



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

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.culture.gouv.fr/culture/infos-pratiques/droits/protection.htm>

136 W 90 + 59

INSTITUT NATIONAL
POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

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

90NAN10224

[M]1990 ENNOUR, S.

THESE

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

par

Samir ENNOUR
Ingénieur de l'Ecole Nationale d'Ingénieur
de Gabés (TUNISIE)

MODELISATION DES GALERIES DE GRANDE LARGEUR EN TERRAIN STRATIFIE



soutenue publiquement le 5 juillet 1990

Président : J.P. PIGUET
Rapporteurs : C. CHAMBON
M. GUEURY

Examineurs : H. KORTH
M. DEJEAN
P. WEBER
J.P. JOSIEN

AVANT PROPOS

Ce travail a été effectué au Laboratoire de Mécanique des Terrains de 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 particulièrement Monsieur PIGUET pour l'intérêt qu'il a apporté à ce travail, pour l'aide inestimable qu'il m'a accordé sur différents plans et l'honneur qu'il m'a fait d'accepter la présidence de ce jury .

A l'égard de Monsieur CHAMBON, professeur à l'Institut National Polytechnique de Lorraine, ma gratitude et mes remerciements sont vifs pour l'intérêt qu'il a apporté à ce travail tout en étant mon rapporteur .

j'exprime ma gratitude à ceux qui m'ont fait l'honneur d'accepter d'être les membres du jury .

Monsieur GUEURY, professeur à l'Université Technologique de Haute Alsace à Mulhouse, qui a accepté d'être parmi les rapporteurs, qu'il soit également remercié pour ses conseils et sa sympathie

Monsieur DEJEAN, docteur ingénieur et chef des services communs à l'Unité d'Exploitation de Provence, d'avoir examiné mon travail.

Monsieur JOSIEN, docteur ingénieur et chef du groupe géotechnique et atmosphère industrielle du CERCHAR, qu'il soit remercié d'avoir accepté de juger mon travail .

Monsieur WEBER, professeur à l'Ecole des Mines d'Alès, je me réjouis de sa présence parmi les examinateurs, car c'est lui qui m'a aidé à m'inscrire en DEA.

Monsieur KORTH, docteur ingénieur au DMT à la République Fédérale D'Allemagne, qui a répondu favorablement à ma demande pour examiner ce travail .

Je tiens à remercier vivement Monsieur BAROUDI, docteur ingénieur au CERCHAR, pour ses conseils et les discussions fructueuses. Qu'il soit assuré que je n'oublierai jamais l'amitié, l'encouragement et le soutien moral qu'il n'a cessé de me prodiguer pendant mon séjour en France

J'exprime mes remerciements à Monsieur GUENIFFEY, enseignant à l'Ecole des Mines de Nancy, pour sa serviabilité et sa sympathie, à Messieurs HANTZ, REVALOR, BEN SLIMANE, TRITSH, PAQUET et PIGNON ingénieurs au CERCHAR , ainsi que Madame SOUKATCHOFF enseignante à l'Ecole des Mines de Nancy .

J'y associe les ingénieurs et les techniciens des différents services des HBL et des HBCM, impliqués dans cette étude .

Je remercie aussi Messieurs THORAVAL, VERDEL, HADADOU, EL HEIB, BIGARRE, ASOF, ARIF, LAOUINI et LIN chercheurs au Laboratoire pour leur soutien et leurs discussions fructueuse.

Ces remerciements vont également aux informaticiens Mesdames MANSION et MERY et Messieurs JEUDY, LIZEUR et MATHIEU .

J'exprime mon aimable gratitude à mesdames SCHENCK, MILONET et KLING pour la préparation matérielle de ce mémoire.

Je tiens à la fin à remercier vivement mes compagnons de travail NGOT, RASOLOFO et XING chercheurs au Laboratoire, pour leur amitié et leur soutien moral et matériel .

Ces remerciements vont également à mon épouse et tous mes parents.

SOMMAIRE

Chapitre I : GENERALITES

	Page
A - INTRODUCTION ET POSITION DU PROBLEME	2
A1 - La méthode d'exploitation	
A2 - Les caractères particuliers de l'excavation	
B - LES DIFFERENTES APPROCHES D'ETUDES DES GALERIES QUADRANGULAIRES	3
B1 - L'approche par modèle de calcul	
<i>B11 - Modèles analytiques</i>	
<i>B12 - Modélisation par la méthode des éléments finis</i>	
<i>B13 - La modélisation en milieux discontinus</i>	
B2 - L'approche expérimentale	
<i>B21 - La classification géotechnique</i>	
<i>B22 - Méthodes statistiques</i>	
B3 - La modélisation de la connaissance (approche semi-empirique)	
C - METHODOLOGIE	7

Chapitre III : LA RUPTURE MACROSCOPIQUE DE LA ROCHE A L'ECHELLE LOCALE

	Page
A - L'ORIGINE DE LA RUPTURE	8
A1 - Le phénomène de flexion élémentaire	
<i>A11 - Les contraintes horizontales de flexion au toit</i>	
<i>A12 - Les contraintes verticales au toit</i>	
<i>A13 - Les contraintes de cisaillement au toit</i>	
A2 - Etude de la flexion amplifiée (flambage)	
<i>A21 - Présentation du modèle analytique</i>	
<i>A22 - Notions de flexion amplifiée et de flambage</i>	
A3 - Influence de la profondeur sur le comportement du toit	
A4 - L'aptitude du toit au flambage	
<i>A41 - L'épaisseur des bancs</i>	
<i>A42 - La largeur de la galerie</i>	
<i>A43 - Le module d'élasticité des bancs</i>	
<i>A44 - Mode de superposition des bancs du toit</i>	
A442 - Influence de l'épaisseur du second banc sur la flexion du toit	
A441 - Influence du module d'élasticité du second banc sur la flexion du toit	
A5 -La compressibilité des parements;son mode d'action sur le comportement du toit	
<i>A51- Présentation du modèle</i>	
<i>A52- Mode d'action de la compressibilité des parements sur le flambage</i>	
<i>A53- Influence de l'état des parements sur le comportement du toit</i>	
A6 - Conclusion	

	Page
B -LOCALISATION DES ZONES DE RUPTURE DUES A LA FLEXION DU TOIT	20
B1 - Introduction	
B2 - Influence de la largeur de la galerie sur la répartition des zones de ruptures	
<i>B21 - Cas où la galerie est étroite</i>	
<i>B22 - Cas où la galerie est large</i>	
C - CONCLUSION	23

**Chapitre III : LE COMPORTEMENT DU TOIT A
L'ECHELLE DE L'OUVRAGE APRES RUPTURE
LOCALE**

	Page
A - L'EBOULEMENT DANS LE CAS D'UNE FISSURATION INDUITE PAR LE CREUSEMENT	24
A1 - Le phénomène de l'arc-boutement élémentaire	
<i>A11 - Présentation du modèle</i>	
<i>A12 - Les paramètres favorisant l'arc-boutement</i>	
A121 - La résistance à la compression	
A122 - La largeur de la galerie	
A123 - L'épaisseur du banc	
<i>A13 - Conclusion</i>	
A2 - Le mécanisme global de l'éboulement	
<i>A21 - Présentation du modèle</i>	
<i>A22 - Simulation du développement de la fissuration verticale induite par le creusement et mécanisme de l'éboulement</i>	
<i>A23 - Le mécanisme de déformation au toit ; principe de l'équilibre</i>	
B - L'EBOULEMENT EN PRESENCE DE FISSURATION NATURELLE	30
B1 - En présence de contrainte horizontale élevée	
B2 - En présence de contrainte horizontale faible	
C - CONCLUSION	

Chapitre IV : APPLICATION ET VALIDATION DE LA METHODOLOGIE

Page

A - APPLICATION DE LA METHODOLOGIE A L'ANALYSE DES INSTABILITES DU TOIT (cas des voies de tailles à l'Unité d'Exploitation de Provence)

34

A1 - Analyse et explication de la rupture

A11- Première étape: Description de l'instabilité et définition des paramètres de la modélisation.

A12- Deuxième étape: Etude des risques de flambage du toit (définition d'une largeur critique de creusement)

A13- Troisième étape: Détermination des zones de ruptures locales de la roche

A131- Influence de la géométrie de la voie

A132- Localisation des zones de ruptures locales de la roche dans le toit

A14- Quatrième étape: Détermination des mécanismes et des critères d'éboulement

A141- Lorsque la contrainte horizontale est faible

A142 -Lorsque la contrainte horizontale est élevée

A2 - L'action : Optimisation de la pression et du schéma de soutènement

A21- Etat actuel du soutènement

A22- Optimisation de la pression de soutènement

A221 - Calcul de la pression de soutènement

A222 - Etude de la sensibilité de la pression de soutènement avec la profondeur


A223 - Conclusion

A23- Schéma de soutènement

A3- Conclusion

	Page
B - APPLICATION A L'ELABORATION DE SCENARIOS DE COMPORTEMENT DU TOIT (cas des montages de tailles aux Houillères de Bassin de Lorraine)	43
B1- Présentation de la méthode d'analyse	
<i>B11 - Dépouillement des mesures in situ :</i>	
<i>B12 - Modélisation et calage</i>	
B2- Les différents scénarios envisageables dans le cas des montages de tailles étudiés	
<i>B21 - 1er scénario : Stabilité du toit en absence de rupture locale</i>	
<i>B22 - 2ème scénario : Stabilité du toit avec rupture locale de la roche</i>	
<i>B23 - 3ème scénario : Rupture du toit après un mouvement relatif important des blocs</i>	
B3- Les critères de détection de l'éboulement.	
B4- Conclusion	
C - SYNTHESE ET ASPECTS PRATIQUES	50
C1 - Détermination des caractéristiques mécaniques et géométriques du toit.	
C2 - Etude de la rupture locale à l'échelle de la roche	
<i>C21 - Les risques de flambage</i>	
<i>C22 - La localisation de la rupture locale au toit</i>	
C3 - Etude de la rupture à l'échelle de l'ouvrage	
<i>C31 - Les critères de l'éboulement</i>	
<i>C32 - Le mécanisme de déplacement du toit</i>	

	Page
C4 - Le soutènement	
C5 - La surveillance	
CONCLUSION GENERALE	56
ANNEXES	
I - MODELISATION ANALYTIQUE LOCALE DU TOIT (Théorie des poutres)	64
II - APERCU SUR LA MODELISATION PAR LA METHODE DES ELEMENTS DISTINCTS (code -UDEC-)	86
III - QUELQUES RESULTATS SUR LE COMPORTEMENT DES GALERIES QUADRANGULAIRES (à travers la bibliographie)	95
IV - LA VARIATION DES CONTRAINTES NATURELLES AVEC LA PROFONDEUR	97
V - DONNEES DE SONDAGES (montages de tailles aux Houillères de Bassin de Lorraine)	98



RESUME

Creusées à des profondeurs dépassant 1000m, en sections quadrangulaires de grande largeurs (supérieure à 6,5m), pour répondre aux exigences des techniques modernes d'exploitation, les galeries minières, posent des problèmes de stabilité pour l'exploitant .

Pour étudier ce problème nous avons développé une méthodologie de modélisation, comprenant deux phases essentielles:

- L'étude de la rupture macroscopique de la roche à l'échelle locale, par une modélisation des milieux continus ou pseudo-continus (Eléments Finis et Théorie des Poutres).

- L'étude de la rupture à l'échelle de l'ouvrage (ou éboulement) par une modélisation des milieux discontinus (Eléments distincts).

Nous avons par la suite appliqué et validé cette méthodologie à deux cas de galeries minières, pour analyser les origines des instabilités , et pour élaborer des scénarios plausibles du comportement de l'ouvrage.

UNDERGROUND WIDE EXCAVATION MODELLING IN LAYERED-ROCK

The galleries, excavated at a depth over 1000 m in quadrangular great width sections (more than 6.5 m) to meet modern technical requirements, involve, stability problems for miner.

In order to study this problem, we have developed a modelling method including two important stages.

- An analysis of the macroscopique rupture of the rock on the local level through a modelling of continuous medium (finite element methods, Beam theorie).

- A study of rupture on the excavation level (or roof collapse) through a modelling of discontinuous medium (distincts elements).

We have applied, and checked the efficiency of this methods to two kinds of mining excavations : to analyse the origins of instability, and to make up a plausible script of the excavation behaviour.

Chapitre I

GENERALITES

- A - Introduction et position du problème
- B - Différentes approches d'étude des galeries quadrangulaires
- C - Méthodologie

A - INTRODUCTION ET POSITION DU PROBLEME

Une production mécanisée avec un souci de rendement élevé, nécessite une exécution rapide des galeries en couches ayant des largeurs importantes (supérieur à 6,5 m.) . De plus les exploitations souterraines se font à des profondeurs de plus en plus grandes (1000 m) et dans des conditions géotechniques difficiles (massif fissuré, couches pentées, contraintes naturelles élevées de 20 à 30 MPa).

En France, dans le bassin houiller de Provence, les voies de tailles sont creusées au charbon, à 1000 m de profondeur, sur une largeur de 7 m et une hauteur minimale de 2,5 m, elles sont creusées en section quadrangulaire à peu près de niveau (pendage de l'ordre de 10°). Le long de certaines galeries, une cassure apparaît au toit au niveau du parement aval-pendage et les deux premiers bancs du toit basculent vers l'aval . En présence de zone fracturée, cette instabilité a, dans un cas, provoqué un éboulement du toit sur une vingtaine de mètres de longueur avec une cloche qui remonte à 3,5 m (fig..I 1a).

En Australie /1/, dans la région sud du bassin houiller de Sydney, les voies de tailles sont creusées à des profondeurs de 400 à 500 m sur une largeur de 5 m et une hauteur de 2,5 m. Au cours du creusement, des cassures sont apparues au toit et au mur. La position et l'importance des cassures dépendent de l'orientation de l'axe de la galerie par rapport à la plus grande contrainte principale horizontale (fig. I 1b) . Ces instabilités ont ralenti les travaux miniers et ont causé des charges lourdes de soutènement et de renforcement.

Aux USA, des voies de tailles creusées en section quadrangulaire sur des largeurs de 6,5 m ont été le siège d'instabilité assez nuisibles (fig. I 1c). Dès le creusement, une cassure apparaît au toit au niveau du parement . Elle se propage le long de la galerie et en profondeur dans le toit jusqu'à 3 m par endroit . Une deuxième cassure apparaît au niveau du deuxième parement et provoque un éboulement du toit, qui peut mettre des vies humaines en danger. Cette instabilité connue sous le nom de "Cutter roof Failure" est rencontrée dans la majorité des bassins houillers aux USA où la contrainte horizontale naturelle est élevée /2/

Nous nous proposons, dans ce travail, d'étudier ce genre d'instabilité, caractéristique des galeries rectangulaires de grande largeur creusée en terrains stratifiés.

