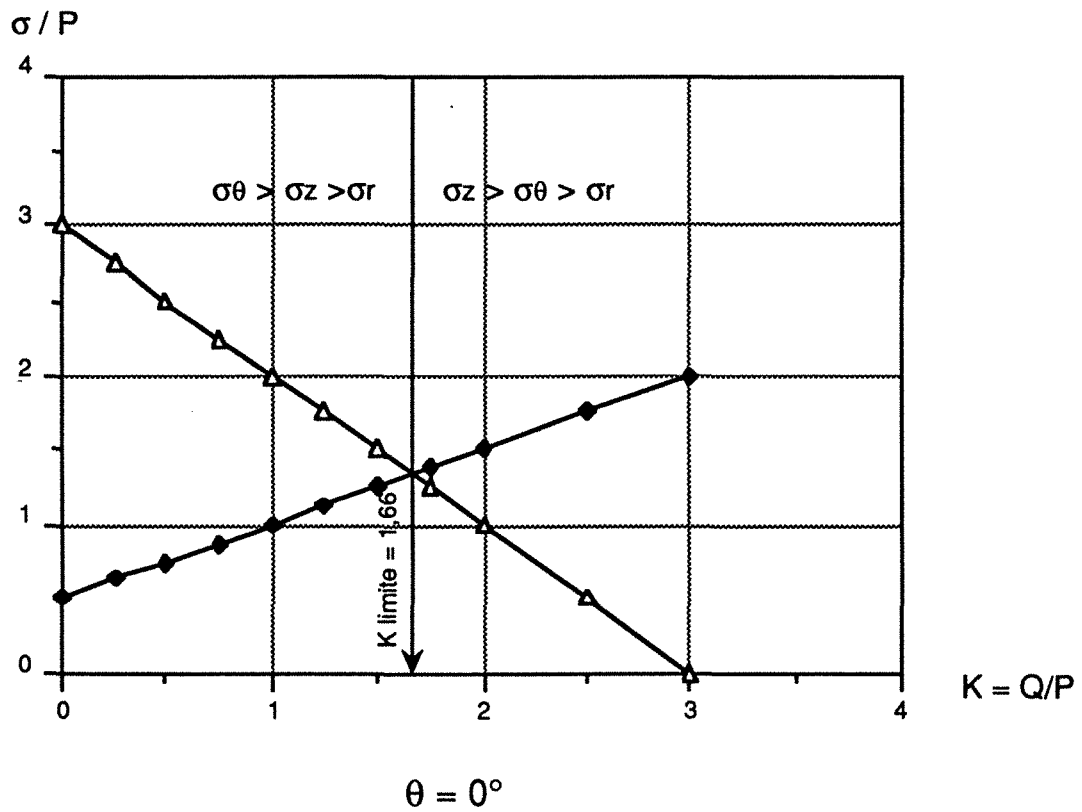
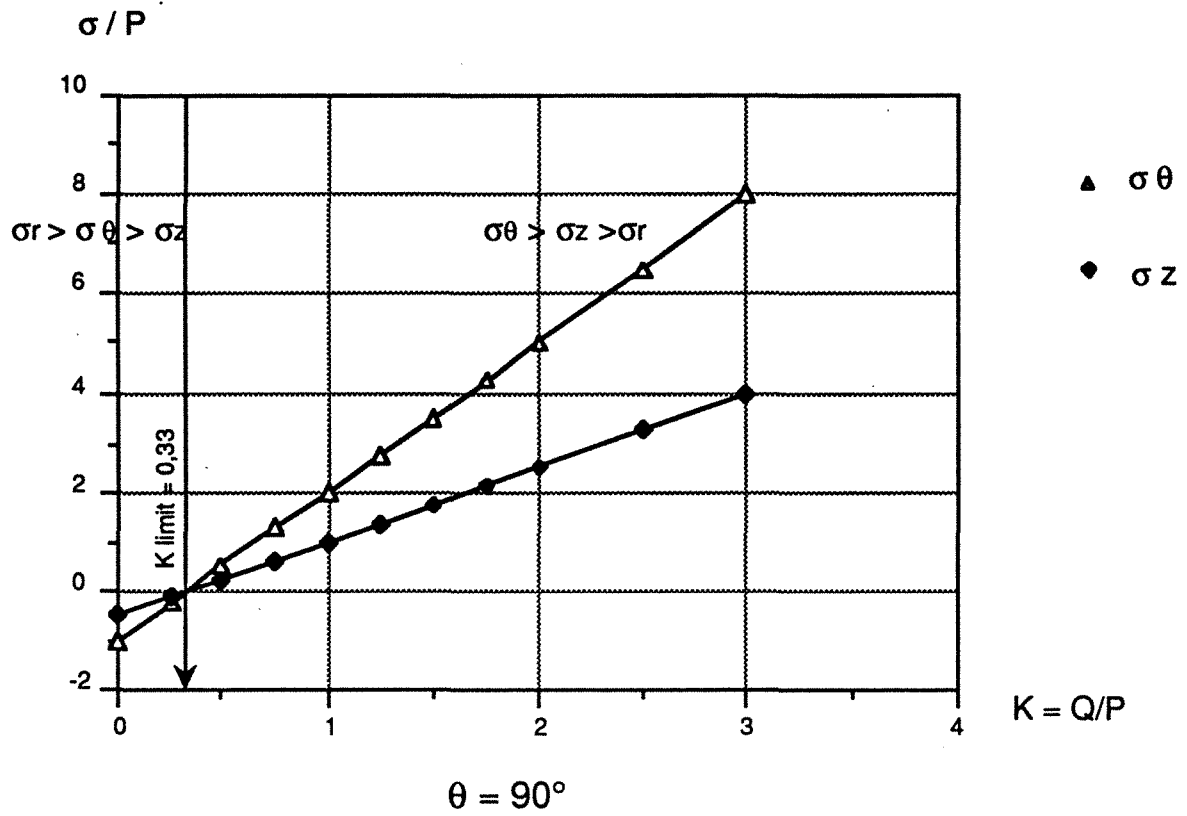
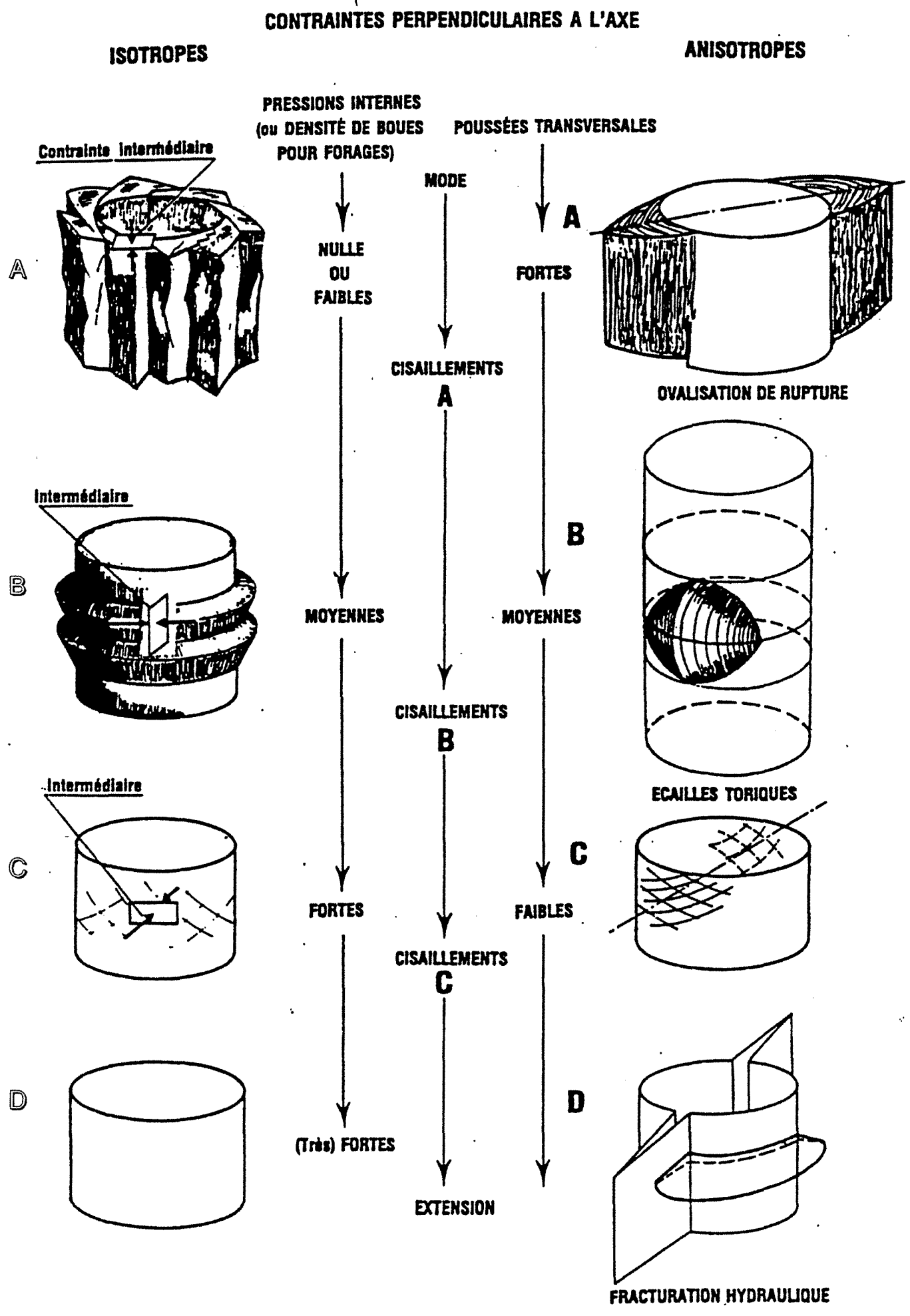


Fig. A.2.2 : Contraintes axiale et tangentielle à la paroi de la galerie en fonction du rapport des contraintes  $K$  ( $P$  contrainte initiale verticale,  $Q$  contrainte initiale horizontale) pour des angles  $\theta$  de  $0^\circ$  et  $90^\circ$



Fig. A. 2.3 - Mode de rupture au piroi d'unpuits selon l'orientation de la contrainte intermédiaire (D'après Guenot)



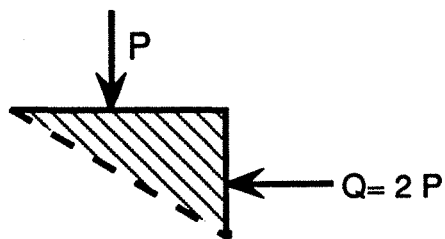
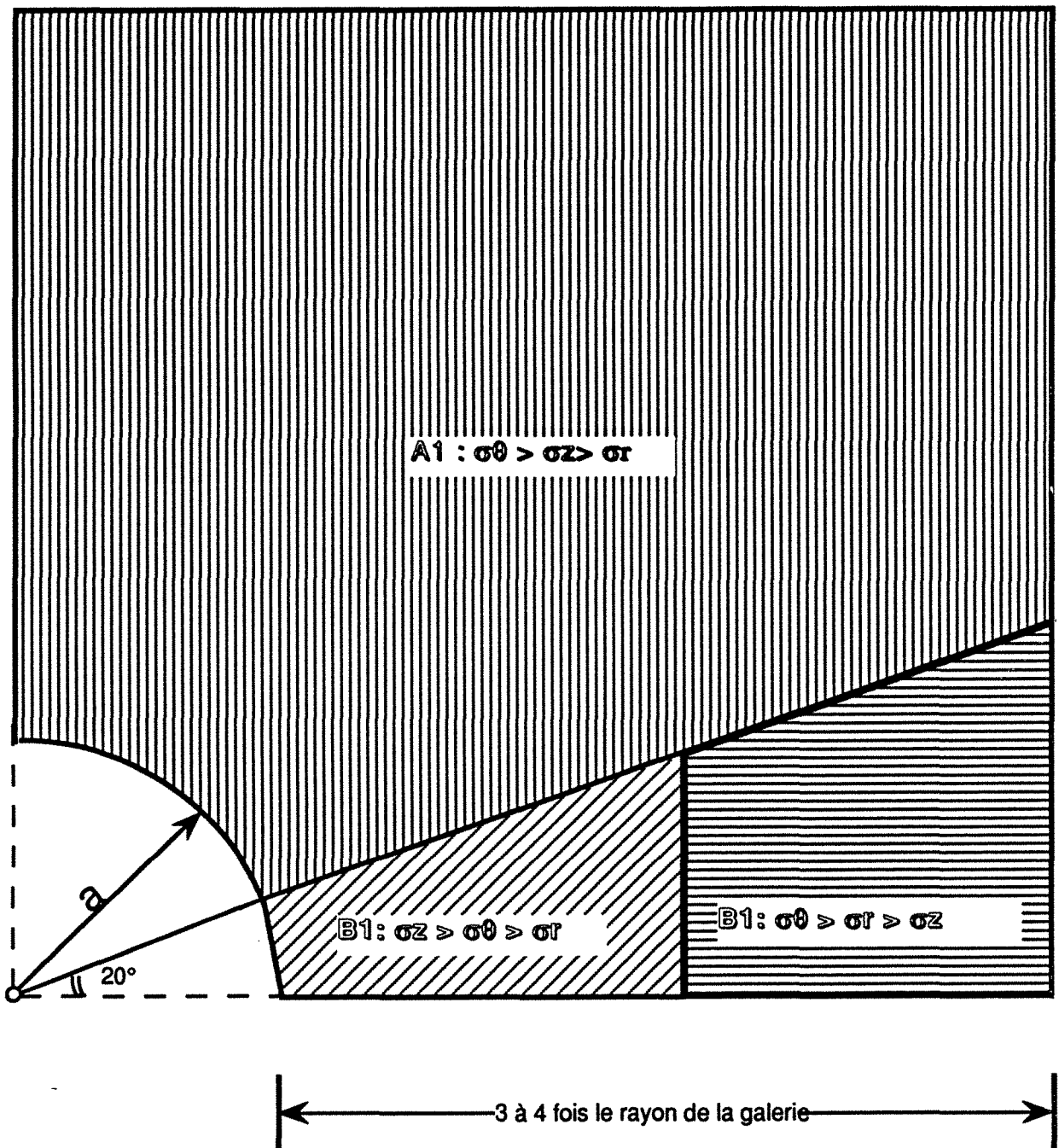


Fig. A.2.4 : Limite de la zone où la contrainte axiale  $\sigma_z$  est une contrainte majeure pour un rapport des contraintes  $K=2$

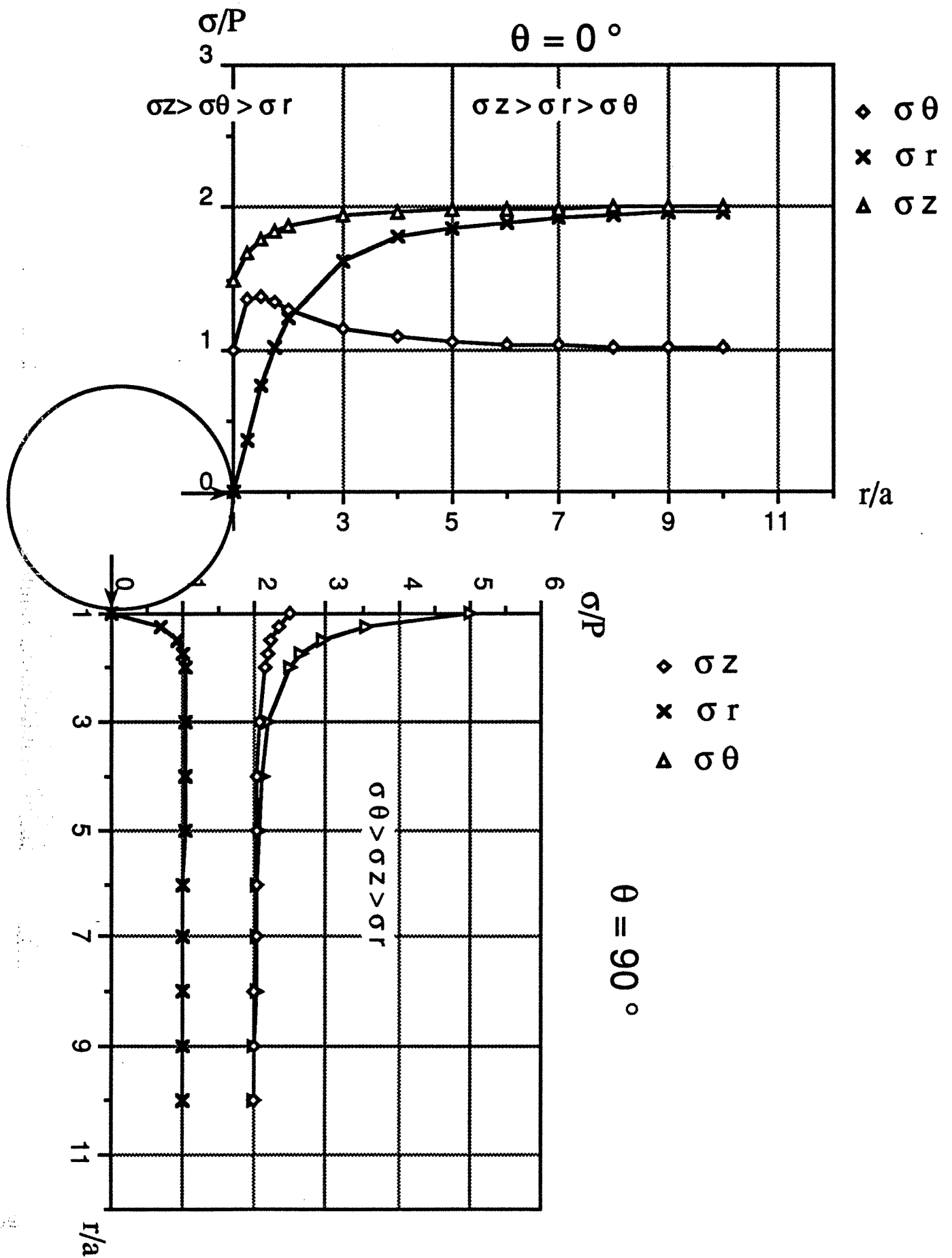


Fig. A. 2.5 : Contraintes radiale  $\sigma_r$ , tangentielle  $\sigma_\theta$  et axiale  $\sigma_z$  pour un rapport des contraintes  $K = 2$  et des angles  $\theta$  de  $0^\circ$  et  $90^\circ$

De plus, dans la zone limitée par l'angle " $\alpha$ " dans laquelle la contrainte axiale est majeure, cette contrainte reprend sa valeur initiale (avant excavation) au delà d'une distance, distance d'influence de l'excavation, qui est égale à deux à trois fois le rayon de la galerie (fig. A.2.5).

## 2. Orientation de l'ouvrage par rapport aux contraintes initiales

D'une façon générale l'état des contraintes initiales est caractérisé par trois directions de contraintes principales (tenseur anisotrope). L'axe de l'ouvrage peut correspondre à l'une de ces trois directions. Les contraintes induites dépendent aussi de l'axe de l'ouvrage par rapport aux directions des contraintes principales. Les directions des ces trois contraintes principales sont présentées sur la figure A.2.6.

On suppose que les valeurs de celles-ci sont dans les rapports 1, 2 et 3 respectivement. Un repère conventionnel x, y, z est adopté pour la galerie. Nous allons étudier les cas où l'axe (z) de la galerie coïncide avec la direction de l'une des contraintes principales.

### a- L'axe de la galerie correspond à la direction de la contrainte majeure

Dans ce cas les contraintes initiales selon x, y et z sont 2, 1 et 3 respectivement. Les contraintes finales, pour le point ayant les coordonnées polaires  $r = a$  et  $\theta = 0$ , les contraintes sont  $\sigma_r = 0$ ,  $\sigma_\theta = 1$  et  $\sigma_z = 2,5$ . Donc la direction de la contrainte principale majeure après l'excavation correspond à la direction axiale.

### b- L'axe de la galerie correspond à la direction de la contrainte intermédiaire

Dans ce cas, la contrainte selon x est égale à 3, la contrainte selon y est égale à 1 et la contrainte axiale est égale à 2.

Les contraintes finales pour les mêmes conditions ci-dessus ( $r=a$ ,  $\theta=0$ ) sont  $\sigma_r = 0$ ,  $\sigma_\theta = 0$  et  $\sigma_z = 1$ . Nous constatons que la valeur de la contrainte principale majeure est égale à 1 et sa direction est axiale.

### c- L'axe de la galerie correspond à la direction de la contrainte mineure :

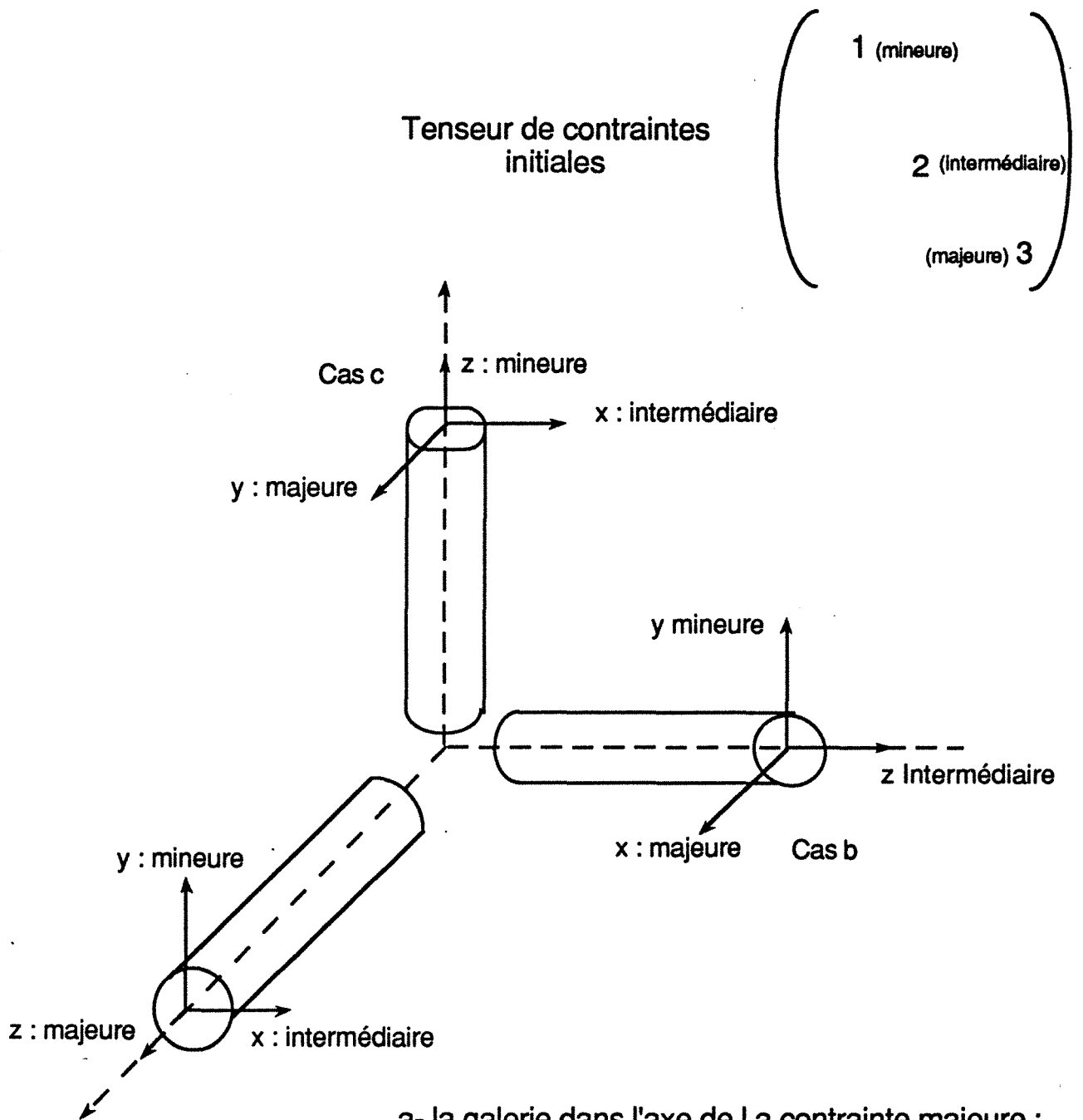
Nous pouvons constater que les contraintes initiales sont égales à 2 selon x, 3 selon y et 1 selon l'axe de la galerie.

En revanche, les valeurs de contraintes finales pour le même point ( $r=a$ ,  $\theta=0$ ) sont les suivantes :  $\sigma_r = 0$ ,  $\sigma_\theta = 7$  et la contrainte axiale  $\sigma_z = 1,5$ . La contrainte principale majeure est égale à 7 et sa direction est tangentielle (axe  $oy$ ).

En conclusion, pour ces cas bien particuliers, nous constatons que la valeur de la contrainte principale majeure à la paroi (induite + initiale) est fonction de l'orientation de la galerie. Elle varie entre 1 et 7. En plus, la direction de cette contrainte n'est pas toujours la même. Cette direction correspond à l'axe de la galerie pour les cas "a et b". En revanche, pour le cas "c", elle correspond à l'axe  $y$ .

Supposons un critère de rupture comme celui présenté sur la figure A.2.7, nous constatons que l'ouvrage est à l'équilibre dans le cas "b". Il est à la limite de la rupture dans le cas "a". En revanche le critère est largement dépassé dans le cas "c".

Donc le bon choix de l'orientation de l'ouvrage par rapport aux directions de contraintes permet d'éviter la rupture. Dans le cas où la direction de l'ouvrage est imposée, un soutènement efficace et qui s'adapte aux modes de ruptures qui sont susceptibles de se produire, est nécessaire.



a- la galerie dans l'axe de la contrainte majeure :  
 $\sigma_y = 1, \sigma_x = 2$  et  $\sigma_z = 3$  donc  $\sigma_{\theta} = 1$  et  $\sigma_z = \sigma_1 = 2,5$

b- la galerie dans l'axe de la contrainte intermédiaire  
 $\sigma_y = 1, \sigma_x = 3$  et  $\sigma_z = 2$  donc  $\sigma_{\theta} = 0$  et  $\sigma_z = \sigma_1 = 1$

c- la galerie dans l'axe de la contrainte mineure :  
 $\sigma_y = 3, \sigma_x = 2$  et  $\sigma_z = 1$  donc  $\sigma_z = 1,5$  et  $\sigma_{\theta} = \sigma_1 = 7,5$

Fig. A. 2.6 : Contraintes axiale et tangentielle en fonction de l'orientation de l'ouvrage par rapport au tenseur des contraintes principales

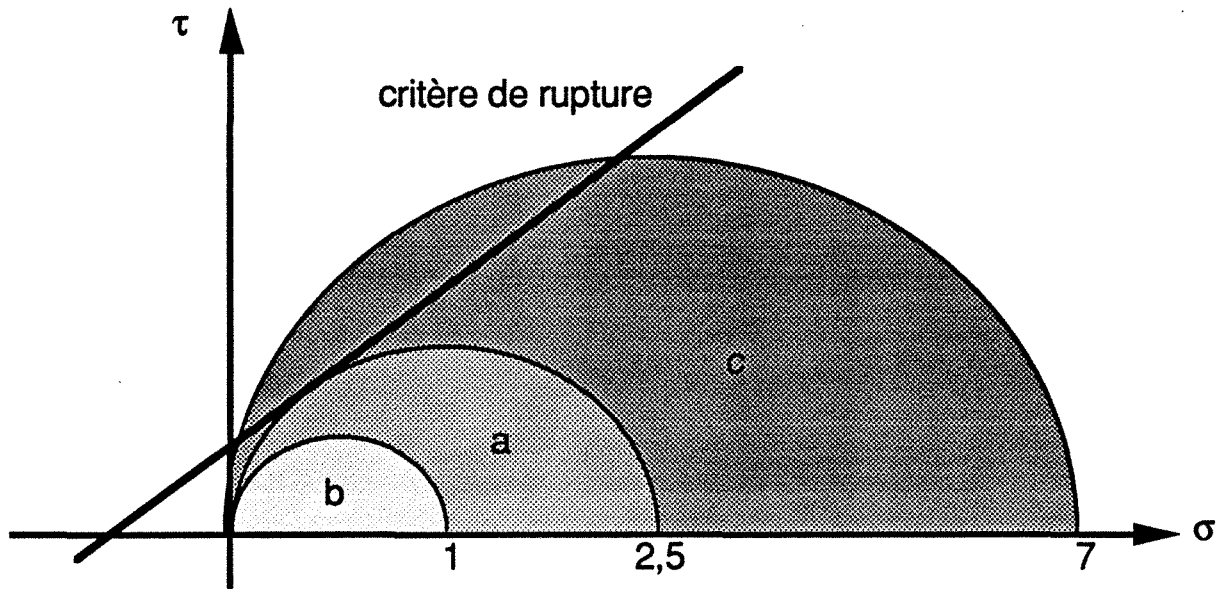


Fig. A. 2.7 : Cercles de Mohr pour les trois cas par rapport à un critère de rupture.





**3. CALCUL EN PLASTICITE**



Les dimensions actuelles des excavations créées par l'exploitation du charbon conduisent à une concentration très forte des contraintes de compression ou à des zones détendues. Dans ces conditions l'élasticité parfaite ne peut plus être la loi qui détermine les contraintes et les déplacements (loi de HOOKE). Des lois rhéologiques plus complexes sont donc envisagées pour prendre en compte surtout l'évolution des contraintes au delà des limites élastiques.

Dans notre cas, une modélisation en élasto-plasticité est envisagée pour étudier la sensibilité des zones d'influence aux comportement élasto-plastique. Le problème de plasticité est un problème non linéaire qui oblige à l'emploi de méthodes itératives pour pouvoir obtenir une solution finale.