Nous limitons notre étude aux galeries en cours de creusement en ayant conscience de l'importance de plusieurs facteurs que nous n'aborderons pas et qui sont liés à :

A1 - La méthode d'exploitation

* Dans le cas où la galerie correspond à une voie de taille le problème de la stabilité dépend de :

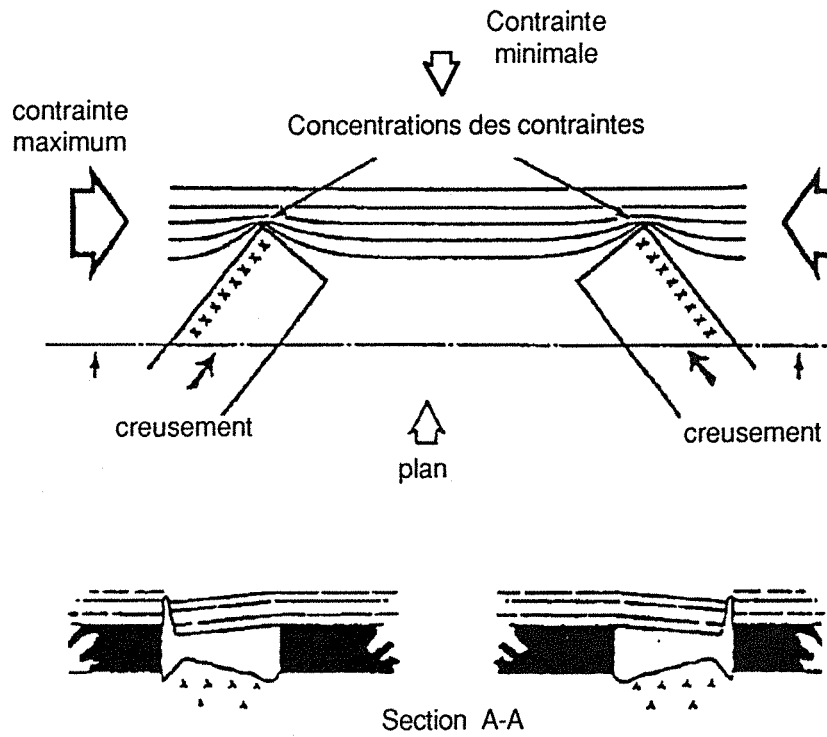
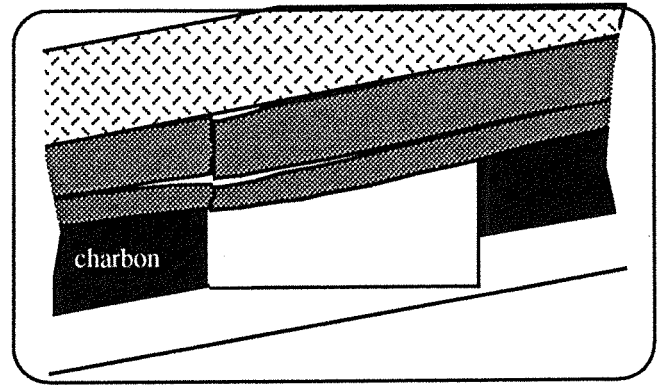
- La tridimensionalité du massif (carrefour taille voies) où la répartition des contraintes est très variable le long de l'axe de la voie.

- La dissymétrie des parements (après passage taille) ; le premier étant formé de charbon tandis que le deuxième est généralement constitué d'épis de bois ou de remblais, l'expérience a montré que la bonne tenue de la voie exige un bon choix de la rigidité du remblai /4 et 5/

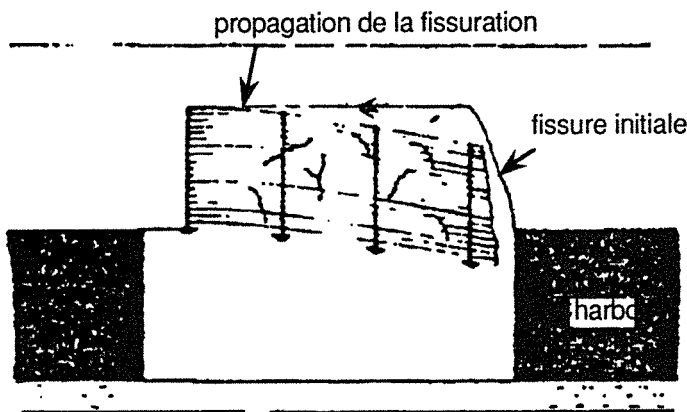
- Le soutènement en taille dont les paramètres (avancement, rigidité...) influencent le mécanisme de foudroyage du toit et ses répercussions sur les voies de tailles avoisinantes /6, 7 et 8/.

* Dans le cas où la galerie correspond à une chambre (exploitation par chambre et pilier) la stabilité de la chambre est influencée par :

a - Rupture par basculement des bancs du toit vers l'aval-pendage dans les voies aux Houillères de Provence



b - Type d'instabilité observé dans des galeries rectangulaires en Australie



c - Rupture de toit boulonnée "cutter roof failure" U.S.A.

Fig. I - 1 : Différents types d'instabilités rencontrés dans les voies larges (> 6 m)

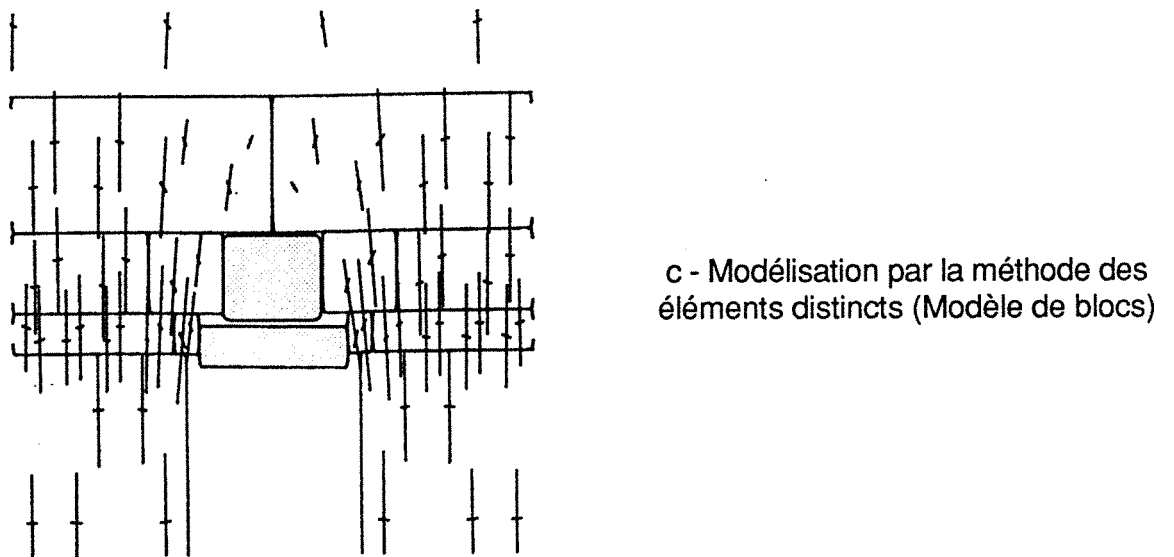
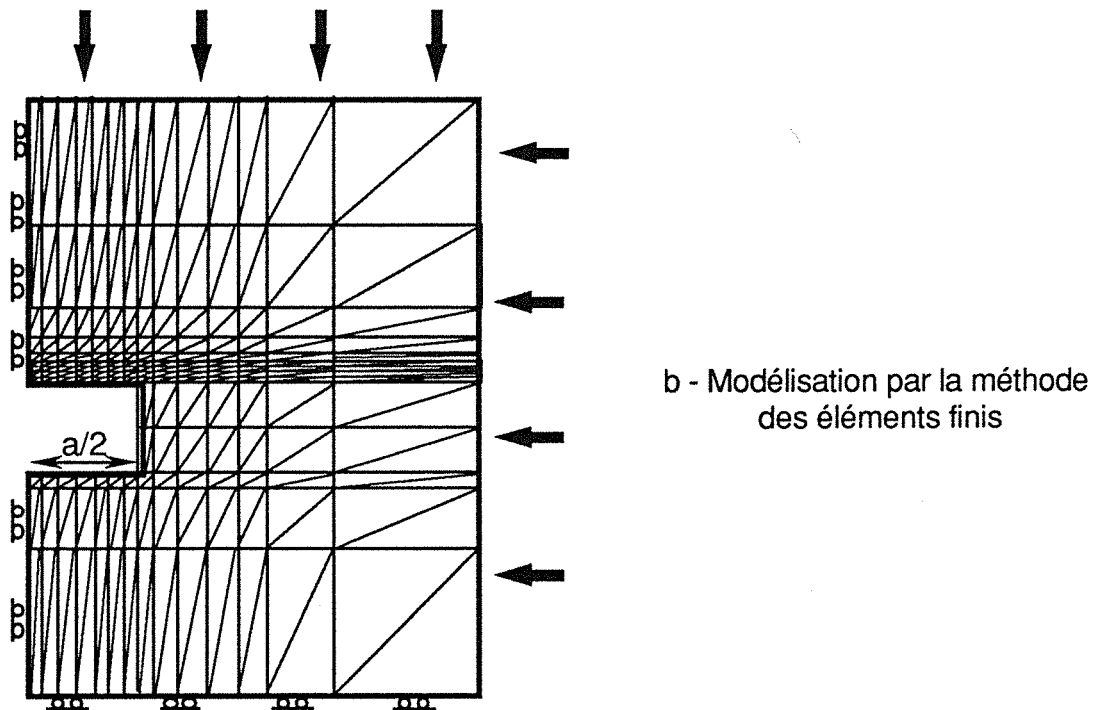
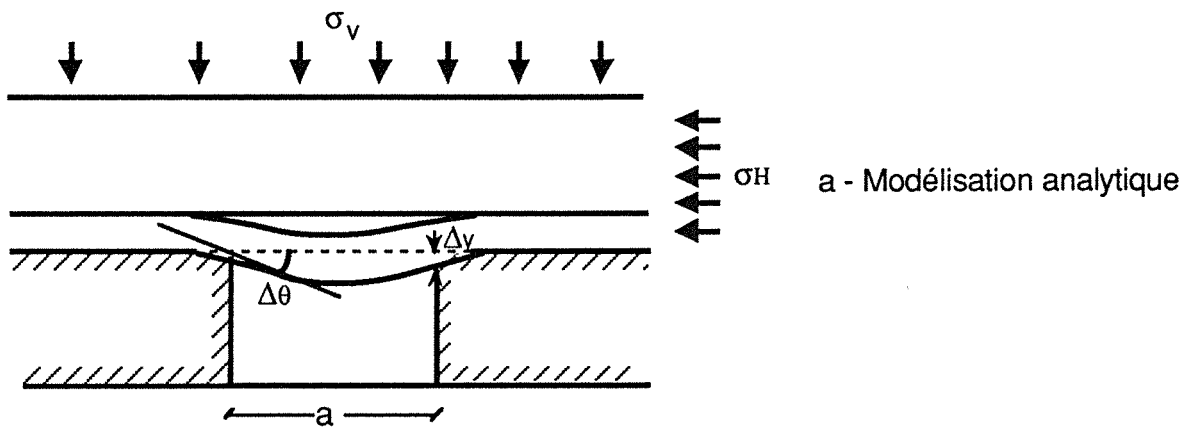


Fig. I - 2 : Approche par modèle de calcul

Tincelin et Sinou /18/ et Mandel /38/ en France pour expliquer le phénomène d'effondrement du toit.

Aux USA, Tang et Peng /19/ ont utilisés ces modèles pour expliquer des instabilités (cutter roof) dans des voies quadrangulaires soumises à une contrainte naturelle horizontale élevée, ils ont par la suite développé un calcul de boulonnage en supposant que les boulons au toit bloquaient le cisaillement entre les différents bancs du toit (dalles épaisses).

Dans ces deux travaux la couche exploitée est toujours supposée incompressible. Ce genre de modèle facile à utiliser et à comprendre permet d'avoir des réponses rapides et prêtes à être utilisées.

La simplicité de ce modèle vient du fait qu'il ne tient pas compte de plusieurs facteurs :

- L'étendue du terrain (contrainte initiale, haut toit...)
- La géométrie réelle de l'ouvrage (hauteur de la galerie)
- Les caractéristiques mécaniques des contacts entre bancs
- L'apparition de fissuration perpendiculaire aux bancs

B12 - Modélisation par la méthode des éléments finis (fig. I 2b)

Basée sur une discrétisation du massif rocheux en éléments continus, cette méthode permet 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.

Cette méthode est très performante lorsqu'il s'agit d'étudier la répartition des contraintes au voisinage d'une excavation en terrain non fissuré .

La limite de cette méthode est la difficulté de tenir compte des discontinuités du massif rocheux. Deux approches ont été développées ces dernières années pour dépasser cette limite.

* *La première* consiste à considérer un matériau continu fictif dont les propriétés mécaniques sont celles d'une matrice rocheuse proprement dite, pondérée par l'existence de vides et discontinuités. Certains auteurs ont même proposé des méthodes pour déterminer les caractéristiques du matériau continu équivalent à la roche réelle /20 et 21/. Ces méthodes ont donné des résultats assez satisfaisants pour le calcul de la convergence de l'excavation (déformée) /21/. Quand au calcul des contraintes et l'estimation de la stabilité, il nous paraît trop simpliste de travailler avec un milieu équivalent . Car la répartition des contraintes est fort influencée par la disposition et l'orientation de chaque discontinuité.

* *La deuxième approche* revient à considérer que le massif est divisé en volumes continus déformables en contact les uns avec les autres le long de surfaces qui permettent des déplacements relatifs selon des lois particulières appelées "joints". Les joints introduits dans le modèle sont caractérisés par des paramètres appelés raideurs (tangentielle et normale à la surface du joint) . Les caractéristiques des joints peuvent être constantes (indépendantes des forces appliquées) ou variables en admettant un critère d'élastoplasticité orienté suivant des directions préférentielles (cas d'un massif stratifié) /22/. Cette approche qui nous paraît assez réaliste comparée à la première était utilisée par J. -P. FIGUET /23/ pour étudier des voies quadrangulaires . En tenant compte de la stratification au toit, l'auteur montre que l'étendue de la zone de rupture au toit augmente avec le nombre de joints au toit et avec la diminution de leur caractéristiques mécaniques.