## **1. Introduction**

L'utilisation d'un code numérique appliqué à l'élastoplasticité a nécessité la préparation d'une base théorique sur ce type de comportement complexe.

Le schéma élastoplastique pour le comportement des matériaux a été initialement élaboré à partir de résultats expérimentaux. Il s'appuie sur les deux concepts fondamentaux suivants :

- le critère de plasticité, qui généralise la notion de seuil de plasticité mise en évidence dans les expériences de sollicitation uniaxiale,
- la règle d'écoulement plastique, qui définit dans le cas des sollicitations multiaxiales, la façon dont évolue la déformation plastique.

## **2. Description du modèle élastoplastique :**

Nous allons décrire seulement le modèle élasto-plastique de critère parabolique. Ce modèle est décrit (comme tout modèle) par son critère de plasticité (ou surface de charge) et le potentiel plastique.

Auparavant, nous allons préciser les notions auxquelles nous ferons appel dans la présentation du modèle et la définitions de la notion de contraintes principales, d'invariants de contraintes et de déformations.

## 2.1. Critère de plasticité

Le domaine d'élasticité initial ou actuel est en général défini par une fonction scalaire  $F$  de la contrainte  $\sigma$ , appelée fonction de charge ou surface de charge et telle que :

$$\begin{aligned} F(\sigma) &\leq 0 && \text{correspondant à l'intérieur du domaine.} \\ F(\sigma) &= 0 && \text{à la frontière du domaine.} \\ F(\sigma) &> 0 && \text{à l'extérieur du domaine.} \end{aligned}$$

On appelle également communément

- critère d'élasticité, la condition  $F(\sigma) < 0$
- critère de plasticité, la condition  $F(\sigma) = 0$

## 2.2. Notion de potentiel plastique

Si on charge un matériau et qu'il entre dans le domaine plastique, le point représentant les contraintes dans l'espace des contraintes principales se déplace sur la surface de charge (autre nom de la fonction  $F(\sigma, \alpha) = 0$ ).

Il est alors soumis à une vitesse de déformation plastique  $\dot{\epsilon}_p$ .

On admet généralement l'existence d'un potentiel  $F(\sigma, \alpha)$  tel que :

$$\dot{\epsilon}_p = \lambda (\delta g / \delta \sigma) \quad \lambda \geq 0$$

Si la déformation plastique était normale à la surface de charge, on aurait égalité entre les fonctions  $F$  et  $g$ , c'est-à-dire un potentiel  $g$  associé à la loi. Cela est vrai dans le cas de métaux ductiles et des argiles à angles de frottement nul. La déformation plastique s'effectue alors sans variation de volume et le principe du travail maximal est vérifié. Cependant, cette formulation n'est pas réaliste quand il s'agit des autres sols et roches obéissant au critère de Coulomb. Elle conduirait à une variation de volume incompatible avec la réalité. En plasticité, en effet, les roches peuvent se dilater sous l'action d'une compression. Ce phénomène, appelé dilatance, est important. Une formulation adaptée de  $g$  par rapport à  $F$  permet de contrôler la dilatance.

### 2.3. Contraintes principales (définition et calcul)

Pour un tenseur des contraintes ( $\sigma$ ) connu en un point d'un matériau, il est toujours possible de trouver un nouveau repère dans lequel les contraintes de cisaillement sont nulles. Ce repère est appelé repère principal, les contraintes exprimées dans ce repère sont les contraintes principales.

Il s'agit en fait, d'un point de vue mathématique, de "diagonaliser" le tenseur des contraintes défini par :  $(\sigma_{ij})$ . Ce tenseur étant symétrique, on sait qu'il est diagonalisable donc que ses valeurs propres existantes sont réelles : elles définissent les contraintes principales.

L'équation permettant de les calculer est donc :

$\det(\sigma - x I_3) = 0$  -----> équation du troisième degré en  $x$ , qui s'écrit, si on la développe :

$$x^3 - I_1(\sigma) x^2 + I_2(\sigma) x - I_3(\sigma) = 0$$

avec :

$$I_1(\sigma) = \text{tr}(\sigma_{ij}) = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$$

$$I_2(\sigma) = \sigma_{xx} \sigma_{yy} - \sigma_{xy} \sigma_{yx} + \sigma_{yy} \sigma_{zz} - \sigma_{yz} \sigma_{zy} + \sigma_{xx} \sigma_{zz} - \sigma_{xz} \sigma_{zx}$$

$$I_3(\sigma) = \det(\sigma_{ij}) = \sigma_1 \sigma_2 \sigma_3$$

Le polynôme est appelé polynôme caractéristique de Cayley - Hamilton.

Les coefficients du polynôme sont indépendants du repère choisi : ce sont les invariants "naturels" du tenseur ( $\sigma$ ).

### 2.4. Contraintes, déformations et leurs invariants

Soient  $\sigma_{ij}$  et  $\epsilon_{ij}$  les champs de contraintes et de déformations,  $\sigma_i$  et  $\epsilon_i$  les contraintes et déformations principales.

A partir des invariants "naturels" établis plus haut, il est possible de construire d'autres invariants au sens plus "physique" pour l'expérimentateur. On considère ainsi les invariants des contraintes déviatrices  $\sigma^*_{ij}$ ,

$$\begin{aligned}\sigma^*_{ij} &= \sigma_{ij} - \text{tr}(\sigma) \cdot \delta_{ij} / 3 \\ j_2(\sigma) &= 1/2 (\sigma_{ij})^2 = 1/2 \text{tr}(\sigma^*_{ij})^2 = 1/3 (I_1^2(\sigma) - 3 I_2(\sigma)) \\ &= 1/6 ((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2)\end{aligned}$$

$J_2(\sigma)$  est appelé le déviateur des contraintes.

$$\begin{aligned}j_3(\sigma) &= 1/3 \sigma_{ij}^* \sigma_{jm}^* \sigma_{mi}^* = 1/3 \text{tr}(\sigma_{ij}^*)^3 \\ &= 2/27 I_1^3(\sigma) - 1/3 I_1(\sigma) I_2(\sigma) + I_3(\sigma)\end{aligned}$$

Des équations analogues aux expressions précédentes peuvent être définies pour le tenseur des déformations.

#### 4. Modèle parabolique :

Le critère de plasticité et le potentiel plastique s'écrivent en fonction des invariants du tenseur contrainte,

$$\begin{aligned}F(\sigma) &= j_2 + (R_c - R_t)/3 I_1 - 1/3 R_c R_t = 0 \\ G(\sigma) &= j_2 + (R_c - R_t)/3 + \text{constante}\end{aligned}$$

avec  $R_c$  la résistance à la compression simple,

$R_t$  la résistance à la traction simple.

Dans l'espace des contraintes principales, la surface représentative de ce critère est un parabolôïde qui dégénère en un cylindre de même axe (fig. A.3.1) (CESAR-LCPC).

La courbe intrinsèque (pour  $\sigma_2 = \sigma_3$ ), tangente aux cercles de Mohr est une parabole dans le plan  $(\sigma, \tau)$  (fig. A.3.1).

Ce critère peut être écrit en fonction de la contrainte normale et tangentielle :

$$\sigma = \tau^2 / (2 R_t (R_t + R_c) - (2 R_t + R_c))$$

$\tau$  : cisaillement maximal.

$\sigma$  : contrainte normale.

## **5. Méthode de résolution des problèmes élastoplastiques dans un code de calcul aux éléments finis.**

La résolution numérique d'un problème élastoplastique se traite comme tout problème non linéaire au moyen d'un processus incrémental et itératif. A l'intérieur de ce processus, il convient de distinguer deux niveaux de programmation (fig. A.3.2) :

- un niveau global avec un algorithme général de résolution d'un problème non linéaire, ce niveau concerne l'ensemble de la structure discrétisée. Il permet de construire la suite des inconnues nodales vérifiant l'équilibre mécanique et la loi de comportement à laquelle obéit le matériau constitutif.

- un niveau local avec un schéma d'intégration numérique de la loi de comportement, ce niveau concerne le point matériel représenté en éléments finis par un noeud ou un point de l'élément

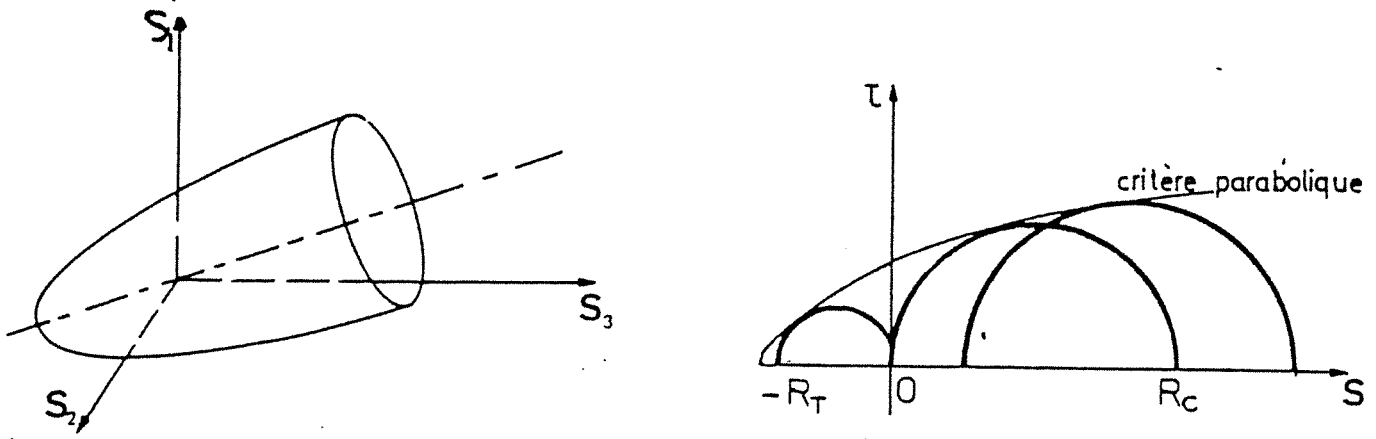


Fig. A. 3.1: Critère parabolique en 2D et 3D

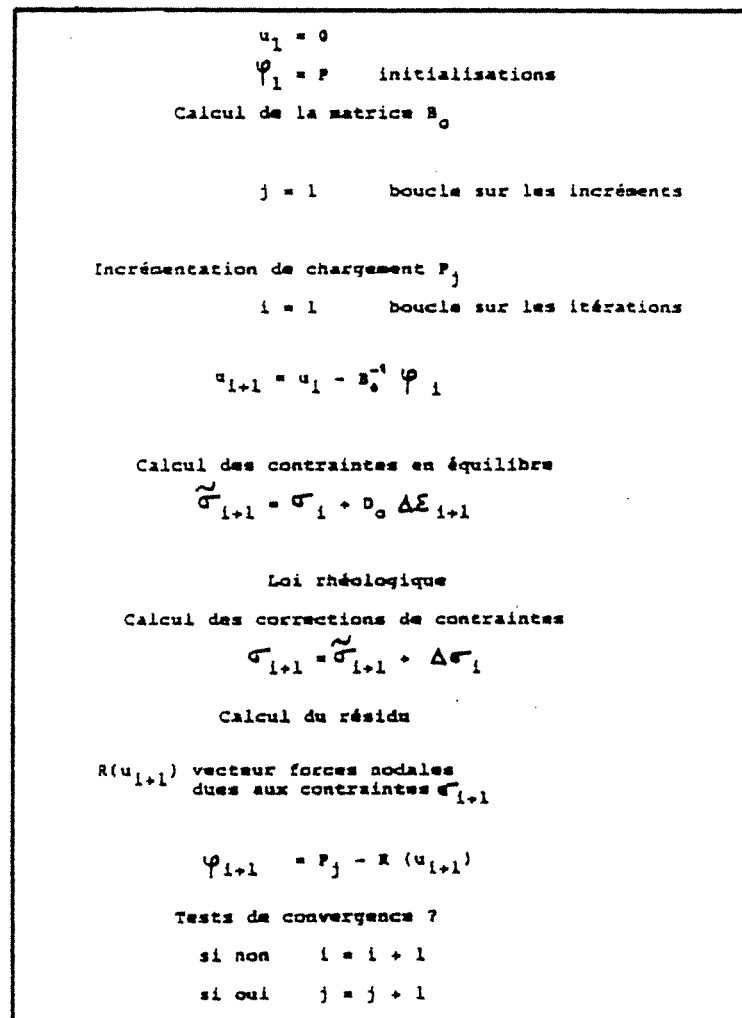


Fig. A. 3.2: Algorithme général de résolution dans un problème élasto-plastique



**4. PRESENTATION DU CODE UDEC**



## 1. INTRODUCTION

Le logiciel UDEC est un code de calcul fondé sur la méthode des éléments distincts. Cette dernière est une procédure numérique permettant une simulation complète des milieux discontinus en deux dimensions. UDEC est donc en cela bien adapté pour modéliser des massifs rocheux sujets à des conditions quasi-statiques ou dynamiques.

La méthode des éléments distincts se repose essentiellement sur trois caractéristiques :

- le massif rocheux est simulé par un assemblage de blocs qui interagissent entre eux par le biais des discontinuités
- l'allocations des caractéristiques au niveau des joints permet de régir ces interactions
- l'utilisation d'un algorithme itératif rendant compte de l'évolution temporelle du système. Il permet des déplacements et des rotations importantes pour les blocs, et prend en charge les décollements qui interviennent au niveau des joints.

## 2. SCHEMA EXPLICITE DE CALCUL

La méthode des éléments distincts repose sur une procédure de calcul explicite. Le schéma explicite est similaire à celui que l'on peut rencontrer dans d'autres procédures de calcul à composantes temporelles (Volumes finis, différences finis, éléments finis). Dans un schéma explicite la résolution se fait localement pour des équations indépendantes. Dans une équation les termes à droite sont tous connus.

Le schéma explicite se base sur le fait que la propagation d'une information à travers un système de blocs prend un temps fini. La corrélation des variables pendant un intervalle de temps peut être négligée si ce dernier est suffisamment petit, de sorte que l'information se propage à une vitesse plus faible que celle physiquement possible. Il en résulte qu'il faut choisir des intervalles de temps faibles qui sont la principale critique que l'on peut émettre, à l'égard de la méthode explicite. En revanche, l'avantage du schéma explicite, puisque des matrices ne sont jamais formées, est de ne pas être encombrant au niveau mémoire.

## 3. REPRESENTATION DES CONTACTS

La représentation des contacts consiste à modéliser l'interaction entre les blocs du massif rocheux.

Proposée par TROLLOPE en 1968 puis adoptée par CUNDALL en 1971, l'interaction est représentée par des ressorts orientés perpendiculairement et parallèlement à la surface de contact (fig. A.4.2a), les forces immobilisées au niveau des contacts sont proportionnelles aux déplacements relatifs entre blocs.

$$\Delta F_n = K_n \Delta U_n$$

(1)

$$\Delta F_s = K_s \Delta U_s$$

Où  $K_n$  et  $K_s$  ( $F/l^3$  exemple : MPa/m) sont la raideur normale et la raideur tangentielle au niveau du contact et  $U_n$  et  $U_s$  sont les incréments de déplacement normal et tangentiel au niveau du contact.

- A chaque pas de temps  $\Delta t$  seront calculés l'incrément de déplacement et l'incrément de forces au niveau de contact correspondant aux sollicitations auxquelles les blocs sont soumis. Les incréments de contrainte  $\Delta F_n$  et  $\Delta F_s$  sont additionnés à l'état de contrainte initial pour calculer le nouveau état de contrainte au temps ( $t_0 + \Delta t$ ).

- Un critère de rupture est affecté aux joints selon la direction par rapport à la surface de contact :

Selon la direction perpendiculaire à la surface de contact, c'est un critère de décollement :

$$\sigma_n \leq R_t$$

Selon la direction parallèle à la surface de contact :

$$\sigma_s \leq c - \sigma_n \operatorname{tg} \varphi$$

Où  $C$  et  $\varphi$  sont la cohésion et l'angle de frottement du joint (d'autres critères plus complexes peuvent être appliqués).

Dans le cas où le contact n'est pas linéaire (côté-sommet) la représentation du contact sous forme d'interpénétration posera un problème fondamental. D'une part des instabilités locales sont introduites par l'angularité des contacts (surface de contact mal définie), d'autre part des différences sensibles peuvent apparaître dans les résultats pour des changements minimes de la géométrie du contact. Ce problème est résolu par CUNDALL 1980 en arrondissant systématiquement les sommets des blocs. En pratique l'arrondissement correspond à un écrasement systématique des sommets des blocs.

### 3. PRÉSENTATION DE LA MATRICE ROCHEUSE (BLOCS)

Les blocs constituent l'élément de base des modèles dynamiques par blocs. Dans le code UDEC les blocs peuvent être rigides ou déformables.

#### 3.1. Blocs rigides

Tous les déplacements dans le massif rocheux se concentrent au niveau des interfaces entre blocs, le mouvement des blocs est limité à une rotation, un glissement et une translation perpendiculaire à la surface de contact.

Ce genre de modélisation permet un gain considérable au niveau du calcul des déplacements et se justifie lorsque les déformations de la matrice rocheuse sont réellement négligeables. C'est le cas des talus et des excavations situés à faible profondeur où la contrainte de confinement des blocs est faible.

#### 3.2. Blocs déformables

Dans plusieurs applications il est difficile de négliger la déformation élastique des blocs, notamment à grande profondeur ou pour étudier des phénomènes dynamiques.

Dans ce cas chaque bloc est traité indépendamment comme un milieu continu et supposé totalement déformable. Dans le code UDEC, le bloc est divisé en éléments continus internes pour augmenter le nombre de degrés de liberté du bloc. La complexité de déformation dépend du nombre d'éléments contenus dans le blocs (fig. A.4.3a).

Le bloc est donc automatiquement discrétisé en éléments triangulaires (zone) dans lesquels la déformation est constante. Une répartition de déplacement linéaire dans l'élément est assurée.

L'application de la méthode des différences finies au niveau de chaque bloc permet de déterminer les contraintes et les déplacements au niveau de tous les noeuds du maillage.

Les rotations et les déformations sont liées aux déplacements nodaux par les relations suivantes :

$$\dot{\epsilon}_{ij} = 1/2 (\dot{u}_{i,j} + \dot{u}_{j,i})$$

$$\dot{\theta}_{ij} = 1/2 (\dot{u}_{i,j} - \dot{u}_{j,i})$$

La contrainte au niveau des points nodaux est calculée à partir d'une relation linéaire  $\sigma = K\epsilon$  ou non linéaire de la forme :

$$\Delta\tau_{ij}^e = \lambda\Delta\epsilon_v \delta_{ij} + 2\mu \Delta\epsilon_{ij}$$

avec  $\lambda$  et  $\mu$  : constantes de Lamé  
 $\Delta\tau_{ij}^e$  : incrément du tenseur des contraintes  
 $\Delta\epsilon_{ij}$  : incrément de déformation non isotrope  
 $\Delta\epsilon_v$  : incrément de déformation volumique isotrope  
 $\delta_{ij}$  : symbole de Kronecker

#### 4. PROCÉDURE DE CALCUL

##### 4.1. Calcul de l'effort résultant au cours du temps $\Delta t$

Chaque point nodal "i" situé au niveau du contour du bloc est soumis à une force résultante  $F_i$ , s'écrivant sous la forme :

$$F_i = F_i^e + F_i^c + F_i^z \quad (i = 1, 2, \dots)$$

où .  $F_i^e$  est la force extérieure résultant du chargement  
 .  $F_i^c$  est la force de contact résultant de l'interaction entre blocs  
 .  $F_i^z$  est la force équivalente à l'état de contrainte dans la zone (élément continu) à proximité du point nodal .

$F_i^z$  est calculé à partir de l'expression suivante :

$$F_i^z = \int \sigma_{ij} n_j dS$$

où  $\sigma_{ij}$  est la contrainte au niveau de la zone  
 $n_j$  est la normal unitaire au contour S (cf fig. V- 3b)

#### 4.2. Détermination du déplacement résultant au cours du temps $\Delta t$

L'équation du mouvement au niveau du point nodal découle de la seconde loi de Newton :

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + \alpha u_i = \frac{F_i}{m} + g_i$$

où  $\dot{u}_i$  est la composante du vecteur vitesse au niveau du point nodal i  
 $\alpha$  constante d'amortissement  
 $m$  la masse du domaine lié au point nodal i  
 $g_i$  l'accélération due à la pesanteur au niveau du point nodal i

L'approximation par différences finies du terme gauche de l'équation précédente donne l'accélération au niveau du point nodal :

$$\frac{\partial}{\partial t} \dot{u}(t) = \frac{\dot{u}_i(t + \Delta t / 2) - \dot{u}_i(t - \Delta t / 2)}{\Delta t} \quad (4)$$

La vitesse au temps t du point nodal est donnée par l'expression suivante :

$$\dot{u}_i(t) = \frac{\dot{u}_i(t + \Delta t / 2) + \dot{u}_i(t - \Delta t / 2)}{2} \quad (5)$$

Lorsqu'on introduit 4 et 5 dans 3 il ressort :

$$\dot{u}(t + \Delta t / 2) = \frac{\dot{u}_i(t - \Delta t / 2) + (1 - \alpha \Delta t / 2) (F_i / m + g_i)}{1 + \alpha \Delta t / 2} \quad (6)$$

L'équation (6) indique que lorsqu'on connaît le vecteur vitesse au niveau d'un point nodal au temps  $(t - \Delta t/2)$  la vitesse au temps  $(t + \Delta t/2)$  est facilement calculée en connaissant la résultante des forces qui agissent sur le point nodal  $F_i$ .

La détermination de la vitesse au temps  $(t - \Delta t/2)$  et  $(t + \Delta t/2)$  permet de calculer l'incrément de déplacement provoqué par la force  $F_i$  pendant le pas de temps  $\Delta t$  :

$$\Delta u_i = \dot{u}_i \Delta t$$

Par le même raisonnement sera calculé l'incrément de rotation du bloc :

$$\Delta \Theta_i = \dot{\Theta}_i \Delta t$$

Tel que  $\Delta \Theta$  est l'incrément de rotation provoqué par la résultante des moments pendant le temps  $\Delta t$ . (en tenant compte du moment d'inertie )

#### 4.3. Détermination du nouvel état de contrainte après le temps $\Delta t$

Ces deux entités  $\Delta u_i$  et  $\Delta \Theta_i$  permettent de localiser la nouvelle position du point nodal "i" ; les nouvelles coordonnées de i deviennent :

$$x_i(t + \Delta t / 2) = x_i(t) + \dot{u}_i(t + \Delta t / 2) \Delta t$$

$$\Theta_i(t + \Delta t / 2) = \Theta_i(t) + \dot{\Theta}_i(t + \Delta t / 2) \Delta t$$

L'incrément de déplacement  $\Delta u_i$  permet de calculer les nouvelles forces de contacts à partir des relation (1) et (2).

L'incrément de déformation correspondant au temps  $\Delta t$  est calculé à partir de l'expression suivante :

$$\Delta \varepsilon_{ij} = 1/2 \left[ \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right] \Delta t$$

En connaissant l'incrément de déformation  $\Delta \varepsilon_{ij}$  correspondant au temps  $\Delta t$ , la relation effort-déformation dans les blocs permet de calculer directement le nouveau état de contrainte au niveau du point nodal i.



La nouvelle position des blocs et le nouvel état de contrainte au niveau des contacts et des blocs permettent de calculer la résultante des forces et des moments qui agissent au cours du prochain cycle de calcul ( $\Delta t$ ).

Cette procédure est répétée durant plusieurs cycles jusqu'à l'équilibre ou la rupture du système de blocs (fig. V-3c).

## 5. DÉTERMINATION DU PAS DE TEMPS ( $\Delta t$ )

Le plus petit pas de temps assurant la convergence ou *pas de temps critique* est lié à la fréquence maximale (ou période minimale) du système considéré.

- Dans le cas de blocs rigides le pas de temps est fonction des raideurs entre blocs et des masses de ces derniers (pour le cas simple d'une seule masse retenue à un ressort de raideur K,

$$\Delta t_b = 2\sqrt{\frac{\text{masse}}{\text{raideur}}}$$

- Dans le cas des blocs déformables ce problème est un peu différent, le pas de temps est lié à la fréquence maximale du maillage discret considéré : le pas de temps critique doit être inférieur au temps que met l'onde "P" pour parcourir la distance entre deux points nodaux.

$$\Delta t_z = \frac{\sqrt{A_z}}{l_{\max}} \sqrt{\frac{M_z}{K + (4/3)G}}$$

$A_z$  : Surface de l'élément

$M_z$  : Masse de l'élément

$l_{\max}$  : longueur maximale de l'élément

K et G : modules d'élasticité

## 6. AMORTISSEMENT DU MOUVEMENT

\* Dans les problèmes statiques le coefficient d'amortissement  $\alpha$  introduit dans l'équation du mouvement (3) est destiné à absorber l'excédent d'énergie cinétique introduit dans le système pour éviter que celui-ci oscille indéfiniment. Deux formes d'amortissement visqueux sont utilisées dans la méthode des éléments distincts :

- un amortissement proportionnel à la masse du bloc dont l'effet est similaire à celui qui agit sur un bloc immergé dans un liquide visqueux,
- un amortissement proportionnel aux raideurs des contacts équivalent à la viscosité des joints qui amortie le mouvement relatif des blocs.

\* Dans les problèmes dynamiques, le terme d'amortissement utilisé dans l'équation du mouvement à une signification physique ; il correspond en partie à une composante visqueuse et en partie à une composante en friction, on peut noter en particulier que la présence de matériaux type argile au niveau des joints contribue au comportement visqueux de ceux ci.

Dans le code UDEC la matrice correspondant à l'amortissement est écrite sous forme linéaire en fonction des matrices de masse et des raideurs des contacts(hypothèse de Rayleigh).

$$C = \alpha \cdot M + \beta \cdot K$$

Lorsque le système est élastique on admet que le rapport critique d'amortissement  $v_i$  d'une vibration de fréquence naturelle  $\omega_i$  est :

$$v_i = \left( \frac{\alpha / \omega_i + \beta \omega_i}{2} \right)$$

Ceci dit, l'amortissement proportionnel à la masse diminue avec la fréquence, par contre l'amortissement proportionnel à la raideur augmente avec la fréquence.

Le rapport d'amortissement minimum correspondant à la fréquence minimale est donné par :

$$v_{\min}^2 = \alpha \beta$$

$$\omega_{\min}^2 = \alpha / \beta$$

Les paramètres  $V_{\min}$  et  $\omega_{\min}$  peuvent être définis au choix de l'utilisateur de UDEC et à partir desquels seront calculés les coefficients  $\alpha$  et  $\beta$ .

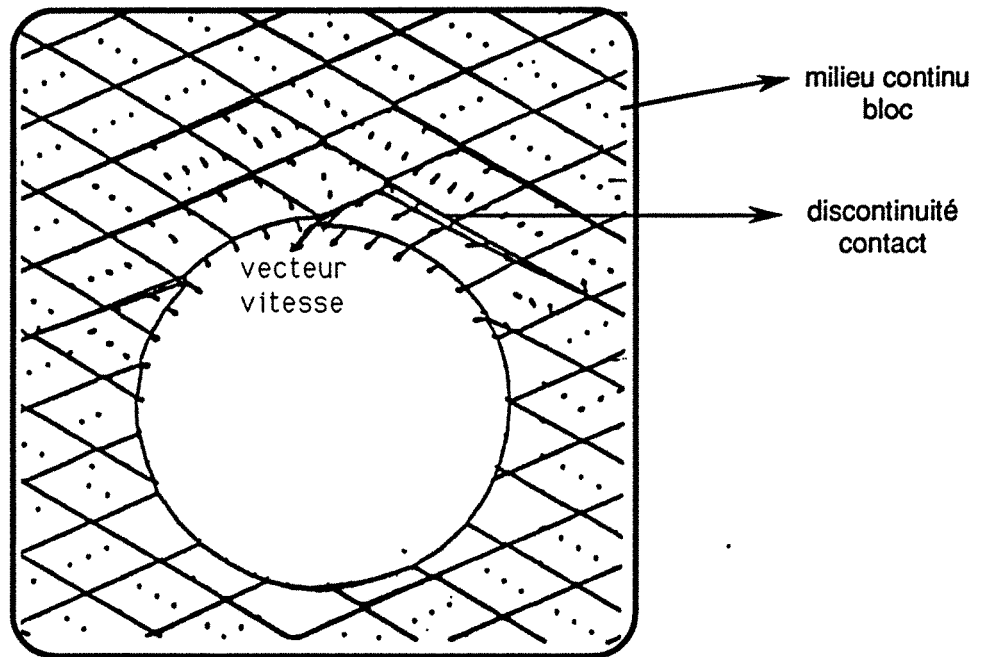
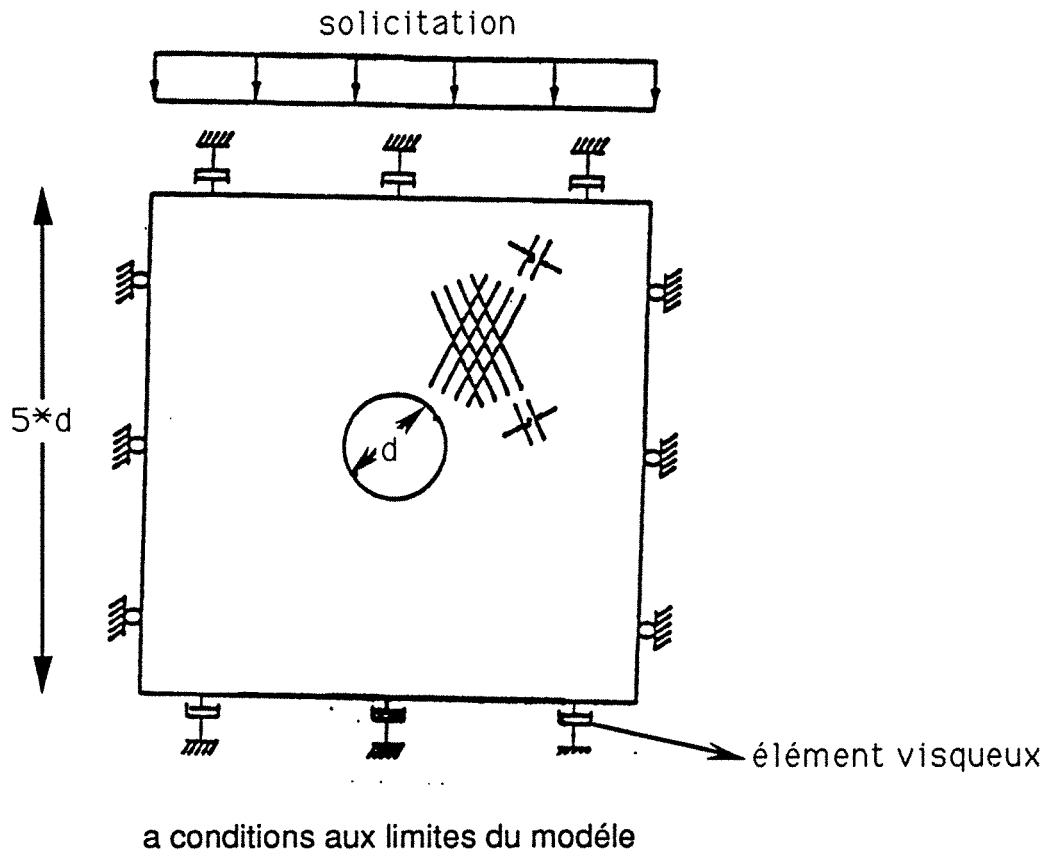
. L'amortissement proportionnel à la masse  $\alpha$  est introduit dans l'équation du mouvement.