Mc NABB et WARDLE /24/ montrent que la présence des joints horizontaux de stratification au toit réduit la concentration de contraintes verticales au voisinage de l'excavation. D'autre part la contrainte horizontale au niveau des parements augmente lorsque la distance entre le toit et le premier joint de stratification diminue et d'autant plus lorsque les caractéristiques mécaniques des joints diminuent .

En utilisant le même modèle (éléments finis) Peng /25/ montre que l'importance du phénomène de flexion au toit ainsi que le décollement entre bancs et leurs glissements relatifs augmentent proportionnellement :

- Au rapport de la largeur / hauteur de l'excavation
- Au rapport de la contrainte horizontale / de la contrainte verticale naturelle
- A la diminution de la distance entre le toit et les plans de stratification
- Au rapport du module d'Young du deuxième banc sur celui du premier banc

Couramment pratiqué pour tenir compte d'une simple stratification du toit, ce genre de modélisation est très peu appliqué pour les cas où les fissures sont denses et non parallèles entre elles.

B13 - La modélisation en milieux discontinus (modèle de blocs fig. I 2c)

Fondé sur la modélisation du massif rocheux considéré comme milieu discontinu formé par un assemblage de blocs, délimités par les discontinuités, dont on cherche à étudier la stabilité.

On distingue deux approches de calcul :

* *La première* est fondée sur un calcul statique (Goodman et All) /26/ " 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 la chute possible de ces blocs . Dans le cas affirmatif, ces blocs sont éliminés et de nouveaux blocs deviennent alors susceptibles de mouvements et ainsi de suite. Cette méthode 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.

Cette approche reste peu fiable à notre avis pour l'étude des instabilités en galeries rectangulaire situées 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 négligeable (équilibre par arc-boutement ou rupture par flambage) . Il sera peut être commode de coupler les résultats des calculs des contraintes par la méthode des éléments finis à l'analyse par la méthode des blocs clef pour remédier à cette insuffisance .

* *La deuxième méthode* se base sur un calcul "dynamique" (méthode des éléments distincts, cf annexe III Cundal /27/), faisant intervenir le 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 leur mouvements.

Les blocs peuvent être rigides ou déformables .Il 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 $\Sigma F = m dv/dt$ à laquelle on ajoute un terme d'amortissement proportionnel à la masse (C.v) avec v/vitesse, m / masse, F /force.

Le comportement des interfaces entre blocs (discontinuité) est modélisé par un système ressort-patin (comportement élasto-plastique) . Il est régi par des relations force-déplacement, permettant d'évaluer les forces de contact entre blocs.

Malgré la complexité de sa mise en oeuvre dans la pratique, (détermination des paramètres à utiliser /28/) et la problématique du paramètre temps, ce modèle s'est avéré très prometteur dans différents domaines : en géologie dans l'étude des failles sous l'effet de séismes ou des édifices volcaniques /29 et 30/ et en génie civil, dans l'étude des barrages sous l'effet des séismes /31/. En mine, ces modèles étaient utilisés pour étudier l'effet de l'explosif sur la roche ainsi que la stabilité des talus /32/ . Beaucoup d'autres applications dans ce domaine sont envisageables.

B2 - L'approche expérimentale

Cette approche est basée sur l'empirisme qui résulte de longues années d'expériences en matière de stabilité d'ouvrages souterrains . Deux méthodes sont utilisées pour aider à prévoir le comportement du massif rocheux .

B21 - Les classifications géotechniques

Ces méthodes consistent à repérer, à partir de l'expérience, les paramètres géotechniques importants pour la stabilité (fracturation, présence d'eau, résistance...) . Les plus connues parmi ces méthodes sont celles de Barton /33/ et Bieniawski /34/ . Elles reposent sur une pondération de paramètres pour aboutir à un paramètre quantitatif global qui permet de juger de la qualité du terrain et du soutènement à adopter pour l'ouvrage étudié .

B22 - Méthodes statistiques

Ces méthodes reposent sur des lois statistiques établies à partir de données recueillies dans un grand nombre d'ouvrages analogues et permet de prévoir le comportement d'un ouvrage et le soutènement approprié .

Ces lois sont présentes sous forme de formules tenant compte des différents facteurs influençant le comportement de l'ouvrage /35/ .

Bien que " les résultats de cette approche soient cohérents avec la réalité" (Baroudi /36/) et pratiques à utiliser, ces méthodes restent peu évolutives et ne peuvent traiter des situations nouvelles.

B3 - La modélisation de la connaissance (approche semi-empirique fig. I 3)

Développée par H. Baroudi /36/, cette méthode a pour but d'aider à la décision pour le choix de soutènement des voies souterraines . Elle se fonde sur deux points essentiels :

- Une formalisation (sous forme de règles) de l'expérience passée avec mise à jour de ces règles (base de connaissance) .

- Une stratégie de raisonnement permettant d'assurer une démarche cohérente dans le maniement des règles .

Cette forme de modélisation mise sous la forme d'un "système expert", profite donc de l'expérience vécue, y compris celles des experts, et peut éventuellement faire appel à la modélisation par calcul pour enrichir les bases de la décision.

Cette approche nous paraît très prometteuse dans le domaine de constructions d'ouvrages souterrains et ceci pour deux raisons :

- Son aspect pratique puisqu'il tient compte de l'expérience acquise.

- Son aspect évolutif assuré par la possibilité de mise à jour des règles et par l'introduction des résultats des modèles de calculs dans le raisonnement.

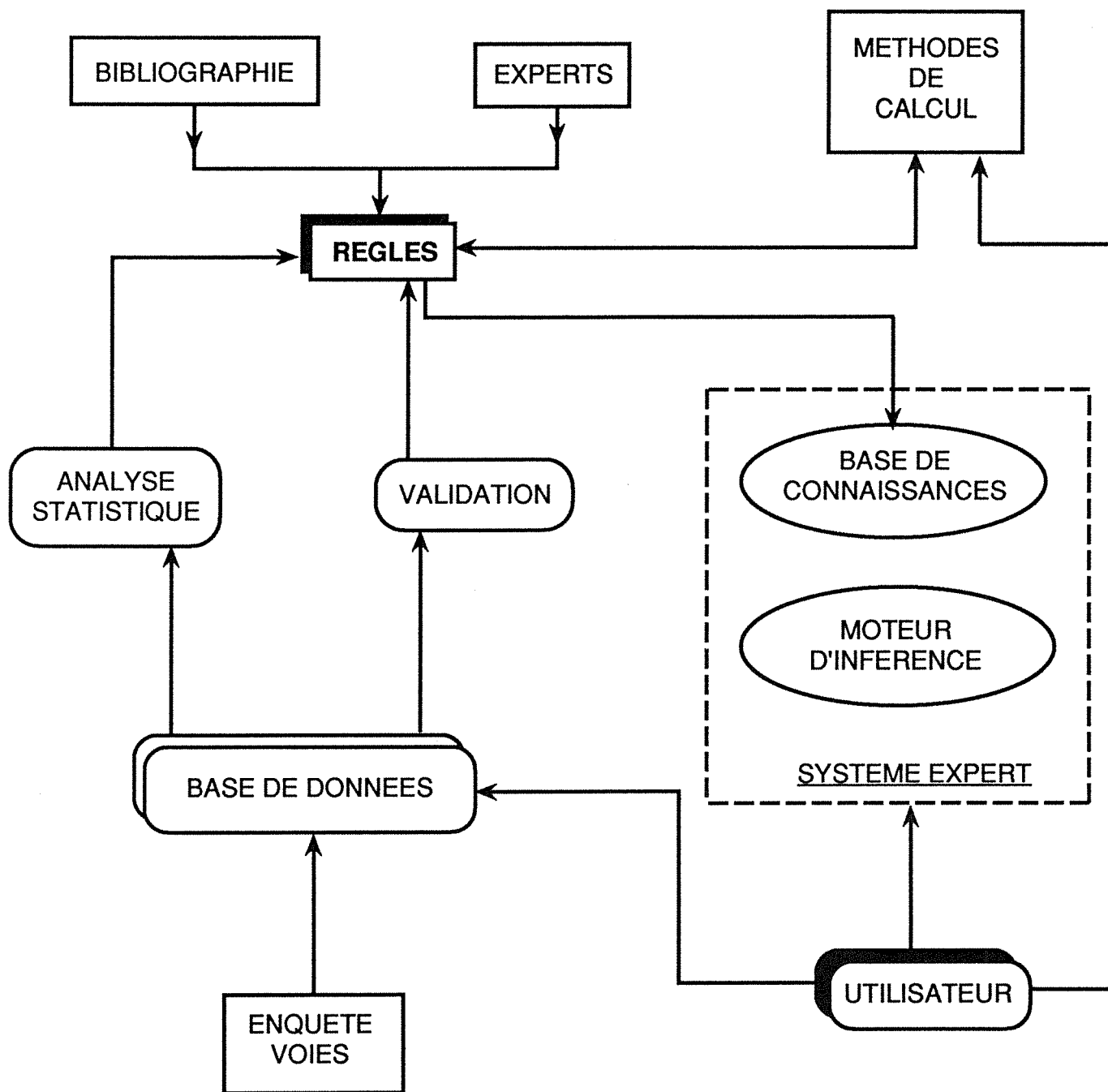


Fig. I - 3 : Modélisation de la connaissance "Système Expert"

C - METHODOLOGIE

L'étude de la stabilité des ouvrages souterrains s'est limitée depuis longtemps :

- A la détermination de l'état de contrainte au voisinage de l'ouvrage.
 - A l'application d'un critère de rupture tenant compte du tenseur de contrainte (type Mohr Coulomb...) permettant de prévoir le risque de rupture de la roche.
- Les risques d'instabilité de l'ouvrage sont simplement estimés par rapport à l'importance des zones de ruptures locales de la roche .

Nous rappelons que les critères de ruptures généralement utilisés sont ceux correspondant à la ruine d'un échantillon du massif rocheux entre les plateaux d'une presse, cette ruine résultant simplement de la propagation de la petite fissuration originelle présente dans la roche.

Il est bien évident que ce genre de critères donne une idée assez correcte sur d'éventuelles zones de ruptures locales au voisinage de l'excavation mais ne permettent que rarement de juger de l'instabilité de l'excavation . Celle-ci peut passer par plusieurs phases d'équilibre ou d'instabilité selon le chemin des sollicitations subit par le terrain autour de l'excavation, la répartition des zones de rupture locales dans le massif, la forme de l'excavation etc...

Il est donc nécessaire d'adopter une méthodologie plus évoluée pour étudier le comportement du massif rocheux vis à vis d'une excavation souterraine. Celle-ci doit tenir compte de l'évolution de la rupture locale jusqu'à la rupture totale de l'excavation (éboulement) . Par conséquent, notre méthodologie comprend essentiellement deux étapes (cf fig I 4) :

* La première étape consiste, à étudier le comportement des galeries rectangulaires (de grandes largeurs et en terrains stratifiés), jusqu'à l'apparition de rupture macroscopique de la roche : **rupture à l'échelle locale** .

Dans cette étape nous avons appliqué la modélisation la plus appropriée à ce genre de problème et à l'état du massif rocheux, c'est à dire :

- *Les modèles analytiques d'application locale (théorie des poutres)*, permettant généralement de traiter peu de phénomènes à la fois mais offrant une grande rigueur, ces modèles nous permettront d'étudier le phénomène de flexion amplifié et l'influence des conditions aux limites sur la stabilité du toit dans les galeries rectangulaires.

- *La modélisation basée sur la méthode des éléments finis*, (avec introduction des joints de stratification) permettant une très bonne précision sur le calcul des contraintes autour de l'excavation, cette modélisation va nous permettre une définition correcte de les répartitions des zones de rupture de la roche au toit de la galerie .

* La deuxième étape consiste à étudier le comportement du massif rocheux autour de la galerie après l'apparition de ruptures locales et jusqu'à l'instabilité possible du toit de la galerie : **rupture à l'échelle de l'ouvrage (éboulement)** .

Pour cela nous étions amenés à utiliser *la modélisation par la méthode des éléments distincts* : qui permet de tenir compte du nouvel état du massif rocheux à savoir :

- Les discontinuités (grandes déformations : décollements, glissements, rotations) .
- La loi du mouvement de la masse rocheuse autour de l'ouvrage (historique des différentes étapes de la ruine ou de l'équilibre du toit de la galerie).

Nous nous appuyons donc sur une modélisation *évolutive en fonction du temps* écoulé après le creusement de la galerie, tenant du passage de la roche d'un milieu continu ou pseudo-continu à un milieu discontinu . Cette approche se distingue d'autres, (HOEK /37/) qui affectent chaque modèle à une nature de terrain, sans tenir compte du caractère évolutif du massif rocheux autour de l'excavation .

Chapitre II

ETUDE DE LA RUPTURE MACROSCOPIQUE DE LA ROCHE A L'ECHELLE LOCALE

A - Origine de la rupture

B - Localisation des zones de rupture locale
dues à la flexion du toit

C - Conclusion

Dans cette partie nous allons étudier la rupture macroscopique de la roche à l'échelle locale (fissuration) qui apparaît au niveau du toit des galeries rectangulaires à la suite du creusement à savoir : l'*origine* de la rupture et sa *répartition* dans le toit :

Dans la première étape nous étudions la notion de flexion amplifiée qui s'est avérée être la principale cause de l'apparition des premières fissures dans les différents bancs du toit .

Nous commençons par une modélisation globale basée sur la méthode des éléments finis pour mettre en évidence le phénomène de flexion élémentaire au toit d'une galerie rectangulaire .

Nous passons ensuite à une étude plus détaillée du phénomène de flexion amplifiée des bancs du toit, en se servant de la modélisation analytique localisée (théorie des poutres) . Cette étape nous permettra éventuellement de définir des conditions aux limites (géométrie du toit, sollicitation ...) critiques qui produisent la rupture de la roche (échelle locale) .

Dans la deuxième étape nous essayerons de localiser les zones de rupture probables compte tenu de l'effet de la flexion. ceci en utilisant la modélisation par la méthode des éléments finis qui nous paraît la plus efficace pour tenir compte de l'étendu du massif rocheux et de son état de contrainte et permet une reproduction assez fidèle de la géométrie de l'ouvrage .

A - L'ORIGINE DE LA RUPTURE

A1 - Le phénomène de flexion élémentaire

Pour mettre en évidence le phénomène de flexion des différents bancs du toit nous proposons un modèle basé sur la méthode des éléments finis. Ce type de modélisation nous permettra, entre autres, de décrire le comportement global de la galerie.