. L'amortissement proportionnel à la raideur est introduit sous forme de force d'amortissement (visqueux)  $F_i^v$  une contrainte  $\sigma_{ij}^v$  qui s'ajoutent respectivement aux forces de contact et à la contrainte de la zone (éléments continus).

$$F_i^v = \beta \frac{\Delta F_i}{\Delta t}$$

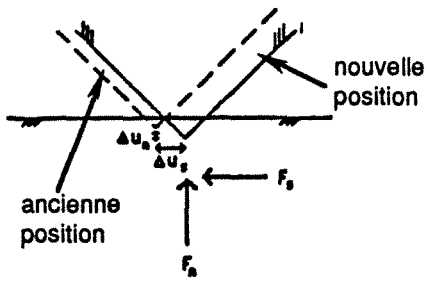
$$\sigma_{ij}^v = \beta \frac{\Delta \sigma_{ij}}{\Delta t}$$

Dans cette présentation de la méthode des éléments distincts telle qu'elle est appliquée dans le code UDEC, nous avons évoqué la modélisation dite mécanique sachant que UDEC permet de faire des calculs en hydrodynamique et et thermique toujours avec un milieu fissuré.

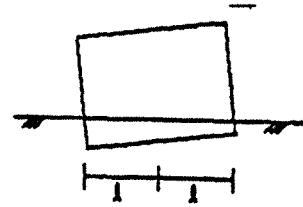


b Mouvements des blocs autour du tunnel

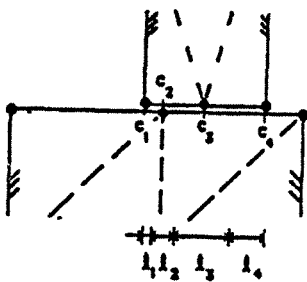
fig.A.4.1 : Modélisation par la méthode des éléments distincts de l'action d'une explosion en surface sur un tunnel



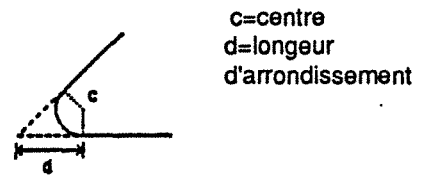
a contact sommet-arrêt



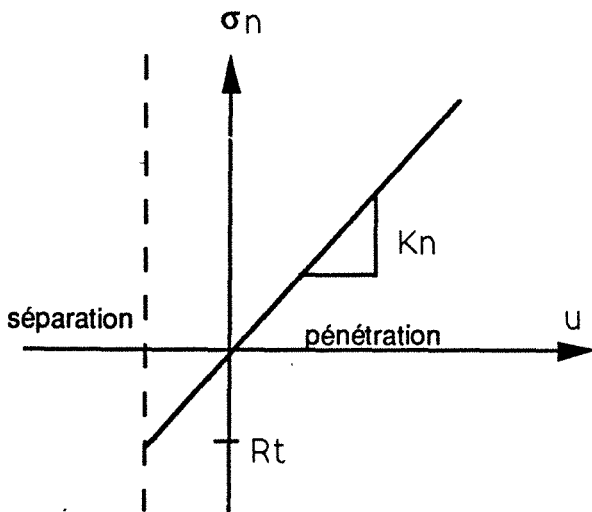
b contact côté-côté



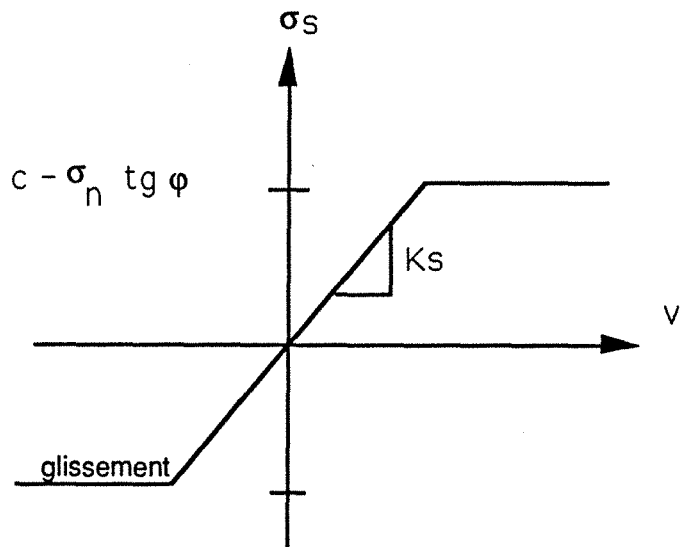
c notion de longueur de contact



d arrondissement des sommets des blocs

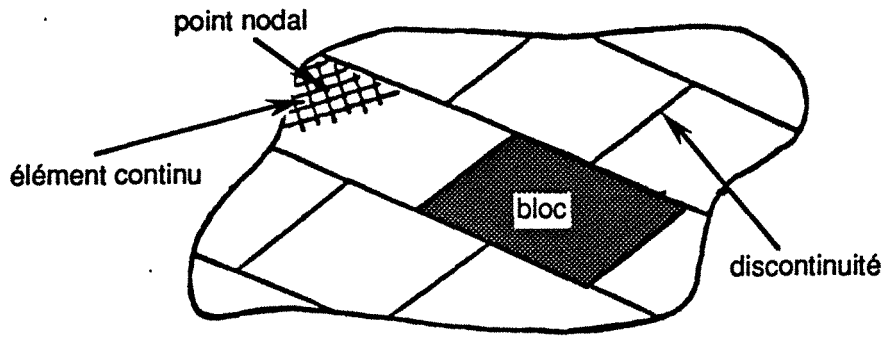


e comportement du joint dans la direction normale

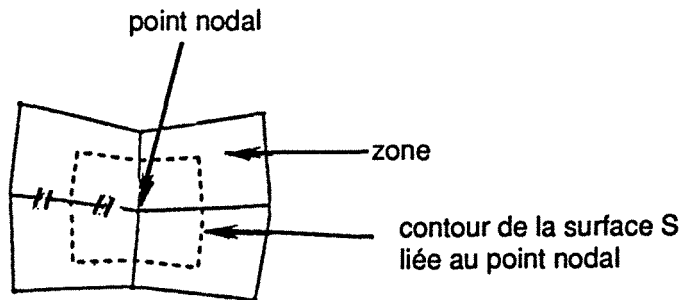


f comportement du joint dans la direction tangentielle

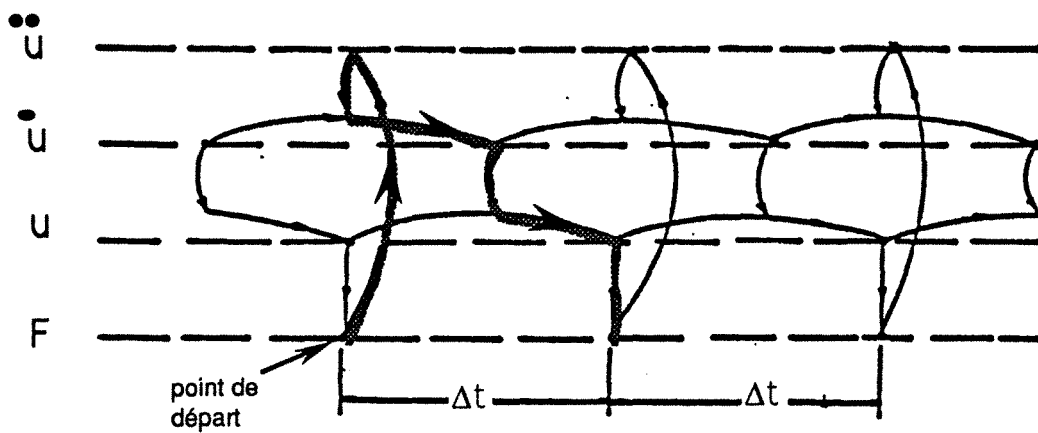
fig.A.4.2 la modélisation des contacts dans UDEC



a - Représentation des blocs dans le modèle



b - Représentation de la surface affectée au point nodal



c - La procédure de calcul au cours des cycles dans UDEC

figure A.4.3

**5. CARACTERISTIQUES GEOMECANIQUES D'UN JOINT**





La modélisation du comportement mécanique des massifs rocheux fracturés, par des méthodes numériques comme les éléments finis intégrant les joints ou les éléments distincts, repose sur une caractérisation des propriétés mécaniques des joints et une loi de comportement. Elles sont indispensables pour effectuer les calculs.

Ainsi la déformabilité des joints dans les méthodes des éléments distincts est prise en compte par des relations forces-déplacement faisant intervenir parallèlement à leur surface, les raideurs respectivement tangentielles et normales.

D'autre part, la loi de comportement dans la direction tangentielle communément utilisée est le critère de Mohr-Coulomb, comportant les angles de frottement et de dilatance, et éventuellement la cohésion :

$$\tau \leq c + \sigma_n \tan (\phi + d)$$

Avant d'aborder la modélisation proprement dite en milieu discontinu, nous allons introduire les caractéristiques de base pour un joint à savoir :

- a - Angle de frottement
- b - Cohésion
- c - Raideur normale
- d - Raideur tangentielle.

Deux types d'essais permettent d'obtenir les propriétés requises : les essais de cisaillement et les essais de fermeture normale.

#### *a- Angle de frottement*

L'angle de frottement est sans doute la caractéristique mécanique des joints la plus couramment utilisée. Dans le cas où deux corps lisses sont en contact, il correspond à la condition de glissement.

Pour déterminer cet angle en laboratoire, on mesure, dans des essais de cisaillement effectués sous des contraintes normales différentes, les valeurs de la contrainte tangentielle correspondant à la rupture. Ces valeurs reportées dans un diagramme contrainte normale-contrainte tangentielle, définissent une droite de pente  $\tan \phi$  où  $\phi$  représente l'angle de frottement (fig. A.5.1).

Nous pouvons constater sur le tableau n° A.5.1, la grande variabilité des valeurs de l'angle de frottement suivant la nature des discontinuités et pour différents types de roches.

La dilatance est le déplacement normal qui apparaît lors du cisaillement d'un joint. Le cisaillement d'une discontinuité lisse ne s'accompagne pas d'un déplacement normal. L'angle de dilatance est une composante supplémentaire qui vient s'ajouter à l'angle du frottement. Si le joint est plan, s'il comporte un remplissage argileux ou s'il montre les symptômes d'un cisaillement antérieur, l'angle de dilatance est nul.

### ***b- Cohésion***

C'est sans doute le paramètre le moins bien connu. L'échantillonnage le rend en effet très délicat à caractériser au laboratoire. Plusieurs définitions existent.

La cohésion réelle traduit en général l'existence d'une continuité mécanique locale au niveau des joints, que celle-ci soit liée à la présence de pont rocheux, d'un remplissage ou à une minéralisation quelconque.

La cohésion fictive (ou apparente) correspond, quant à elle, à l'influence des irrégularités de la surface des joints sur leur comportement au cisaillement. Dans la majorité des cas, le cisaillement des joints aboutit à des valeurs de cohésion quasi-nulle due à l'absence de particularités (RODE, 1991)

### ***c- Raideur normale $K_n$***

La raideur normale caractérise la déformabilité du joint sous contrainte normale. Elle est définie comme le rapport de la contrainte normale appliquée sur le déplacement normal obtenu. Cette relation a une allure fortement non linéaire. La loi de comportement proposée par Goodman (1976) montre une relation non linéaire entre la raideur normale et la contrainte normale, elle est du second degré :

$$K_n = \alpha \sigma_n^2$$

Pour simplifier, on considère la relation comme linéaire (fig. A.5.1). La raideur normale est donc constante. Certains auteurs proposent de travailler avec une raideur variable fonction de  $\sigma_n$  après une acquisition de la courbe expérimentale (ARIF, 1991).

Les essais de fermeture normale permettent de déterminer la raideur normale. Ils consistent à soumettre le joints complet à un essai de compression simple avec des cycles de charge-décharge. On peut ainsi obtenir la courbe de fermeture normale du joint. La raideur normale est la pente de la courbe contrainte normale-déplacement normal.