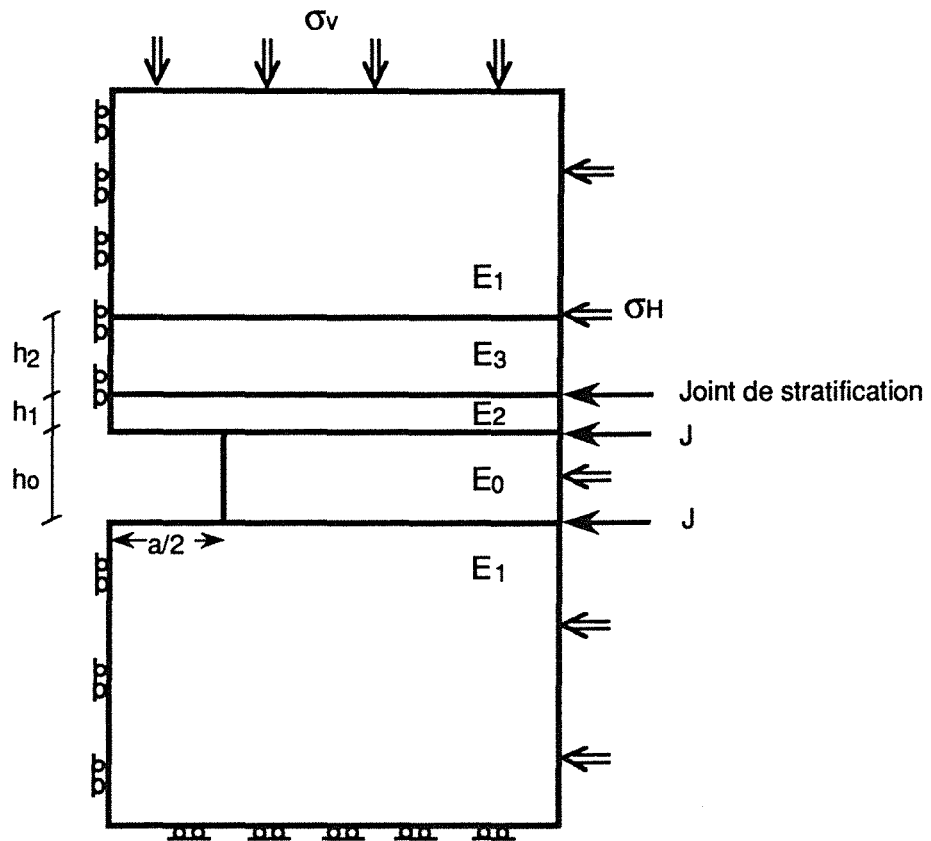
Afin de pouvoir comparer les résultats de la modélisation par rapport aux résultats des calculs analytiques (Mandel /38 /), nous avons adopté au début, un modèle simple dans lequel le toit est composé d'un premier banc mince et d'un deuxième plus épais et plus déformable . La couche exploitée est aussi plus déformable que le premier banc du toit . Des joints de stratifications sont systématiquement introduits dans le modèle au niveau des interfaces entre bancs (cf. fig. II 1), et le calcul est fait sous l'hypothèse des déformations planes .

A11 - Les contraintes horizontales de flexion au toit

* *En absence de contrainte horizontale naturelle* ($\sigma_h = 0$) :

Le premier banc du toit fléchit vers l'ouverture sous l'effet de la variation de contrainte verticale à laquelle il est soumis. Ce mouvement du toit entraîne l'apparition de contraintes horizontales de flexion dans le premier banc qui varient en oscillant autour de zéro du centre de l'excavation vers les parements (fig. II 2 a et b) . Ces oscillations présentent des maxima à 0,5 m de part et d'autre des parements et s'amortissent au fur et à mesure que l'on s'éloigne des parements . Ce phénomène d'oscillation démontré par Mandel /38/ (fig. II 2c) est dû à la compressibilité des appuis du premier banc (couche exploitée et deuxième banc) .

Une analyse plus détaillée des contraintes dans différentes sections transversales du premier banc permet de mettre en évidence une répartition triangulaire des contraintes horizontales . Celles-ci sont nulles à mi-épaisseur du banc (fibre neutre), maximales et de sens opposé au niveau des interfaces (fibre inférieure et fibre supérieure) (fig. II 3a) . La déformation du premier banc est donc due à une rotation autour de l'axe neutre des sections transversales, le long du banc. Ce type de déformation correspond à une flexion simple (théorie des poutres) .



Données :

$$E_0 = 2500 \text{ MPa}$$

$$h_1 = 0,4 \text{ m}$$

$$E_1 = 20000 \text{ MPa}$$

$$h_0 = 2,5 \text{ m}$$

$$E_2 = 10000 \text{ MPa}$$

$$h_2 = 1 \text{ m}$$

$$E_3 = 7000 \text{ MPa}$$

$$a = 6 \text{ m}$$

$$K_n = 100 \text{ MPa / m}$$

$$K_t = 10 \text{ MPa / m}$$

Fig. II - 1 : Schéma du modèle de calcul par la méthode des éléments finis

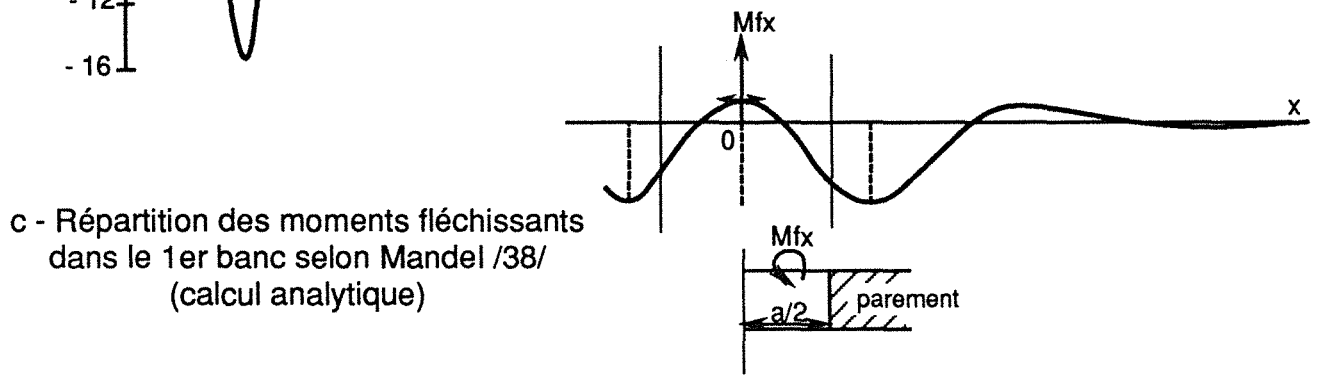
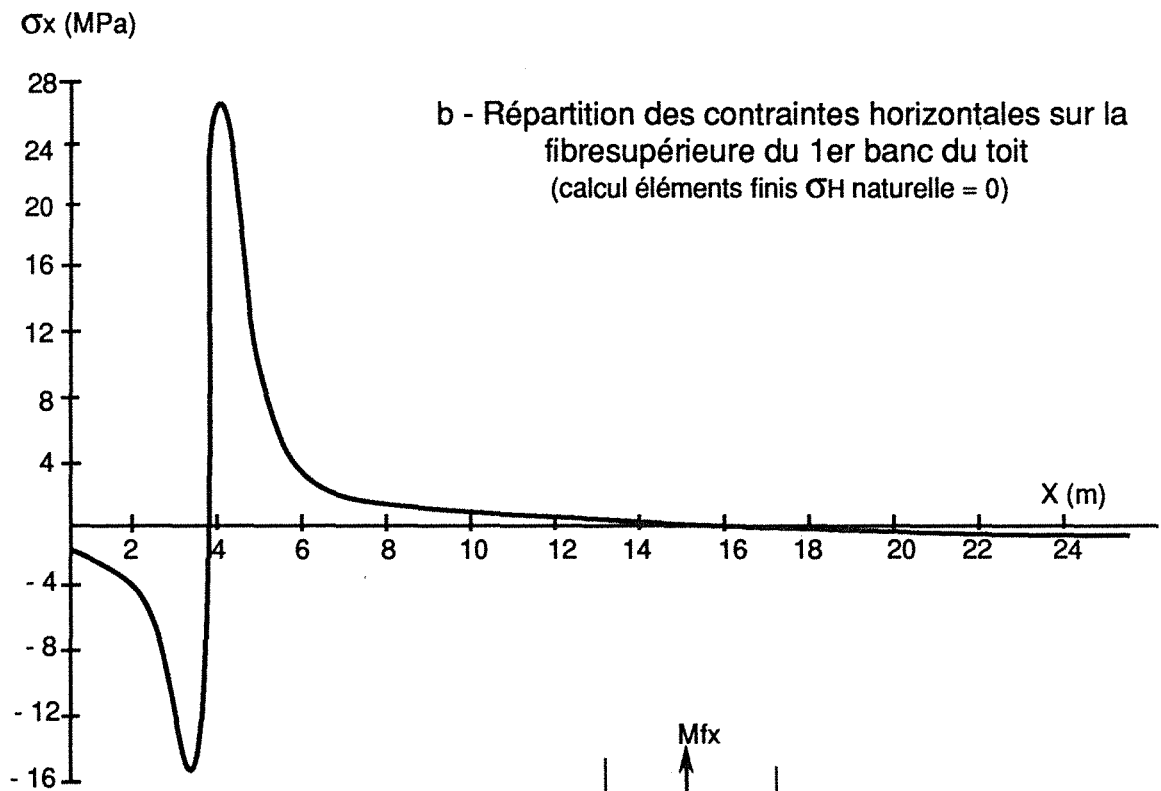
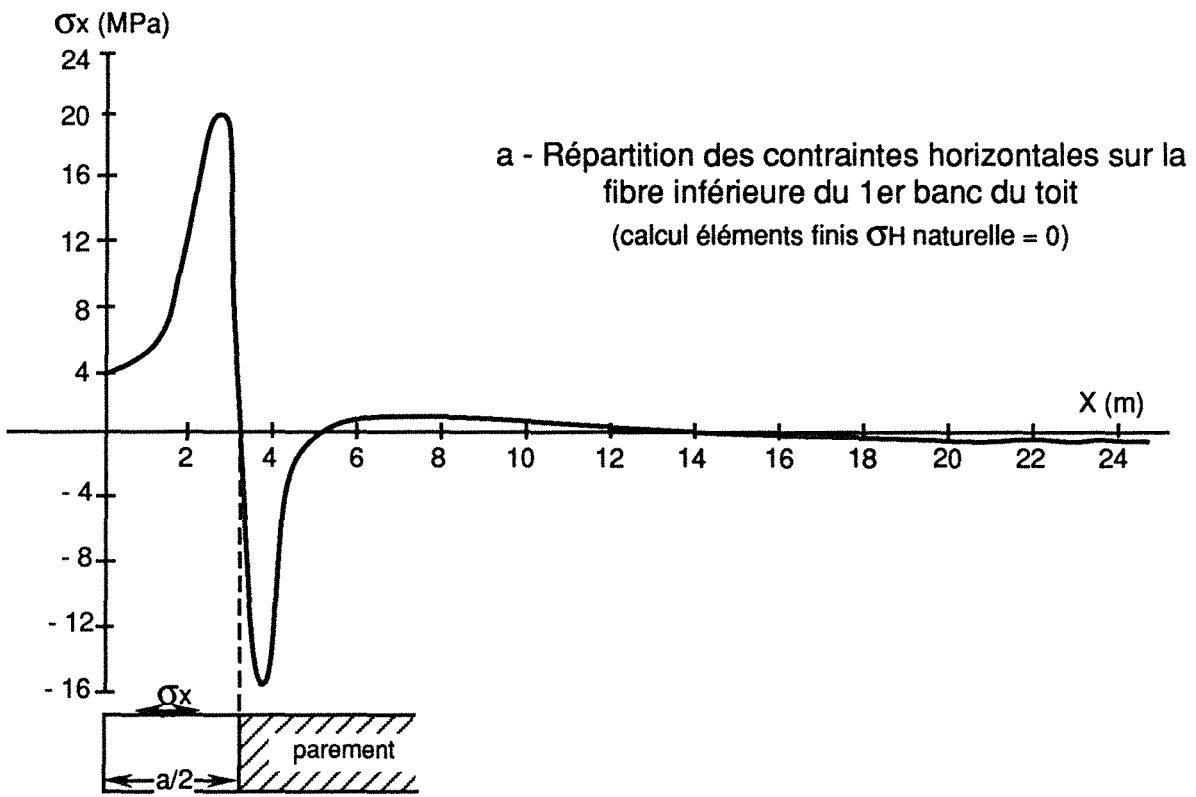
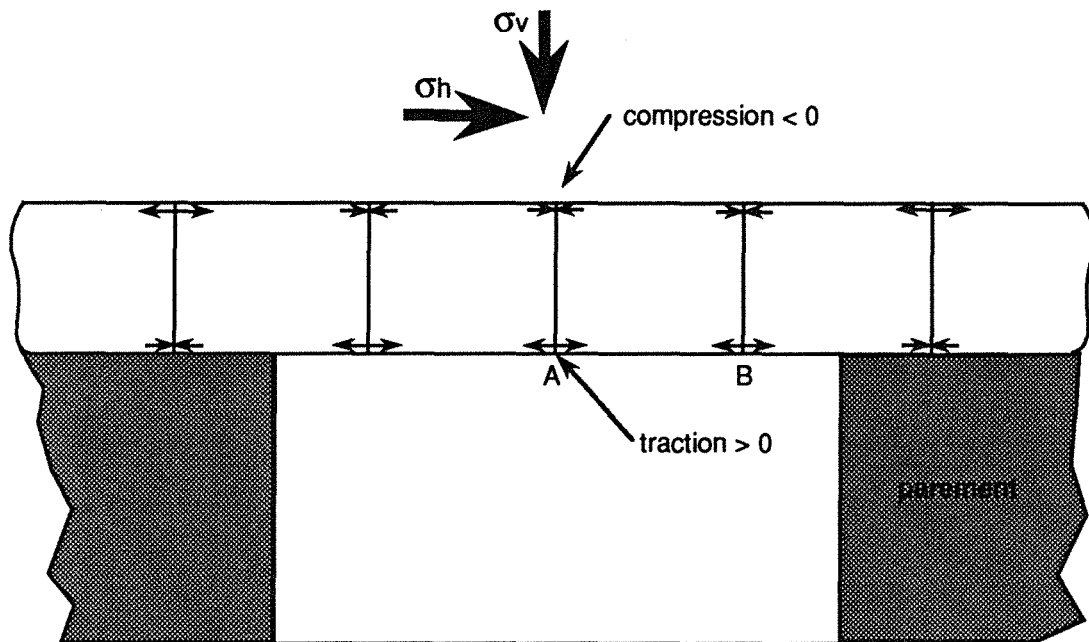
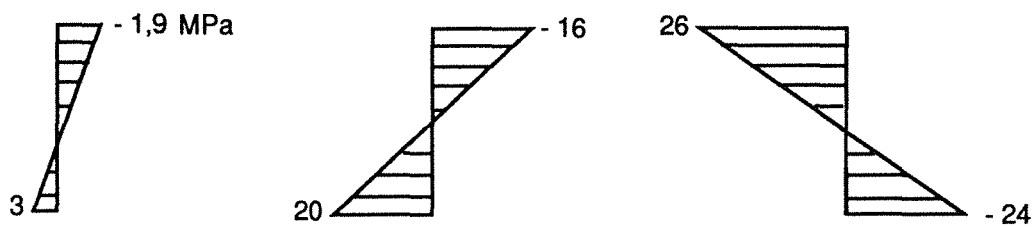


Figure II - 2



a - Répartition des contraintes horizontales dans le premier banc pour σ_h naturelle = 0



b - Répartition des contraintes horizontales pour σ_h naturelle = 20 MPa

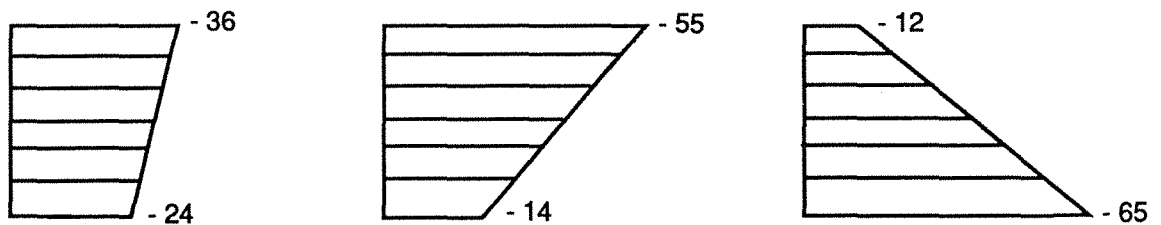


Fig. II - 3 : Répartition des contraintes horizontales dans le premier banc du toit (ELFI)

* *En présence de contrainte horizontale naturelle :*

Le modèle est chargé d'une manière hydrostatique ($\sigma_h = \sigma_v = 20 \text{ MPa}$) . Comparé au cas précédent ($\sigma_h = 0$), celui ci présente des variations des contraintes horizontales identiques le long du banc avec une translation vers la zone de compression (fig. II 4 a et b) . En effet, en présence de la contrainte horizontale naturelles toutes les sections transversales, le long du banc, deviennent comprimées . Nous aurons la répartition de contrainte de flexion donnée par la figure II 3b . Le banc est donc soumis à une flexion composée .

A12 - Les contraintes verticales au toit

Suite à la flexion, la contrainte verticale dans le premier banc tend à diminuer au dessus de l'ouverture (détente) (fig. II 5 a) . La contrainte de traction verticale qui apparaît au niveau du centre de l'ouverture à l'interface entre le premier et le deuxième banc peut expliquer un éventuel décollement entre ces bancs. Nous notons une légère augmentation de la contrainte verticale (de l'ordre de $1,4 \sigma_v$ ($\sigma_h = 0$) ; $1,2 \sigma_v$ ($\sigma_h = 20 \text{ MPa}$)) au dessus des parements . Ces faibles valeurs de concentration de la contrainte verticale est due à la présence des joints de stratification au toit (plans de glissement), ayant des raideurs tangentiels faibles . Ceux ci tendent à libérer les contraintes de cisaillements et provoquent une détente plus importante dans le massif rocheux.

A13 - Les contraintes de cisaillements au toit

Contrairement aux contraintes horizontales, les contraintes de cisaillement horizontales se concentrent à mi-hauteur de l'épaisseur du banc (axe neutre) et s'annulent au niveau des interfaces entre bancs (fig. II 5 b et c). Cette libération de contrainte de cisaillement est associée au glissement entre les différents bancs qui est guidé par les joints de stratification . Lorsque le nombre de joints de stratification au toit augmentent, le déplacement du toit croît rapidement (tab. II 1) . Il passe de 2,1 cm pour un toit sans discontinuité à 5,7 cm en présence de quatre plans de discontinuité horizontale (joints de stratification) . D'autre part, la diminution des caractéristiques mécaniques des plans de glissement, amplifie considérablement la flexion du toit et provoque une détente de la fibre inférieure du premier banc (section B) jusqu'à même l'apparition de contrainte horizontale de traction (tab. II 2) .

A2 - Etude de la flexion amplifiée (flambage)

Dans le paragraphe précédent nous avons montré que la flexion du toit provoque un glissement entre les bancs . En pratique la résistance des joints aux interfaces des bancs est dépassée (glissement + décollement) . Le toit peut donc être considéré comme un assemblage de bancs désolidarisés les uns des autres .

Pour une meilleure compréhension de la flexion de cet assemblage de banc nous avons fait appel à la modélisation analytique (théorie des poutres) qui s'avère très efficace pour ce genre d'étude .

Nous passons donc à une modélisation locale de l'espace (2 à 3m de toit) et réduite à la description d'un seul phénomène (la flexion amplifiée) ceci nous permettra une analyse bien approfondie du phénomène provoquant la rupture et de l'importance des conditions aux limites dans la rupture .

A21- Présentation du modèle analytique

Dans ce modèle le toit est assimilé à un assemblage de bancs (plaques ou poutres cf. annexe I) reposant de part et d'autre des parements sur la couche excavée.

L'étude par éléments finis ainsi que l'observation sur site montrent que le toit subit un

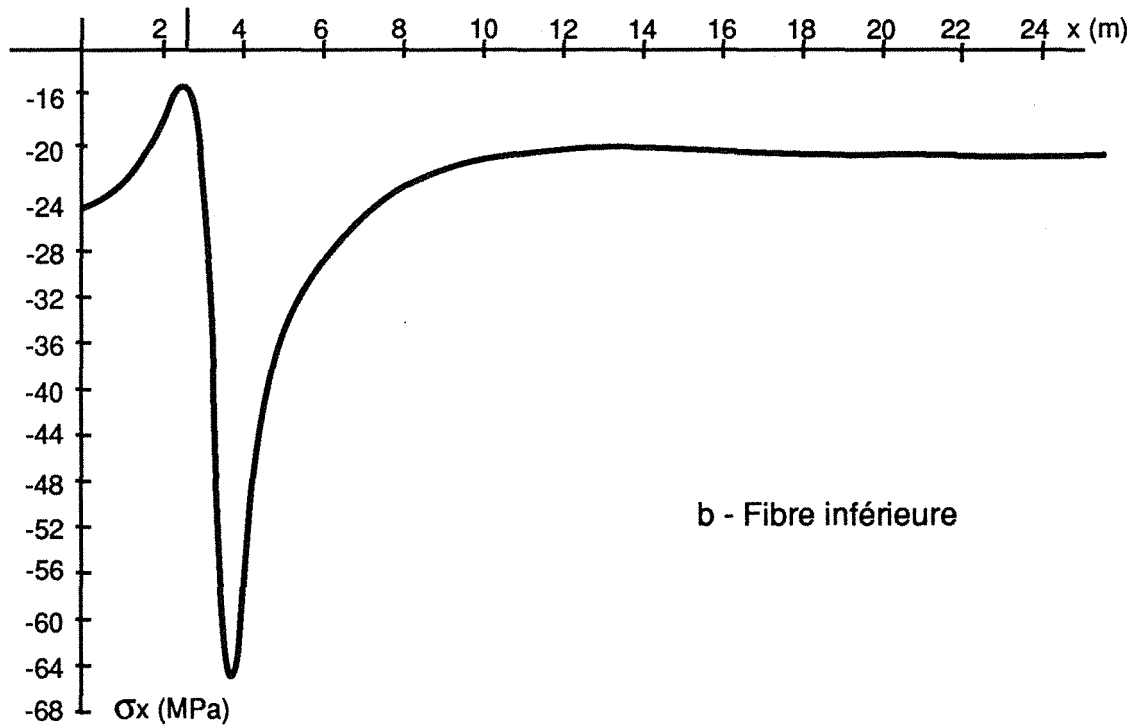
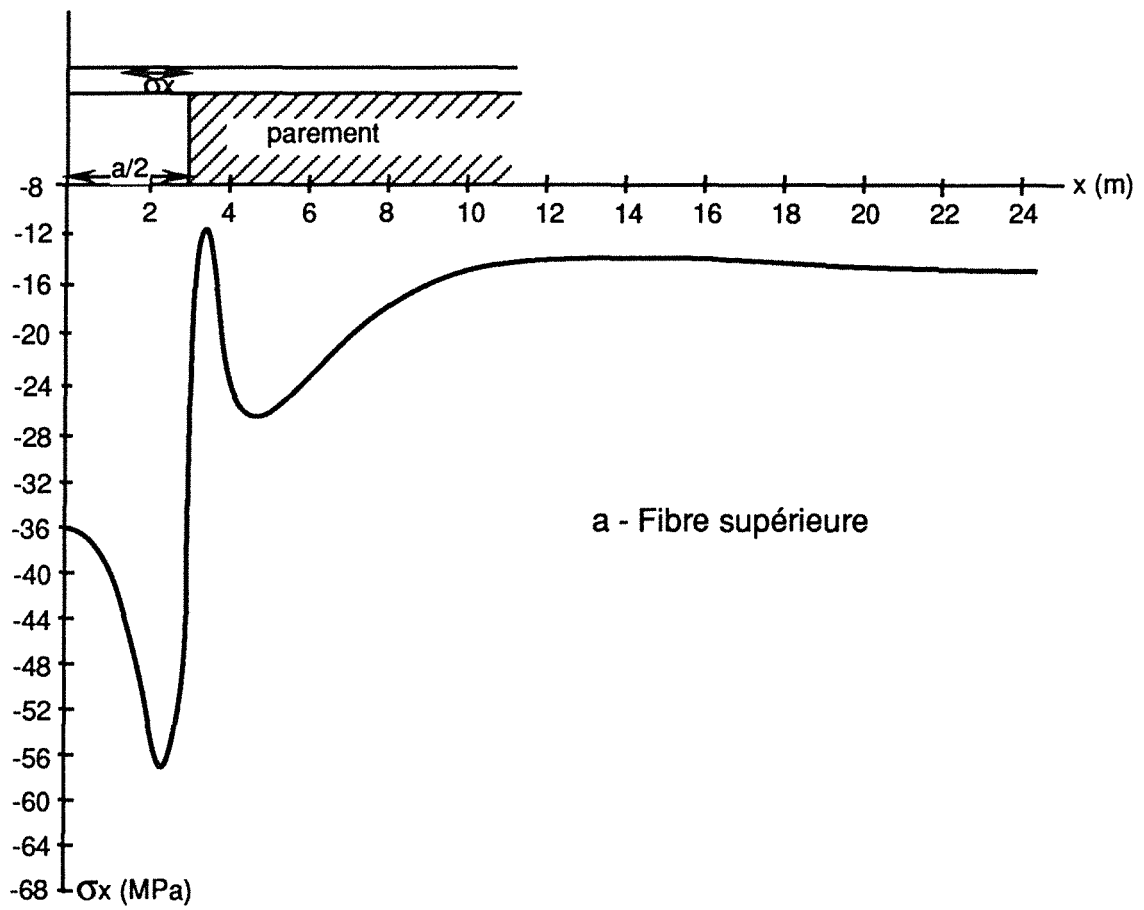
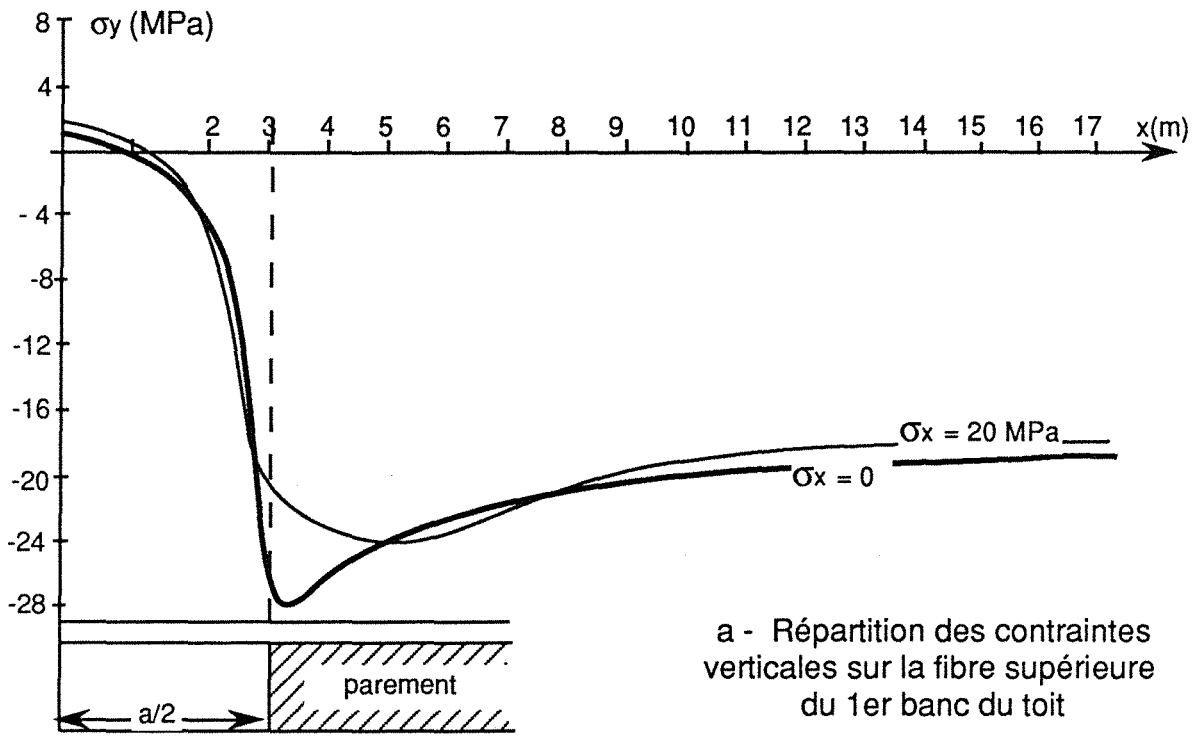
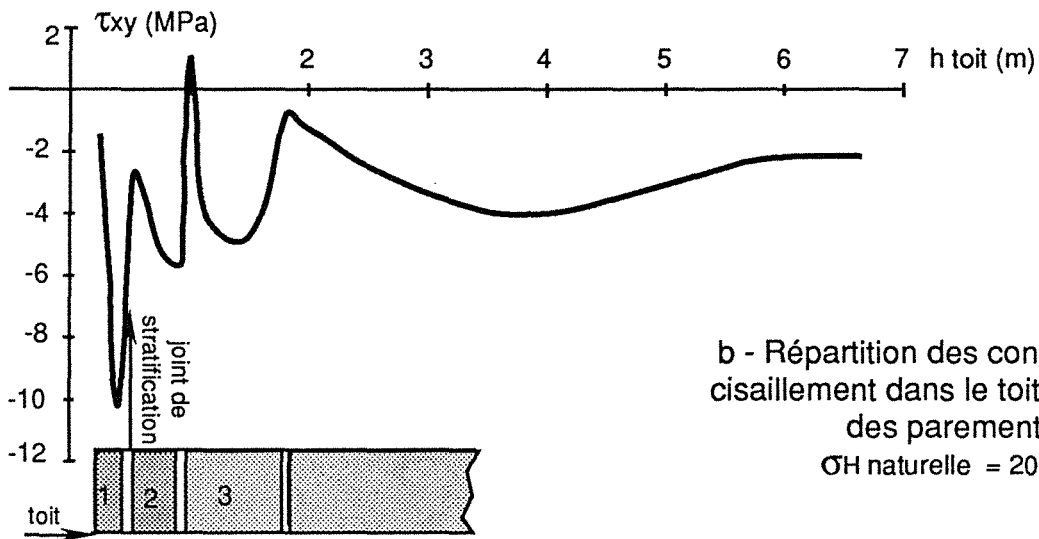