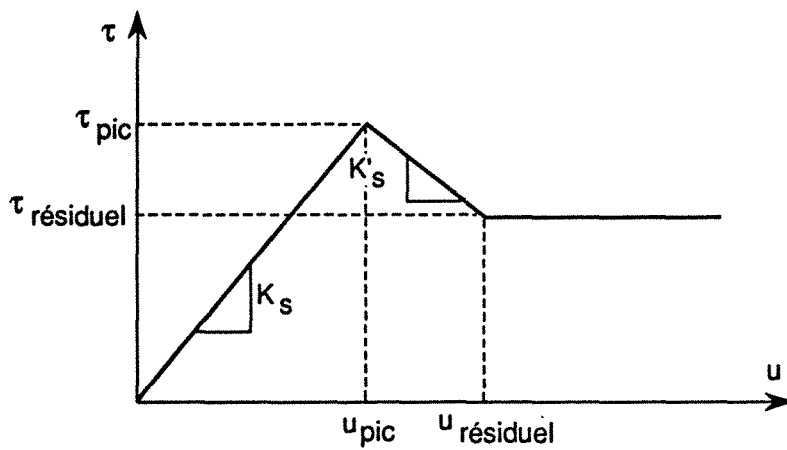
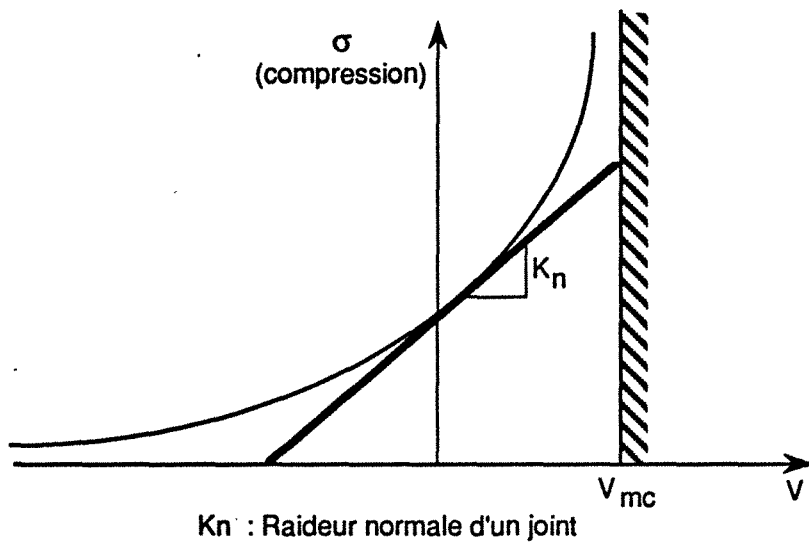
***d- Raideur tangentielle  $K_s$*** 

La raideur tangentielle décrit la déformabilité du joints soumis à un cisaillement. Elle est définie comme le rapport de la résistance au cisaillement sur le déplacement tangentiel correspondant. Les essais de cisaillement permettent de déterminer la raideur tangentielle. La pente de la courbe contrainte tangentielle-déplacement tangentiel correspond à la raideur tangentielle. Elle est, comme la raideur normale, très variable et extrêmement délicate à prévoir.

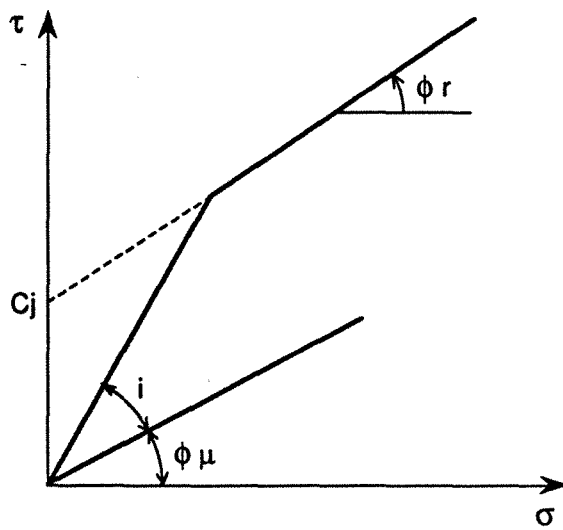
Les valeurs représentatives de la raideur tangentielle ne sont pas connues. Elles sont souvent estimées pour les calculs numériques, vu la difficulté technique que l'on rencontre pour la mesurer.

Comme la raideur normale, ce paramètre dépend aussi de la contrainte normale appliquée et de la taille de l'échantillon (fig. A.5.2). La raideur tangentielle au pic augmente avec la contrainte normale.

Nous notons que les joints qui sont remplis par des matériaux de faibles caractéristiques tel que l'argile, ont des raideurs assez faibles par rapport aux joints intacts.



$K_s$  : Raideur tangentielle d'un joint



Critère de rupture d'un joint

Fig.A.5.1: Caractéristiques définissant le comportement d'un joint

	nature de la roche	$\phi$ (degrés)
Joints de stratification entre deux terrains de même nature	calcaire	40
	schiste argileux	32
	marne	42
	argile	38
	marne argileux	38
	schiste argileux	20
	grès marneux	28-34
	marne tertiaire	28
	gneiss	33
Joints de stratification entre deux terrains de nature différente	marne-schiste argileux	17
	grès-argile	35
	marne-grès	23
	schiste argileux-calcaire	25
	calcaire gréseux-argile	33
	grès-marne	45
Joints de stratification avec matériau de remplissage	schiste entre grès	44
	argile entre marnes	27
	marne entre calcaire	45
	brèche argileuse entre gneiss	60
Joints de schistosité	schistes rouges	61
	schistes verts	45
Fracture, failles, fissures, diaclases	marne	35
	gneiss	40
	gneiss quartzite	38-40
	calcaire jurassique	40
	grès tertiaire	34
	grès marneux	30
	calcaire marneux	35

Tableau A. 5.1 : Valeurs de l'angle de frottement des joints selon la nature de la roche (d'après Korini, 1985)



**6. CARACTERISATION GEOMECANIQUE DU  
SONDAGE S 87, HBL/ U.E FORBACH**







**CARACTERISATION GEOMECHANIQUE  
DU SONDAGE S 87  
HBL - U.E. FORBACH**

Ce rapport fait état de résultats d'essais de caractérisation mécanique, à la presse, effectués sur des carottes du sondage n° S 87 au Mur de la Veine K, aux H.B.L, U.E. Forbach, Champ de Creutzberg. La position des échantillons est indiquée sur le log géologique.

**- MODALITE EXPERIMENTALES :**

**I. ESSAIS DE RESISTANCE A LA COMPRESSION UNIAXIALE**

Nous avons effectué une série d'essais de résistance à la compression uniaxiale (dite "compression simple") sur les éprouvettes cylindriques carottées.

Dimensions des éprouvettes :  $\varnothing = 37,8$  mm, élancement = 2 avec rectification des faces.

Les essais de résistance à la compression uniaxiale, avec l'enregistrement des courbes effort-déformation, permettent de déterminer les paramètres suivants :

- Module d'élasticité longitudinal (module d'Young E, exprimé en MPa).
- Résistance maximale à la compression simple, Rc exprimée dans les mêmes unités.
- Module d'Young, E exprimé en MPa, coefficient de Poisson.

## II - TRACTION INDIRECTE PAR ESSAIS BRESILIEN

Cet essai établit la résistance à la traction indirecte donnée en MPa qui est voisine de la traction directe toujours difficile à mesurer, nous avons pu faire ce type d'essai sur seulement 4 éprouvettes.

## III - ESSAIS DE COMPRESSION TRIAXIALES

Le confinement latéral imposé était de 10, 15, 25 MPa, lorsque le nombre d'éprouvettes était suffisant.

Dans le cas contraire, nous avons fait l'essai sur un confinement de 15 MPa.

L'enregistrement des courbes effort-déformation permet de déterminer les paramètres ( $E$ ,  $R_c$ ,  $R_e$ ,  $\nu$ ).

Nous avons tracé les différents cercles de Mohr en regroupant dans certains cas les éprouvettes semblables, de même nature.

A partir de l'enveloppe tangente aux cercles de Mohr, présentés sur les figures jointes, nous avons calculé la cohésion et l'angle de frottement.

### - CONDITIONS EXPERIMENTALES :

Les essais sont effectués au laboratoire Géomécanique de l'ENS de Géologie, sur une presse de 1000 Kn, à vitesse de déformation contrôlée, constant, égale 12  $\mu\text{m}/\text{minute}$  pendant la phase isotrope et 60  $\mu\text{m}/\text{minute}$  pendant la phase de déviation, soit  $0,8 \times 10^{-3}\epsilon$  déformation relative par minute.

Les essais effectués dans les conditions hygrométriques normales du laboratoire.

Référence	Hauteur mm	Diamètre mm	Poids g	Gd kN/m3
1	77	37,8	230,72	26,700601
3	75,9	37,9	228,3	26,6621909
5	77,6	37,8	229,34	26,3356842
7A	77,6	37,9	235,43	26,8925373
7B	78,36	37,8	234,9	26,7125353
7C	77,6	37,8	236,7	27,1808514
8A	73,1	37,8	223,82	27,2839995
8B	77,6	37,8	242,22	27,8147267
8C	77,2	37,8	237,3	27,3909413
8D	75,2	37,8	233,44	27,6620239
9A	77,35	37,8	235,34	27,1120246
9B	77,85	37,8	235,9	27,0019944
9C	77,35	37,8	235,44	27,123545
9D	77,2	37,8	234,8	27,1023726
9E	77,8	37,8	236,67	27,1075416
10	77,6	37,8	235,26	27,0154926
11	76,95	37,8	233,13	26,9970343
12A	77	37,8	241,16	27,9087939
12B	77,3	37,8	242,45	27,9491892
12C	77,4	37,8	243,25	28,0051825
13	69,9	37,8	212,13	27,0427862
14	71,6	37,8	219,97	27,3764387
15A	77,5	37,8	233,49	26,8468355
15B	77,5	37,8	233,89	26,8928278
16A	76,45	37,8	207,63	24,2013244
16B	75,9	37,8	205,45	24,1207545
16C	75,9	37,8	205,08	24,0773148
17A	76,35	37,8	204,61	23,8805504
17B	75,8	37,8	199,59	23,4636781
17C	76,2	37,8	203,58	23,8071089
17D	76,35	37,8	203,25	23,7218214
17E	75,56	37,8	197,85	23,3330023
17F	75,7	37,8	197,03	23,1933241
TMA	75,7	37,8	194,05	22,8425343
TMB	75,7	37,8	197,66	23,2674844
21	50,2	37,8		

## *Tableau de caractérisation mécanique*

N	Confinement (MPa)	Module de Young E (MPa)	Coefficient de Poisson	Contrainte maximale (MPa)	Rt (MPa)	Observations
1	15	28489	0,2	118		schistes
3	15	63289	0,16	315		Grès moyen
5	15	33537	0,26	77		Grès moyen
7a	25	38955	0,20	205		Schistes gréseux
7b	10	35827	0,15	104		
7c	15	44968	0,18	157		
8a	Rc	28000	0,25	100	7,2	Grès schisteux
8b	10	30127	0,34	116		
8c	15	26961	0,25	135		
9a	Rc	30884	0,18	48	6	Schistes gréseux
9b	10	30271	0,19	110		
9c	25	39097	0,21	130		
9d	15	35601	0,25	125		
10	15	47779	0,25	272		Grès grossier
11	15	31630	0,25	146		Grès schisteux
12a	Rc	38351	0,17	144		Schistes gréseux
12b	15	40016	0,21	213		
12c	25	40266	0,25	230		
13	15	24914	0,30	106		Schistes
14	15	37966	0,22	161		Schistes gréseux
15a	15	38934	0,22	128		Grès fin
15b	25	39500	0,22	177		
16a	Rc	10526	0,10	76	1,7	Conglomérat fin
16b	25	31274	0,33	151		
16c	15	21908	0,16	123		
17a	Rc	25074	0,26	66	1,7	Grès grossier
17b	10	21174	0,17	101		
17c	15	24170	0,19	125		
17d	25	24760	0,21	137		
TMA	25	20688	0,15	100		Toit de la veine K
TMB	15	35544		98		

COUPES NORMALES

1/50

PEND. REELS

DEVIATION

PEND. APP.

ETAGE GEO.

PROF

1/100

PUISSANCE

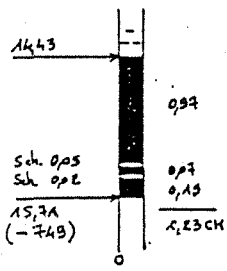
PERTES

ARCIERES PETRO

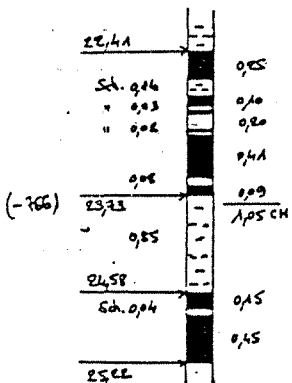
OBSERVATIONS

PROF	PUISSANCE	PERTES	ARCIERES PETRO	OBSERVATIONS
1.39	1.39		SCHISTES	COMPACTS, GRESX PE, CM/9CM TETE
2.09	0.70		GRES MOY.	COMPACTS, CONGLOMERATIQUES PAR ENDROIT
7.81		P	PERTE	
10.35	0.10		GRES MOY.	
10.60	0.35		GRES GROS	
11.23	0.25	P	PERTE	A CONGLO FINS
11.90	0.20		GRES GROS	
12.45	0.43		CONG. FINS	
13.15	0.67		GRES MOY.	CONGLOMERATIQUES PAR ENDROIT (PE)
13.65	0.55		GR.SCHISTx	
14.43	0.70		SCH.GRESx.	BIEN STRATIFIES
15.71	0.50		GR.SCHISTx	CARBONATES PE
16.25	0.78		SCHISTES	QQ PCH CM SUR 10 CM BASE
16.50	1.28		CHARBON	AVEC 3 ET 2 CM SCH
16.55	0.47		SCHISTES	NOIRS A PELLIC CH MM
16.60	0.09		CHARBON	BARRE
16.65	0.15		CHARBON	NOIRS A PCH MM, MORCELES LUSTRES
18.58	2.16		SCHISTES	MASSIFS, +OU- CARBONATES ET RUBANES
19.28	0.70		GRES FINS	COMPACTS A INCLUS SCH
21.90	2.62		SCH.GRESx.	CARB PE AVEC 3 CM CH A 60 CM BASE
22.41	0.51		SCHISTES	NOIRS
22.41	0.25		CHARBON	QQ PELLIC SCH 2 MM
23.18	0.14		SCHISTES	GRIS SOMBRE
23.18	0.76		CHARBON	AVEC 3 ET 2 CM SCH
24.58	0.08		SCHISTES	GRIS FEUILLETES
24.58	0.09		CHARBON	CARBONATES
25.22	0.30		SCHISTES	COMPACTS, QQ INCLUS CARB ET PCH 5 MM
25.62	0.10		SCH.GRESx.	AVEC 4 CM SCH A 15 CM TETE
26.30	0.45	P	SCHISTES	
26.30	0.64		CHARBON	QQ FILETS CH MM
26.30	0.40		PERTE	
26.30	0.68		SCHISTES	
28.70	2.40		GR.SCHISTx	CARB, COMPACTS
29.49	0.79		SCH.GRESx.	CARBONATES PAR ENDROIT
29.73	0.24		CHARBON	2 CM SCH A 6 CM TETE, I CASSURE MILIEU
30.01	0.28		SCHISTES	QQ PCH MM BASE
30.48	0.47		CHARBON	
31.13	0.65		SCH.GRESx.	CARB, COMPACTS
31.13	0.20		CHARBON	
31.13	0.14	P	SCH.CHARB.	PASS CHARB INFER 2 CM
32.00	0.11		SCHISTES	
32.00	0.12		PERTE	
32.80	0.30		SCHISTES	
33.55	0.80		GRES FINS	CARB PE
33.55	0.75		SCH.GRESx.	
34.95	0.97		GRES FINS	CARB, QQ INCLUS SCH ET CH
34.95	0.18	P	PERTE	
35.93	0.25		GRES FINS	
35.93	0.98		GRES GROS.	CONGLOMERATIQUES PE
36.71	0.34		CHARBON	AVEC 1 CM SCH EN TETE
36.71	0.13		SCHISTES	NOIRS, FEUILLETES, PCH MM
36.71	0.31		CHARBON	