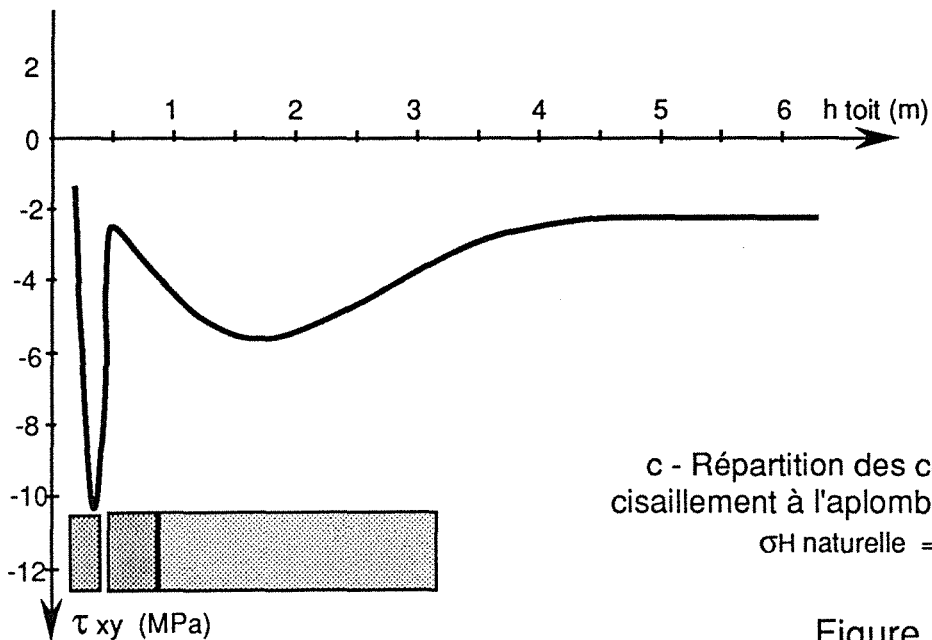
Fig. II - 4 : Répartition des contraintes horizontales du 1er banc du toit
(σ_H naturelle = 20 MPa)



a - Répartition des contraintes verticales sur la fibre supérieure du 1er banc du toit



b - Répartition des contraintes de cisaillement dans le toit à l'aplomb des parements σ_H naturelle = 20 MPa



c - Répartition des contraintes de cisaillement à l'aplomb des parements σ_H naturelle = 20 MPa

Figure II - 5

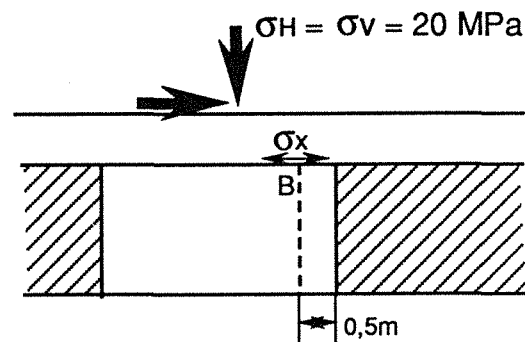
Tableau II - 1

Nombre de joints au toit	Déplacement au milieu du toit (cm)
4	8,7
2	3,7
0	2,1

$K_n = 100 \text{ MPa / m}$
 $K_s = 10 \text{ MPa / m}$

Tableau II - 2

Raideur normale K_n (MPa / m)	Raideur tang. K_t (MPa / m)	σ_x (fibre inférieure) (MPa)	Déplacement au milieu du toit (cm)
100	10	- 14	3,7
50	1	- 4	7,3
5	1	8	14,5



affaissement vertical ΔY niveau des parements, et que les sections transversales du banc initialement verticales présentent une légère rotation $\Delta\theta$ (fig. II 6a) .

En première approximation, nous négligeons la compressibilité des parements en supposant que la couche excavée est infiniment rigide .

* *Les conditions aux limites* (au niveau des parements) seront donc (fig. II 6b) :

$$\Delta Y = 0 \text{ et } \Delta\theta = 0$$

Sous l'action combinée de la contrainte verticale sur le premier banc σ_v^* et de la contrainte naturelle horizontale σ_h , le toit fléchit vers le vide :

* *La déformation verticale* du toit est maximale au milieu de la portée (centre de la galerie) et s'écrit /17/ sous la forme :

$$Y \text{ maxi} = \sigma_v^* \cdot a^4 / 384 D \quad \psi(u) \quad (1) \quad (\text{cf. annexe I})$$

σ_v^* est la contrainte verticale moyenne s'exerçant réellement sur le banc ou l'assemblage de bancs étudiés . Cette valeur est calculée par la méthode des éléments finis (cf. fig. II 7a) .

La rigidité à la flexion du banc considéré est

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}$$

Le coefficient de flambage est

$$u^2 = \frac{a^2 h}{4D} \sigma_H$$

avec

- a : Largeur de la galerie
- h : Epaisseur du banc
- ν : Coefficient de Poisson du banc
- E : Module d'élasticité du banc

Cette flexion fait apparaître dans toutes les sections transversales du banc un moment "fléchissant" qui s'écrit sous la forme :

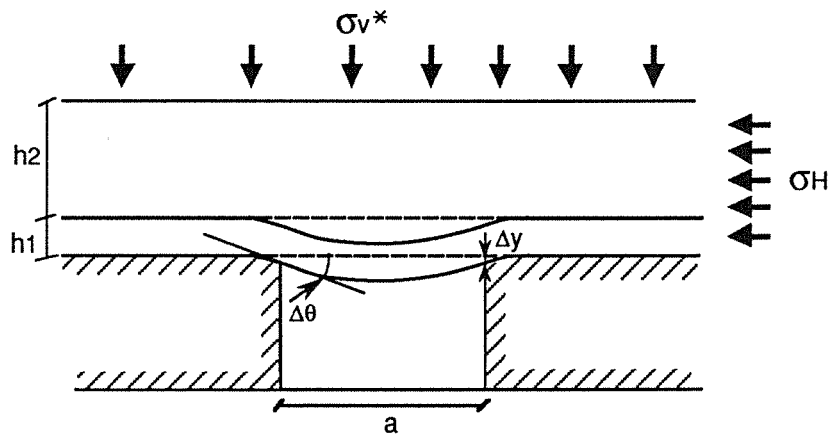
$$M \text{ max} = \frac{\sigma_v^* a^2}{12} \Phi(u) \quad (\text{cf annexe I}) \quad (2)$$

Le moment de flexion se traduit par une répartition des contraintes horizontales triangulaires dans les sections du banc.

* *La contrainte horizontale de flexion* est maximale au niveau des parements :

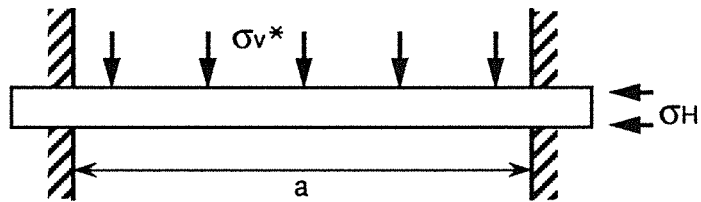
- La fibre supérieure des bancs est détendue

$$\sigma_x = \sigma_H - \frac{\sigma_v}{2h^2} \Phi(u) \quad (3)$$



a - Schématisation de la réalité

On néglige Δy et $\Delta \theta$ dus à la compressibilité des appuis



b - Encastrement parfait aux appuis

Fig. II - 6 : Modélisation du toit en bancs superposés (théorie des poutres)

- La fibre inférieure est comprimée :

$$\sigma_x = \sigma_H + \frac{\sigma_v}{2h^2} \Phi(u) \quad (4)$$

*Les contraintes de cisaillement horizontale et verticale sont maximales sur la fibre centrale au niveau des parements on écrit :

$$\tau_{\max} = \frac{3\sigma_v^* a}{4h} \quad (5)$$

* *L'interaction entre les bancs* : Lorsque les premiers bancs ne se décolent pas les uns des autres (voir annexe I) nous remplaçons dans les formules (1), (2), (3), (4) et (5) σ_v^* par une contrainte verticale équivalente sur le premier banc tenant compte des bancs supérieurs

$$\sigma_v^* \text{ equi} = \frac{D_1}{\psi(u_1)} \left[\frac{\sum_1^n P_i + \sigma_v^*}{\sum_1^n \frac{P_i}{\psi(u_i)}} \right] \quad (6)$$

avec $P_i = \gamma_i \cdot h_i$ pour le banc i
 ψ_i : coefficient de flambement pour le banc i

A22 - Notions de flexion amplifiée et de flambage

Dans l'équation (1) et (2), les valeurs du déplacement et du moment fléchissant dans le banc sont composées de deux quantités :

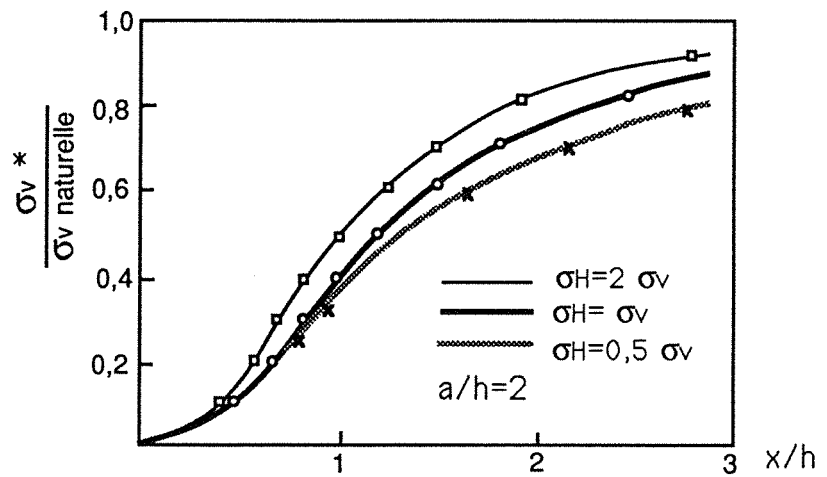
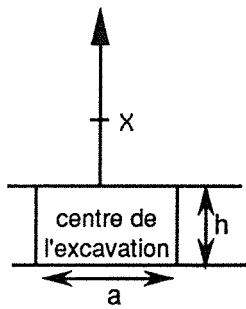
- une première quantité

$$\frac{\sigma_v^* \cdot a^4}{384D} \quad \text{et} \quad \frac{\sigma_v^* \cdot a^2}{12}$$

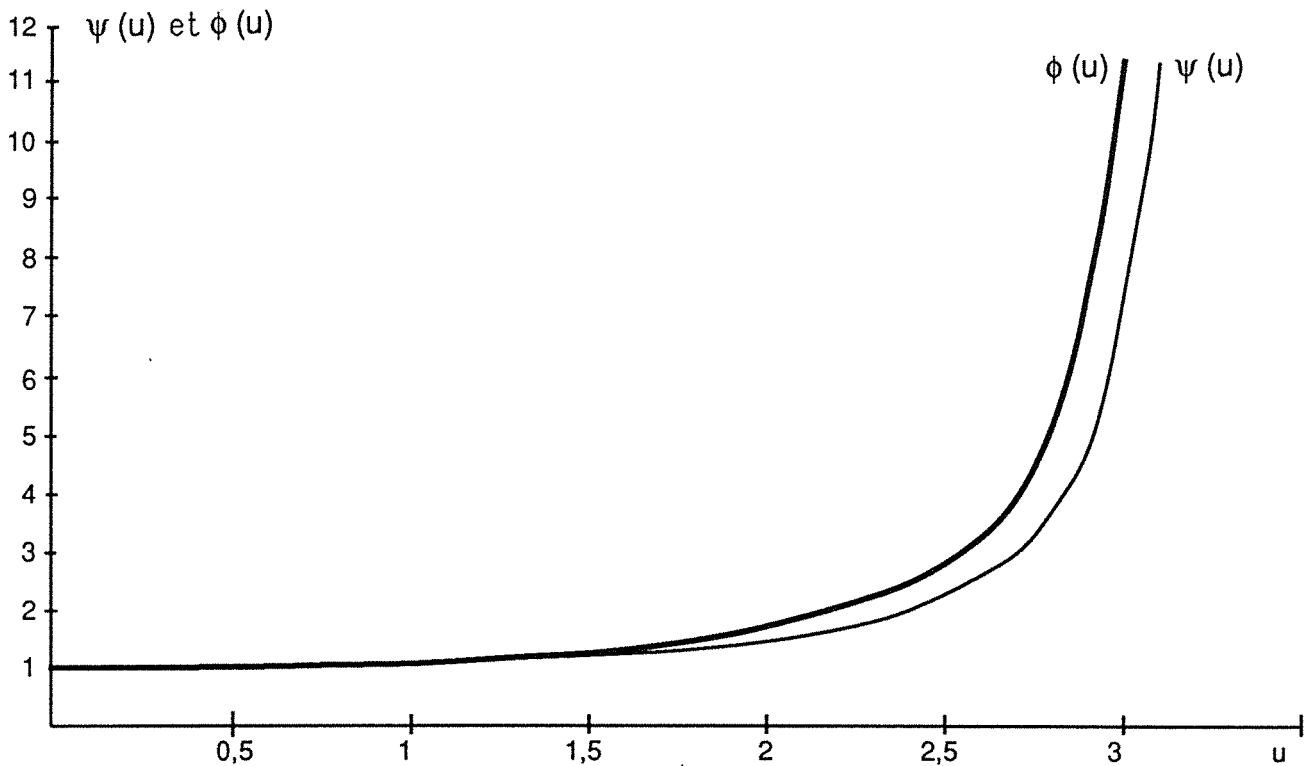
correspondant à la valeur du déplacement et du moment fléchissant dans le banc encastré à ses extrémités et soumis seulement à une charge verticale σ_v^*

- une deuxième quantité $\psi(u)$ respectivement $\Phi(u)$ qui sont deux fonctions adimensionnelles dépendant de la contrainte horizontale naturelle et croissante dans l'intervalle $(0, \pi)$.

Ces deux fonctions sont égales à l'unité lorsque le coefficient u est égal à zéro ($\sigma_H = 0$), et représentent les fonctions d'amplification du déplacement et du moment fléchissant, dû à la présence de la contrainte horizontale, d'où l'appellation : **flexion amplifiée**, à ce type de sollicitation.



a - Evolution du rapport $\frac{\sigma_v^*}{\sigma_v \text{ naturelle}}$ en fonction du rapport x/h



b - Evolution des fonctions d'amplification de la flexion ϕ et ψ en fonction du coefficient de flambage

FIGURE II 7

Lorsque le coefficient u tend vers π les fonctions $\psi(u)$ et $\Phi(u)$ tendent vers l'infini (fig. II 7b), ce qui correspond à une amplification brutale de la flexion du banc considéré. La contrainte horizontale naturelle correspondant à $u = \pi$ est appelée *contrainte critique d'Euler* (ou contrainte de flambement) et s'écrit sous la forme :

$$\sigma_H \text{ cri} = \frac{4\pi^2 D}{a^2 h}$$

$$\text{soit } u^2 = \pi^2$$

Les valeurs σ_h proches de $(\sigma_h \text{ cri})$ produisent de très grandes déformations qui conduisent généralement à un dépassement de la limite élastique du matériau, donc la rupture locale de la roche. Ce phénomène est appelé **flambage**.

Nous notons que la contrainte $\sigma_H \text{ cri}$ est indépendante de la contrainte verticale, elle dépend du module d'élasticité, du coefficient de Poisson du matériau et de l'élançement du banc. Nous montrons dans les paragraphes suivants que la compressibilité des parements (mode de fixation des bords de la poutre) réduit considérablement la valeur de la contrainte critique de flambage.

Cette notion de contrainte critique prouve qu'il existe des conditions aux limites (mode de fixation ou état des parements, et géométrie des bancs) pour lesquelles notre système atteint un état **d'équilibre instable** (non unicité de la solution $[\sigma] = [K] \cdot [\epsilon]$ théorie de la bifurcation/42 et 43/) et ceci quel que soit les caractéristiques mécaniques R_c et R_t des matériaux constituant le système.

Compte tenu du phénomène de flexion amplifiée nous allons analyser l'influence de divers paramètres sur le comportement et par conséquent la rupture locale du toit.

A3 - Influence de la profondeur sur le comportement du toit

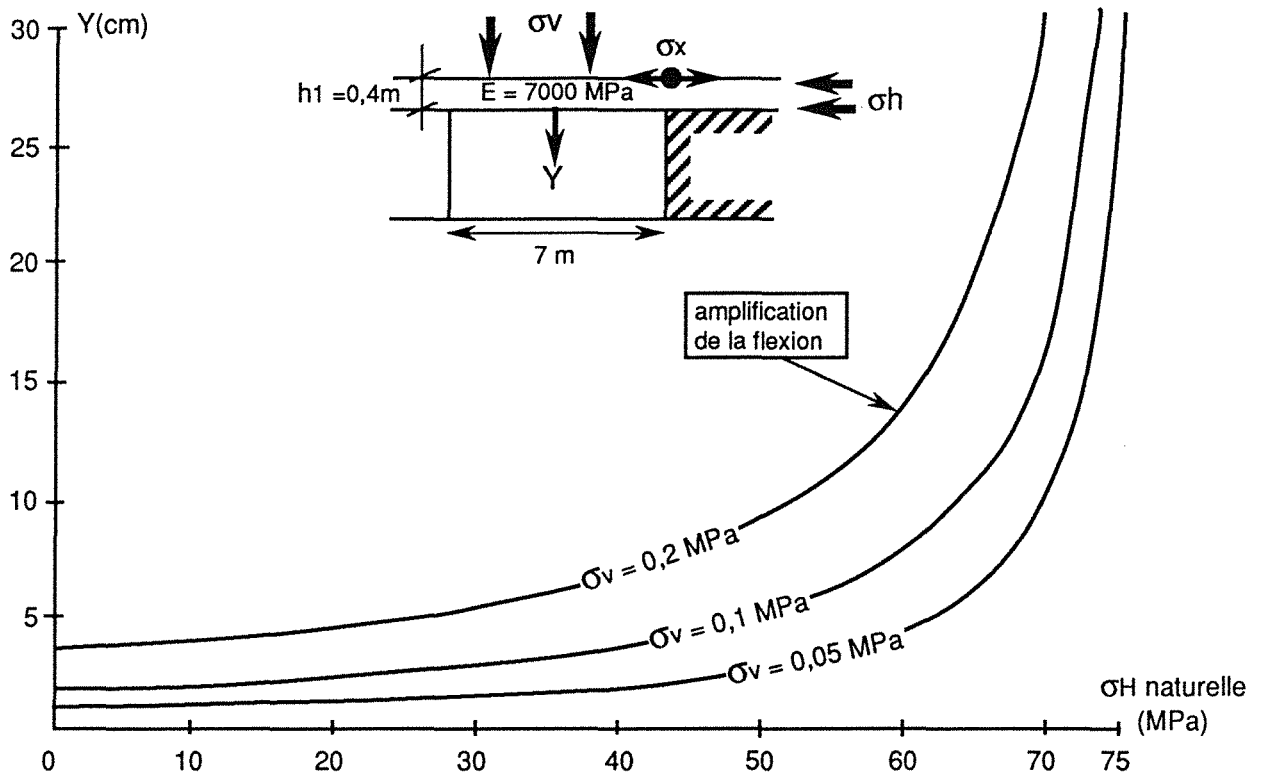
Dans le calcul décrit précédemment la profondeur, est caractérisée par la contrainte naturelle horizontale et par la contrainte verticale σ_v^* . Cette dernière s'exerce sur le banc considéré et augmente généralement avec la profondeur.

Nous observons sur la figure II 8a, deux comportements assez différents du banc :

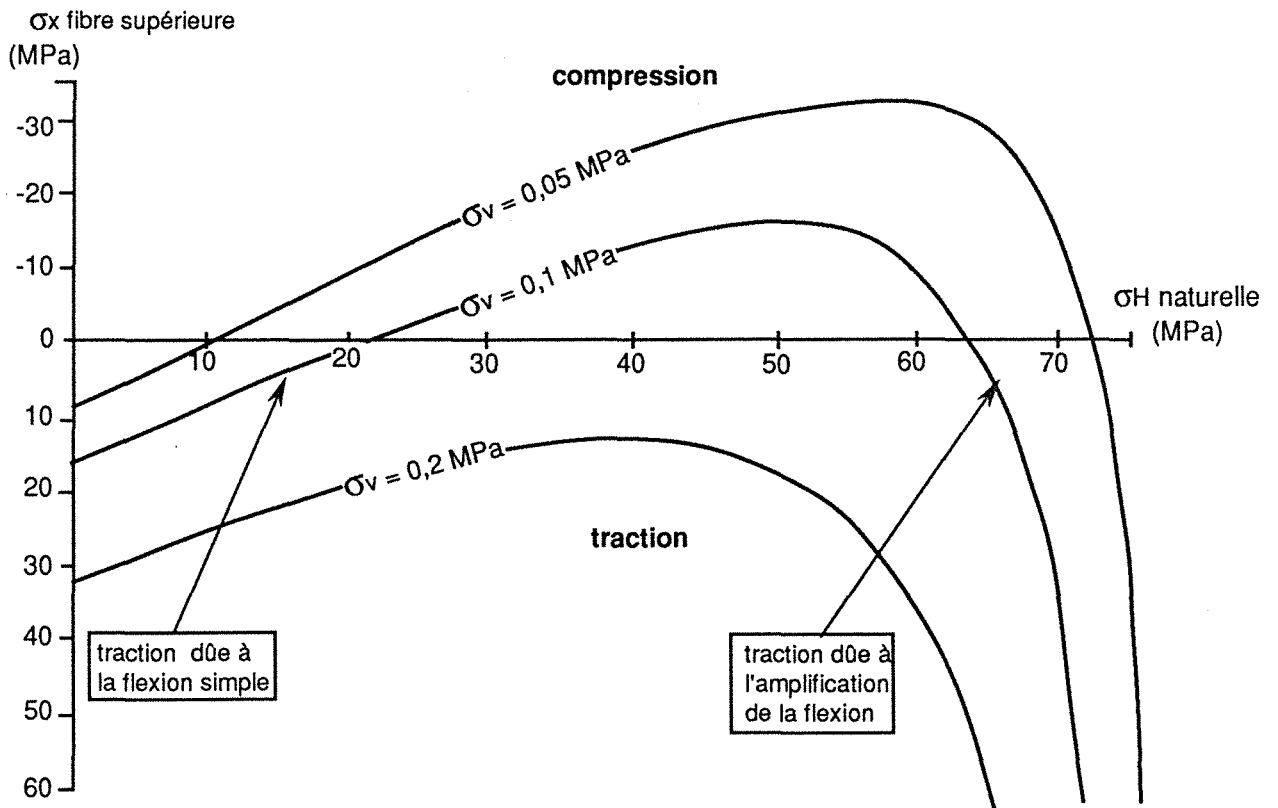
* Le déplacement reste inférieure à 1cm pour les valeurs de contrainte horizontale naturelle inférieure à 5 ou 10 Mpa et des valeurs de contrainte verticale naturelle de l'ordre de 8 à 15 MPa. (Ce qui correspond pour des conditions normales à une profondeur inférieure à 400m)

Dans ces conditions le déplacement ne dépend pratiquement pas de la contrainte naturelle horizontale. Son effet se limite à un simple confinement latéral du banc. (fig. II 8b)

Une rupture de la roche peut être due à une contrainte horizontale de traction sur la fibre supérieure au niveau des parements. Cette contrainte de traction résulte d'une flexion non amplifiée du banc et reste par conséquent faible, elle ne peut causer d'ennuis à l'exploitant.

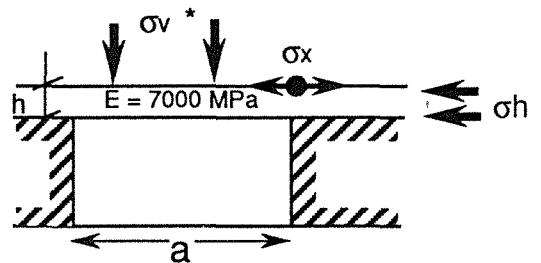
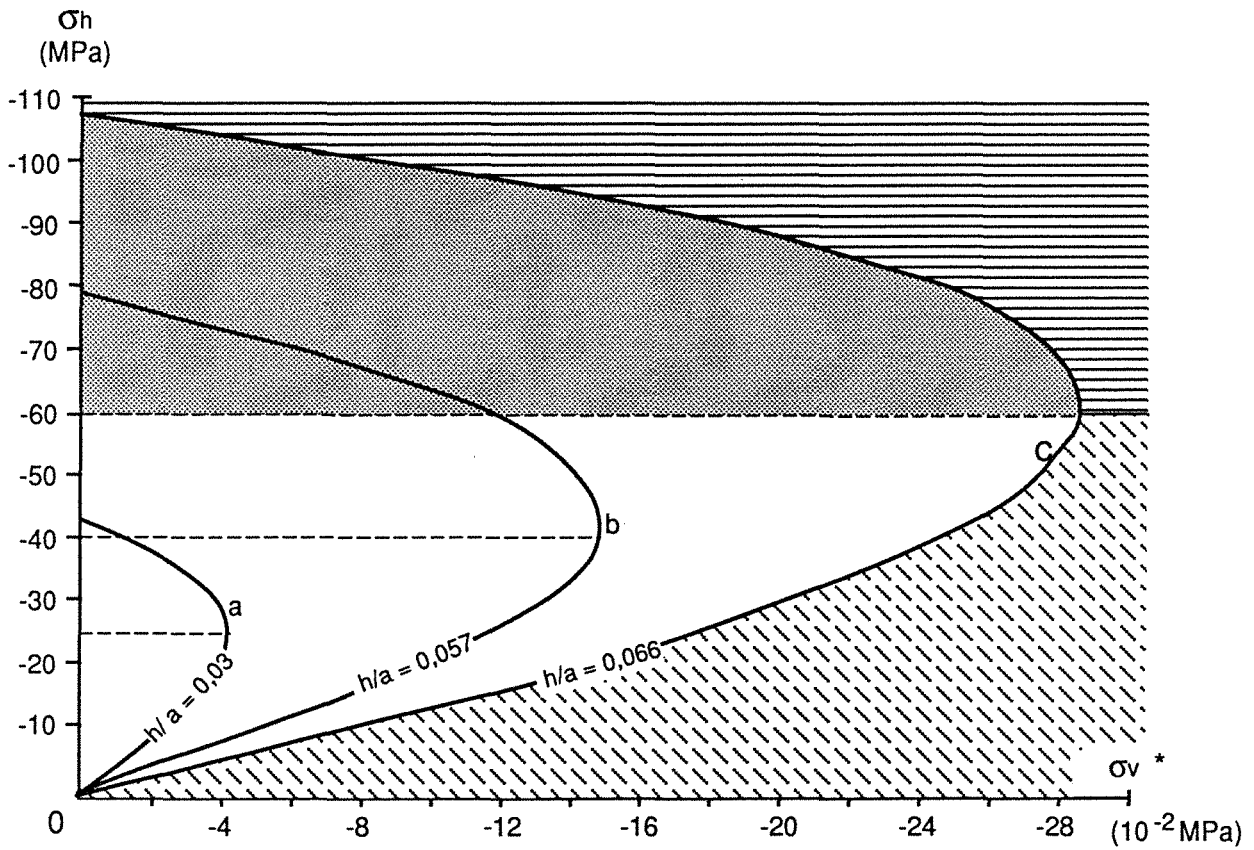


a - Influence de la profondeur sur la déformation au toit







b - Influence de la profondeur sur la stabilité du toit

Fig. II - 8 : Influence de la profondeur sur le comportement du toit



pour la courbe c:

-  traction due à la flexion simple
-  traction due à l'amplification de la flexion (flambage)
-  pas de contrainte de traction (stabilité)
-  équilibre instable et possibilité de rupture par compression simple

c- Etat de contrainte dans le premier banc en fonction de la profondeur : un couple de valeurs (σ_v^*, σ_h) situé sur la courbe correspond à un état du banc où la contrainte horizontale de traction est nulle sur la fibre supérieure au niveau des parements

Figure II - 8 suite

* Le déplacement du toit prend des valeurs importantes (3 à 5 cm) pour les valeurs de la contrainte naturelle horizontale de l'ordre de 20 à 40 MPa . Ce qui correspond, pour des conditions normales, à une profondeur importante de l'ordre de 500 m et parfois même à des faibles profondeurs (de l'ordre de 200 m) en cas de conditions tectoniques assez particulière (annexe V).