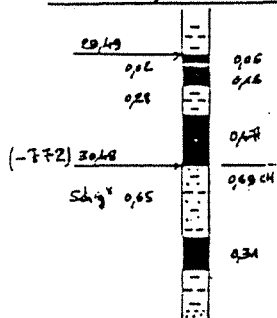
ve J : 1,23/1,28



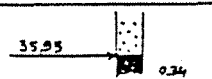
ve I sup.: 1,05/1,32

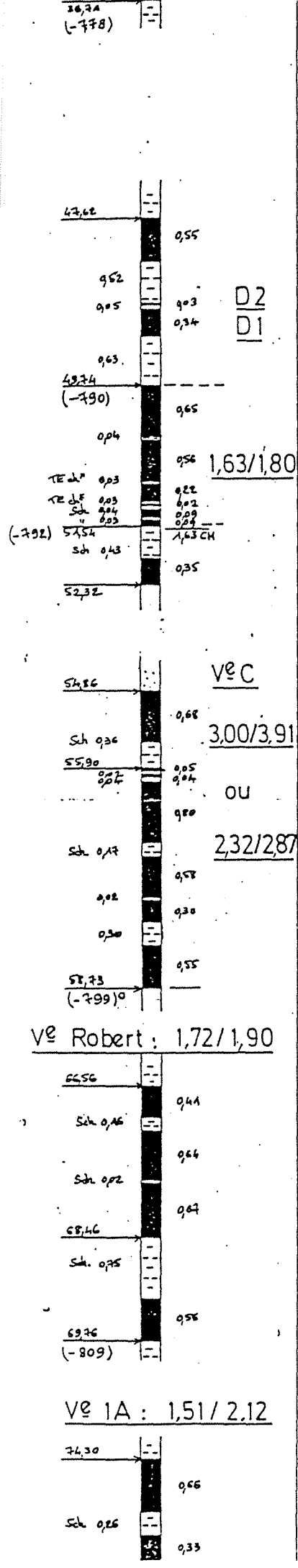


ve I moy.: 0,69/0,99



ve I inf.: 0,65/0,78





Elevation (m)	Interval (m)	Material	Description
76.74		SCHISTES	CARB PE ET 30 CM TE BASE
76.74	76.64	CHARBON	
76.64	76.54	SCHISTES	COMPACTS, CARB PE
76.54	76.44	CHARBON	AVEC 3 CM SCH AU MILIEU
76.44	76.34	SCHISTES	NOIRS, PCH MM
76.34	76.24	SCH.GRESx.	A GRES FINS
76.24	76.14		GRIS SOMBRE, PCH INFER 5 CM
76.14	76.04	SCHISTES	COMPACTS, NOMBR. PASSEES CARBONATE
76.04	75.94	PERTE	
75.94	75.84	SCHISTES	QQ PCH MM
75.84	75.74	CHARBON	
75.74	75.64	PERTE	
75.64	75.54	SCHISTES	AVEC 3 CM CH A 5 CM BASE
75.54	75.44	CHARBON	AVEC 2 PCH 1 CM
75.44	75.34	SCHISTES	QQ PCH INFER 2 CM
75.34	75.24	CHARBON	AVEC 4 PASS SCH INFER 4 CM
75.24	75.14	SCHISTES	
75.14	75.04	CHARBON	
75.04	74.94	SCH.GRESx.	CARB, COMPACTS
74.94	74.84	GR.SCHISTx	A SCH GRESEUX CARB
74.84	74.74	GRES FINS	
74.74	74.64	CHARBON	
74.64	74.54	PERTE	
74.54	74.44	SCHISTES	QQ PCH CM
74.44	74.34	CHARBON	AVEC 2 ET 4 CM SCH, BARRE SUR 11 CM
74.34	74.24	SCHISTES	
74.24	74.14	CHARBON	AVEC 3 PASSEES SCH INFER 2 CM
74.14	74.04	PERTE	
74.04	73.94	SCHISTES	
73.94	73.84	CHARBON	2 PELL SCH 5 MM TETE
73.84	73.74	SCHISTES	GRESEUX VERS LA BASE
73.74	73.64	GRES FINS	
73.64	73.54	SCH.GRESx.	COMPACTS, CARBONATES
73.54	73.44	GRES FINS	
73.44	73.34		
73.34	73.24	SCH.GRESx.	+ OU - CARBONATES
73.24	73.14	SCHISTES	
73.14	73.04	CHARBON	
73.04	72.94	SCHISTES	GRIS SOMBRE
72.94	72.84	CHARBON	AVEC 2 CM SCH A 64 CM TETE, MORCELE
72.84	72.74	SCHISTES	NOIRS
72.74	72.64	CHARBON	AVEC 2 ET 3 CM SCH
72.64	72.54	PERTE	
72.54	72.44	SCHISTES	CARB, AVEC 12 CM GRES FINS TETE
72.44	72.34	GRES FINS	SCHISTEUX BASE
72.34	72.24	SCHISTES	AVEC 4 CM CH EN TETE
72.24	72.14	CHARBON	
72.14	72.04	SCHISTES	GRESEUX BASE
72.04	71.94	CHARBON	
71.94	71.84	SCHISTES	NOIRS A PCH CM
71.84	71.74	CHARBON	
71.74	71.64	SCHISTES	A PCH MM
71.64	71.54	CHARBON	
71.54	71.44	PERTE	
71.44	71.34	SCHISTES	
71.34	71.24	CHARBON	
71.24	71.14	PERTE	

SUPERIEURS

FLAMBANTS

15 à 20

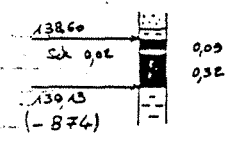
70

12

13

	101.40								
		2.30		GRES MOY.		A GRES GROSSIERS. CONGLOM. VERS LA BASE			
	103.70								
	104.80	1.10		CONG. FINS					
		5.33		GRES GROS.		A PASSEES DE CF			
	110.35	0.22		SCHISTES					
AS		1.55		CONG. FINS		AVEC 6 CM SCH A 50 CM BASE			
	111.90	0.80		GRES GROS.		CONGLOM. PE			
	112.70								
	115.70	3.00		CONG. FINS					
	118.70								
		1.50		CONG. MOY.					
	120.20	0.20		GRES MOY.					
	120.70	0.30		CONG. MOY.					
		2.90		GRES GROS.		CONGLOMERATIQUES PAR ENDROIT			
	123.60	0.95		CONG. MOY.		A GRES GROSSIERS PE			
	124.55	0.91		GRES GROS.		A PASSEES CGL INFER 15. CM			
	125.48	0.24		SCHISTES					
		1.80		GRES GROS.		CONGLOMERATIQUES			
	127.50								
		2.00		GRES MOY.					
	129.50								
		1.95		CONG. FINS		A MOYENS PAR ENDROIT			
	131.45								
		2.62		GR. CONGLO					
	134.07								
		1.90		CONG. FINS		A MOYENS PE			
	135.97	0.60		GRES GROS.		A CONGLOMERATS FINS			
	137	0.13	P	PERTE					
		1.65		GRES GROS.					
	138.35	0.25		GRES MOY.		A INCLUS CH1 FRACTURE SUBV LUSTREE. BAS			
	139.13	0.10		SCHISTES		NOIRS LUSTRES			
	139.53	0.43		CHARBON		2 CM SCH NOIRS A 9 CM TETE			
		0.40		SCHISTES		AVEC 3 PASSEES CH INFER 3 CM			
		0.80		SCH. GRES.		NOMBREUSES PCH MM TETE			
	140.33								

1/2 Alyssa : 0,41/0,43



71°

AS

5

71°

17

71°

10

8

71°



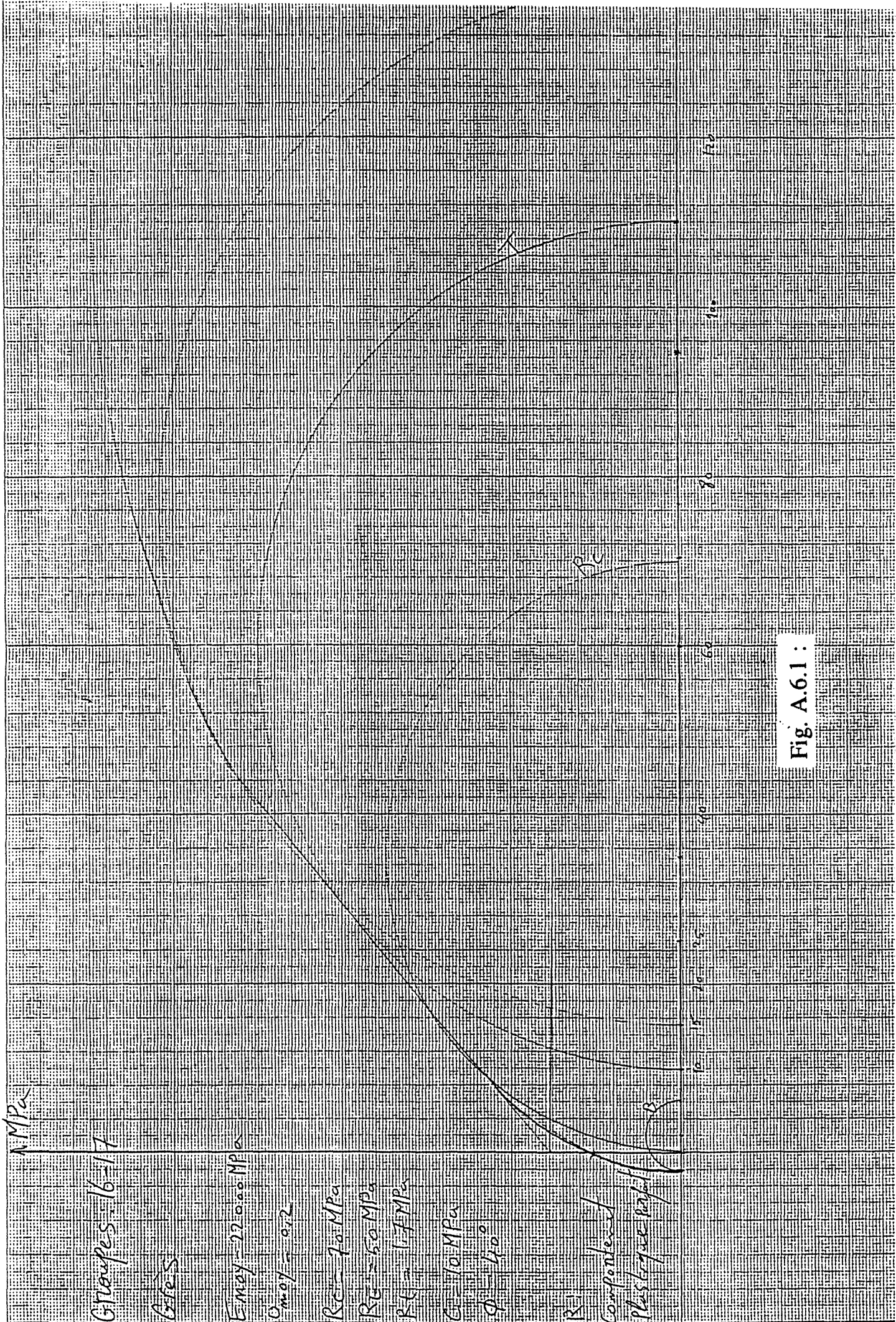


Fig. A.6.1 :



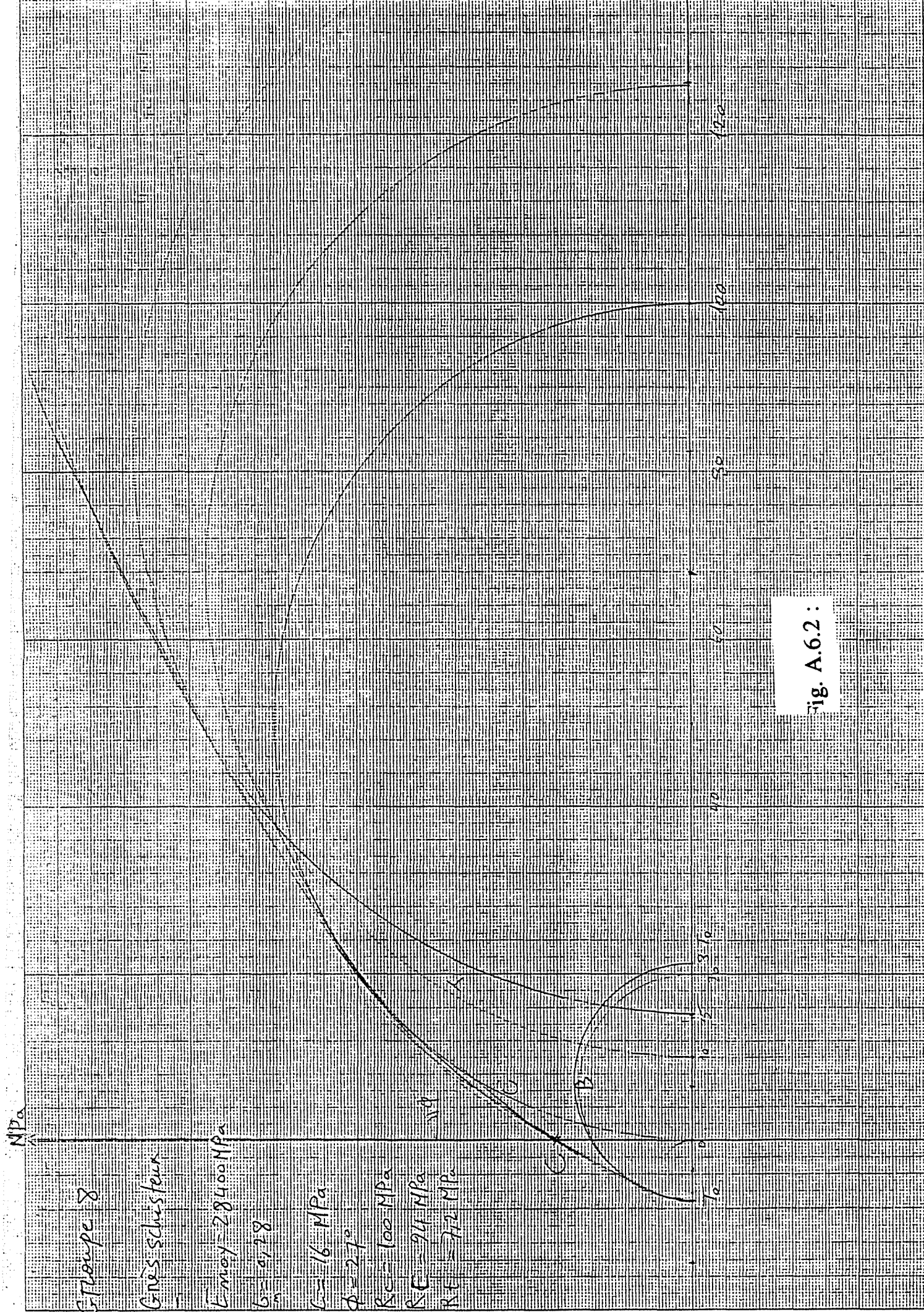


Fig. A.6.2:

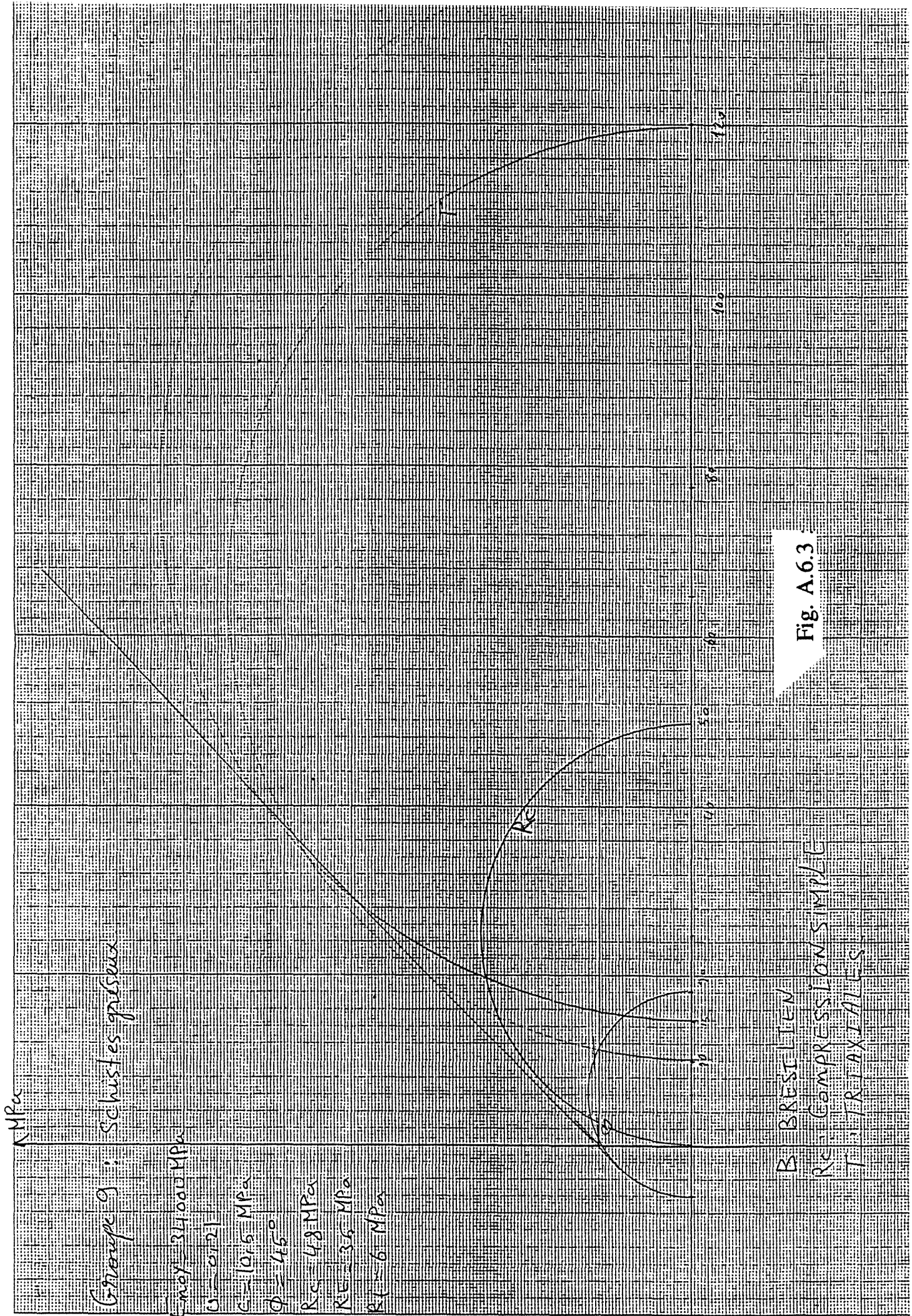


Fig. A.6.3



Groupes 7, 12  
Schiste gréseux

MPa

7  
 $E_{\text{moy}} = 40000$   
 $\nu = 0.18$   
 $\phi = 43^\circ$   
 $R_c = 18 \text{ MPa}$   
 $R_E = 55 \text{ MPa}$

12  
 $E_{\text{moy}} = 30569$   
 $\nu = 0.21$   
 $\phi = 45^\circ$   
 $R_c = 35 \text{ MPa}$   
 $R_E = 120 \text{ MPa}$

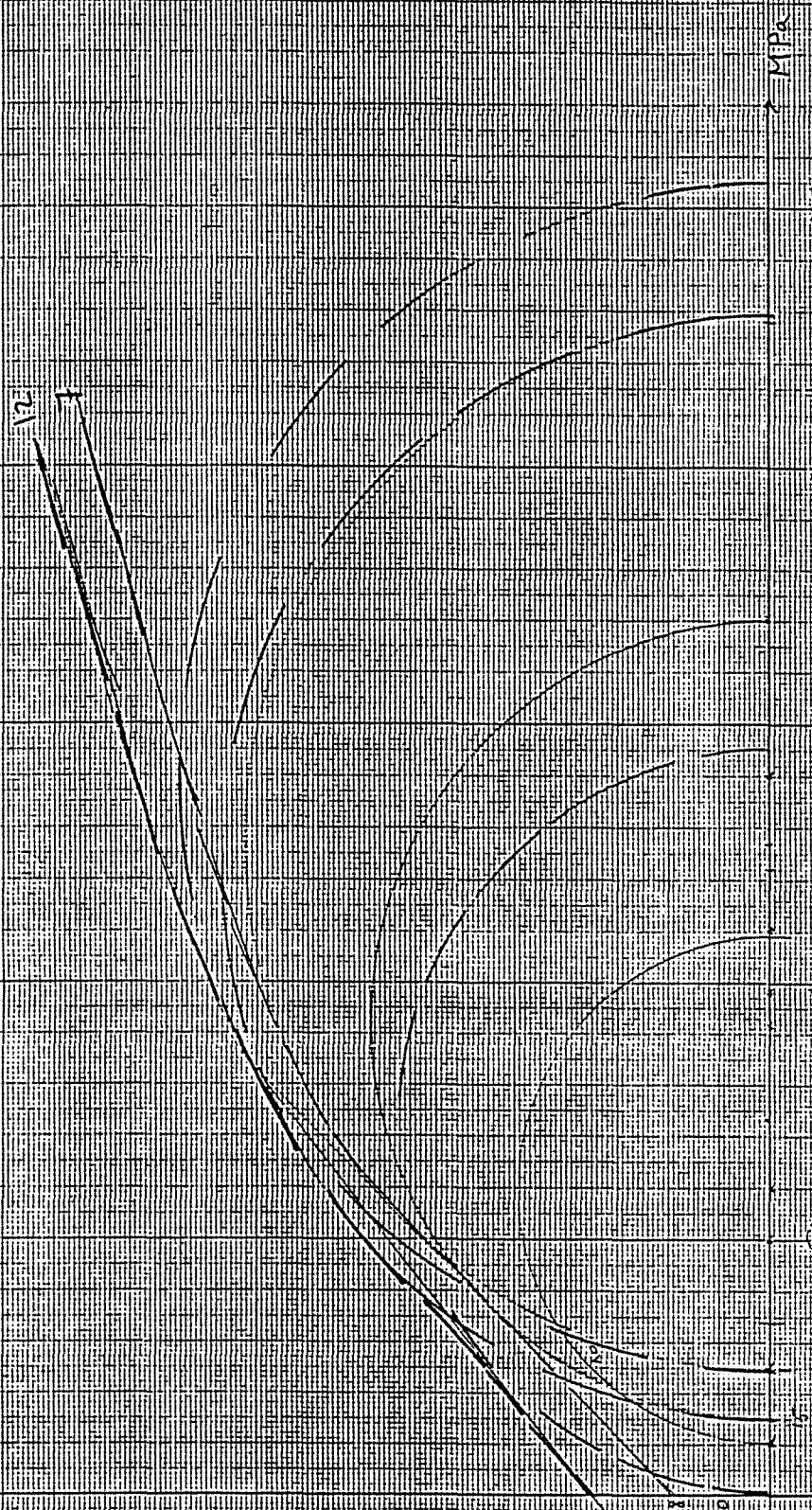


Fig. A. 6.4



**7. PROBLEME EN SYMETRIE DE REVOLUTION**



Le problème de distribution des contraintes dans un corps soumis à un champ de contraintes, présentant une symétrie de révolution est un problème intéressant en géotechnique, le cas par exemple, d'une éprouvette cylindrique ou le cas d'un pilier d'une forme carrée (fig. A.7.1).

Du point de vue mathématique, c'est un problème à deux dimensions comme le problème de déformation plane.

Par symétrie, les deux composantes du déplacement dans un plan axial fig(A. 7.2) décrivent parfaitement le tenseur de déformations, donc le tenseur de contraintes. Dans un repère des coordonnées semi-polaire, R et Z sont respectivement les axes radial et axial et (u, v) les déplacements correspondants.

En déformation plane, la déformation axiale est nulle, en effet trois composantes de déformation sont à calculer ( $\epsilon_x, \epsilon_y, \gamma_{xy}$ ), mais en symétrie de révolution, le déplacement radial produit une déformation tangentielle ( $\epsilon_\theta$ ), donc une contrainte tangentielle ( $\sigma_\theta$ ) non nulle. Quatre composantes sont donc à calculer dans ce cas. Par conséquent, le problème est plus compliqué mathématiquement.

La structure est découpée en éléments triangulaires (fig. A.7.1) ayant une épaisseur angulaire unitaire.

La relation entre contraintes et déformations peut écrire :  $\sigma = \epsilon D$  pour laquelle "E" le tenseur de déformations pour chaque élément :

$$\epsilon = (\epsilon_z, \epsilon_r, \epsilon_\theta, \gamma_{rz}) = (\partial v / dz, \partial u / \partial r, u / r, \partial u / \partial z + \partial v / dr)$$

et "D" est la matrice de raideur dans le cas d'un milieu isotrope :

$$D = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{vmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{vmatrix}$$

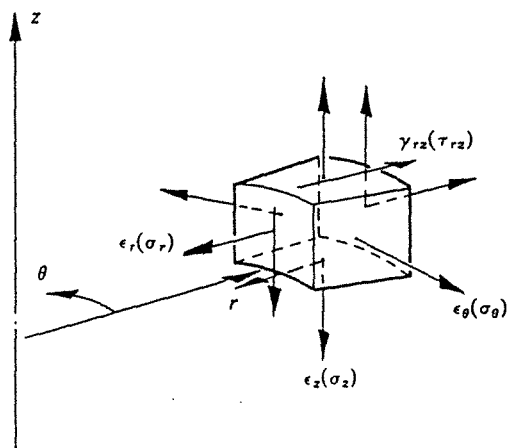
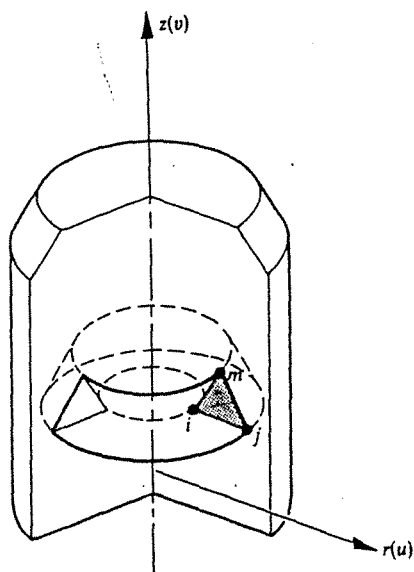
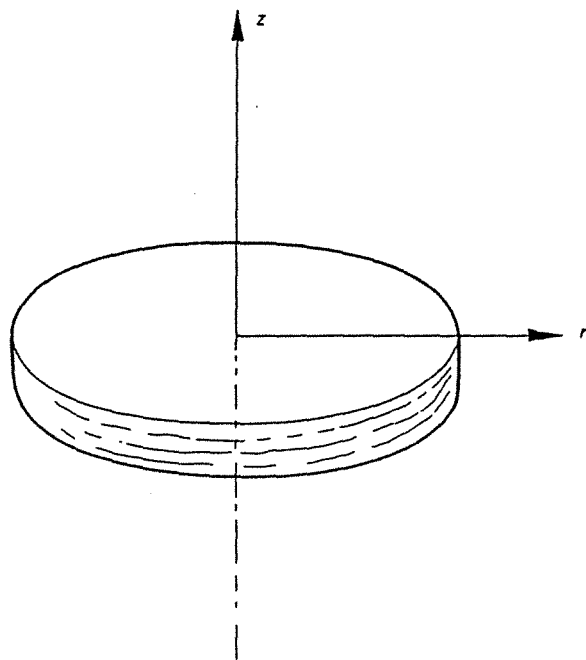


Fig. A. 7.1 : Structure et élément pour un modèle en symétrie de révolution



**AUTORISATION DE SOUTENANCE DE THESE  
DU DOCTORAT DE L'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE  
DE LORRAINE**

o o o

BIU NANCY  
Service Commun de Documentation  
INPL  
2, avenue de la Forêt de Haye - B.P. 3  
54501 VANDOEUVRE Cédex FRANCE

VU LES RAPPORTS ETABLIS PAR :

**Monsieur DUDEK J., Professeur, UL KSIEGAWA - POLOGNE**

**Monsieur WEBER Ph., Professeur, Ec. MINES - ALES**

Le Président de l'Institut National Polytechnique de Lorraine, autorise :

**Monsieur AL HEIB Mohamed Marwan**



à soutenir devant l'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE,  
une thèse intitulée :

**"Les nouvelles méthodes de modélisation numériques et le volume  
d'influence des exploitations minières en conditions complexes"**

"

en vue de l'obtention du titre de :

**DOCTEUR DE L'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE  
LORRAINE**

Spécialité : **"GENIE CIVIL ET MINIER"**

NANCY BRABOIS  
2, AVENUE DE LA  
FORET-DE-HAYE  
BOITE POSTALE 3  
F - 5 4 5 0 1  
VANDŒUVRE CEDEX

Fait à Vandoeuvre le, **09 septembre 1993**

Le Président de l'I.N.P.L.,

M. LUCIUS