Dans ces conditions le déplacement croît progressivement avec la contrainte naturelle horizontale et la stabilité du banc reste assurée par le confinement horizontal .

Au delà d'une certaine limite de la contrainte horizontale naturelle ($\sigma_h > 40$ MPa si on adopte un coefficient de sécurité de 2 sur la contrainte de flambage. cf. annexe I), l'état du banc devient critique, le déplacement s'amplifie considérablement, et bien que toutes les sections du banc travaillent en compression l'équilibre du banc est instable. La moindre variation d'un des paramètres de flexion peut produire le flambage du banc ce qui se manifeste théoriquement par l'apparition de contraintes de tractions importantes dans le toit nuisibles pour la stabilité de la galerie.

Nous soulignons que l'apparition de contrainte de traction au toit n'est pas toujours un signe de flambage , nous pouvons avoir dans certains cas où la contrainte verticale naturelle est élevée, des ruptures par traction en dehors du domaine de flambage.

Dans certains cas où la résistance à la compression du banc étudié est faible (inférieur à 40 MPa) une rupture par compression simple peut se manifester sur la fibre inférieure au niveau des parements parfois même avant d'atteindre le flambage du banc.

En règle générale (cf fig. II 8c) nous distinguons deux formes de rupture :

- *une rupture par flexion simple due à la présence de contraintes verticales importante par rapport à la contrainte horizontale naturelle,*

- *une rupture par la flexion amplifiée (flambage) lorsque la contrainte horizontale est élevée, cette rupture se manifeste au niveau des parements par l'apparition de contrainte de traction et de compression très importante respectivement sur la fibre supérieure et inférieure.*

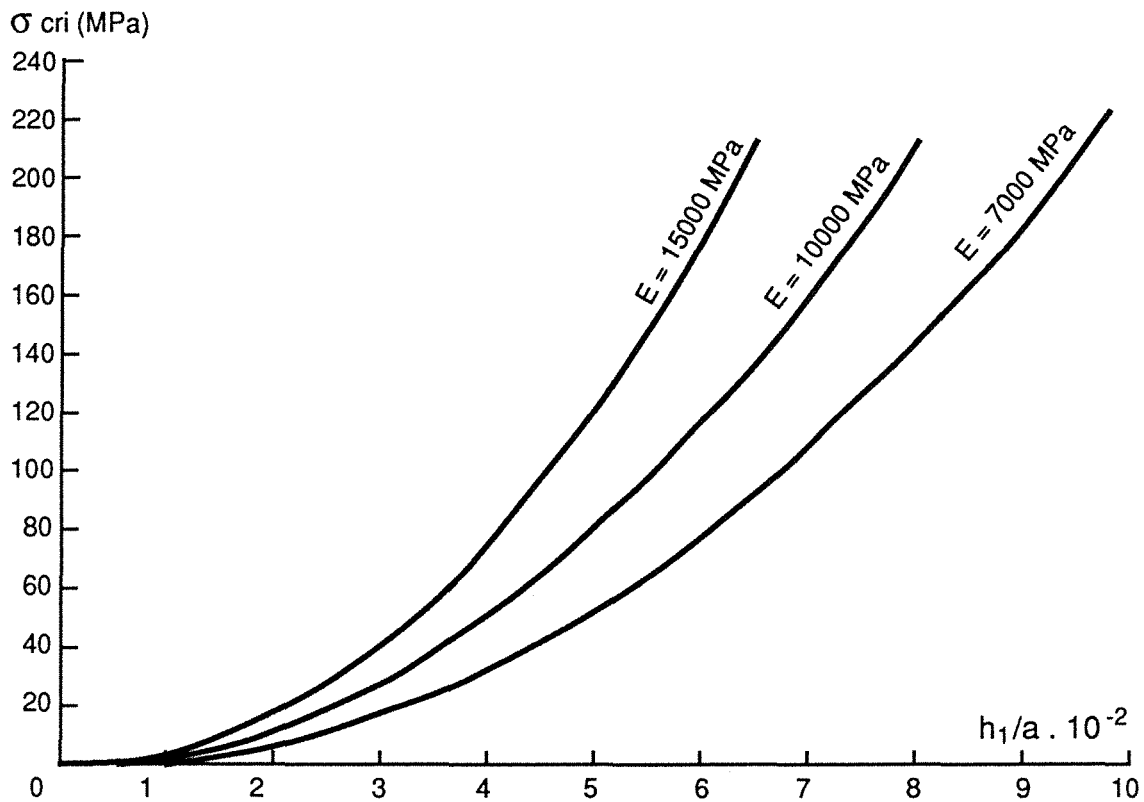
Par ailleurs il existe des couples de valeurs de (σ_h, σ_v^*) qui garantissent la stabilité (non apparition de rupture locale).

Nous notons, d'après la figure II 8c , que cette sensibilité du phénomène de flexion amplifiée à la profondeur n'est pas indépendant de l'élancement des banc du toit, ce qui nous amène à étudier dans ce qui suit , l'aptitude du toit au flambage selon ses caractéristiques mécaniques et géométriques.

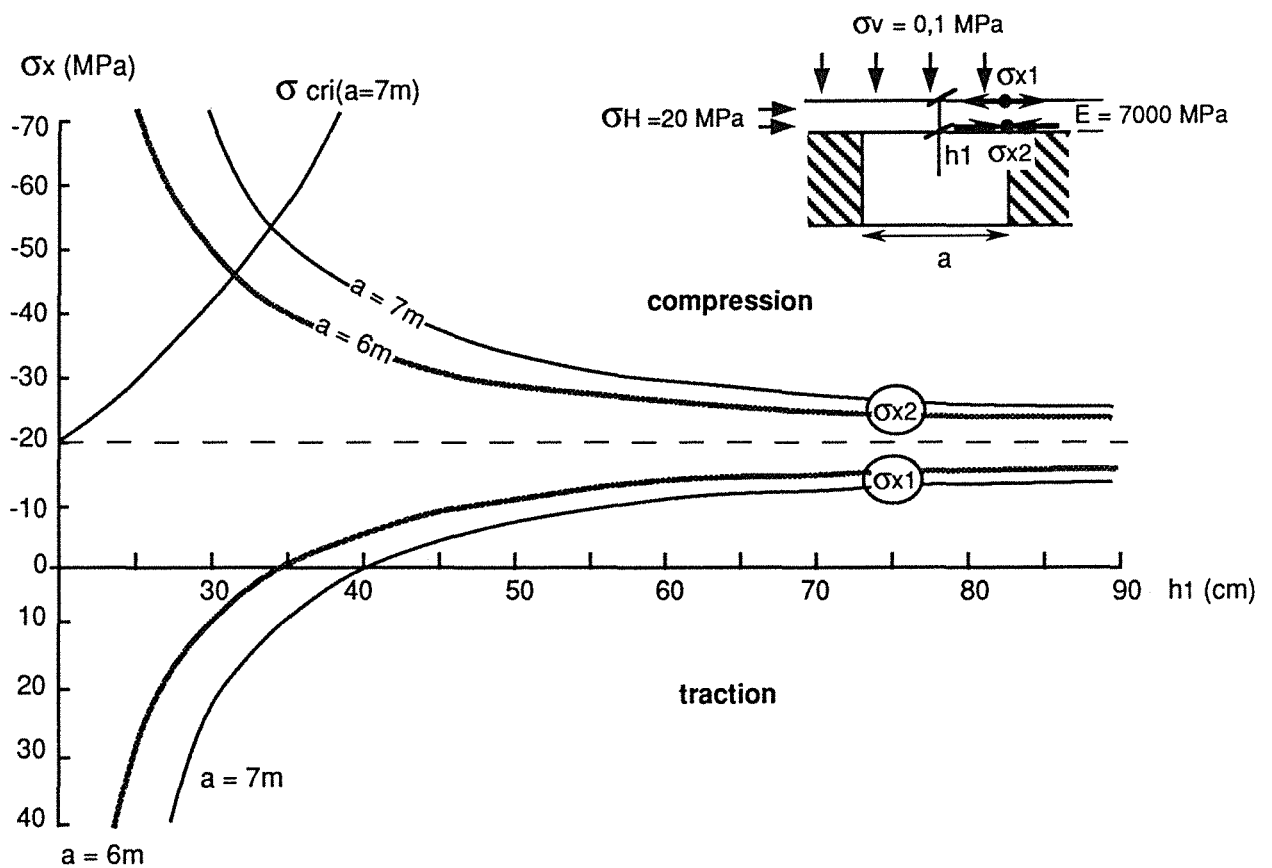
A4 - L'aptitude du toit au flambage

L'aptitude du toit au flambage se caractérise par la valeur de la contrainte critique de flambage ($\sigma_h \text{ cri}$) intrinsèque à chaque banc du toit . Plus celle-ci est faible, plus les risques de flambage des bancs du toit sont importants .

* *Pour les bancs très élancés (h / a de l'ordre de 0,03), la contrainte critique de flambage dépend en grande partie de l'élancement des bancs. Elle diminue rapidement lorsque le rapport h/a diminue (fig. II 9a) . Si on adopte un coefficient de sécurité de 2 pour la contrainte de flambage, on peut dire qu'à 1000 m de profondeur pour une galerie de 7 m de largeur des bancs de 15 à 20 cm d'épaisseur au toit présente de grands risques de flambage :*

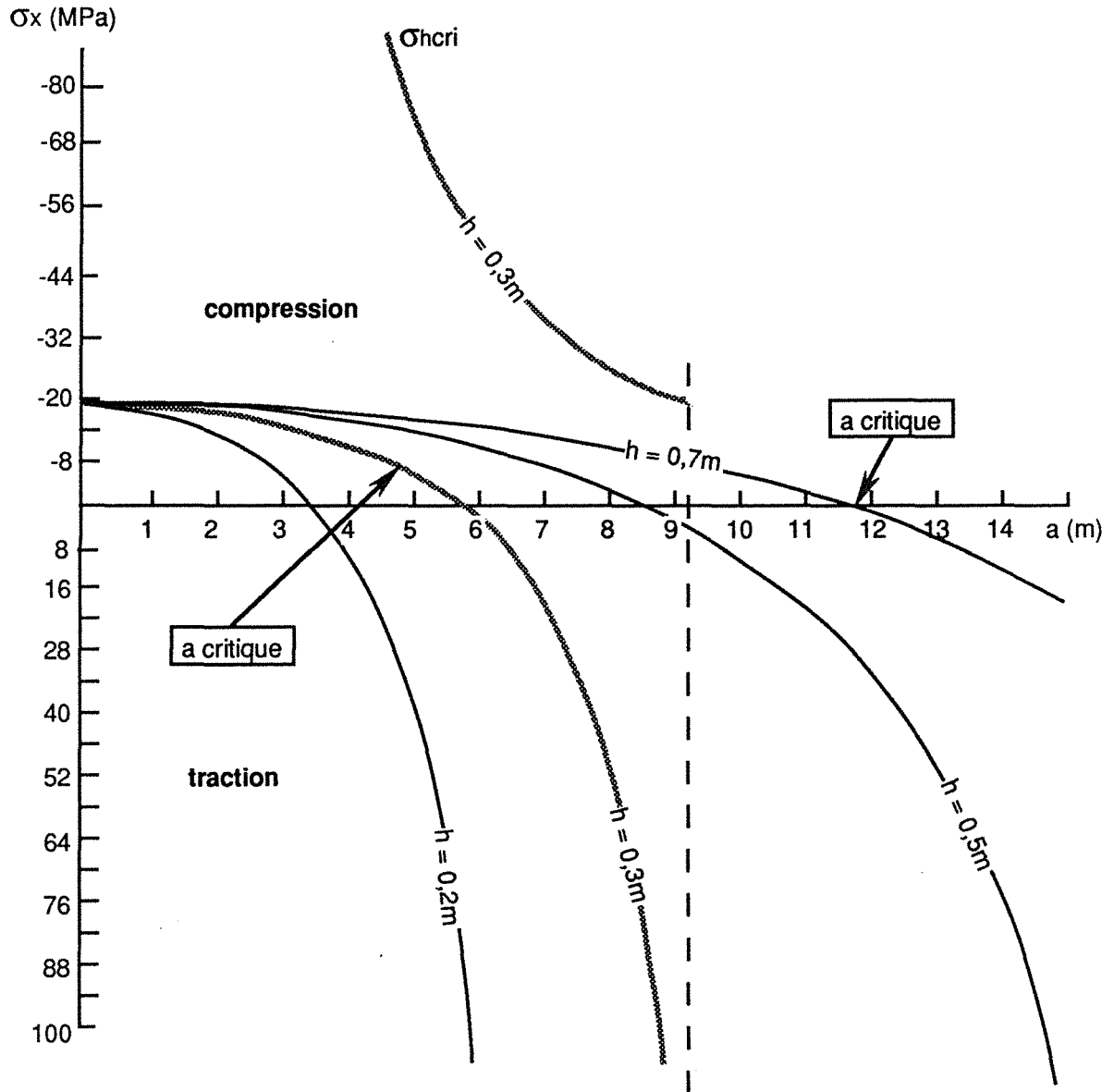
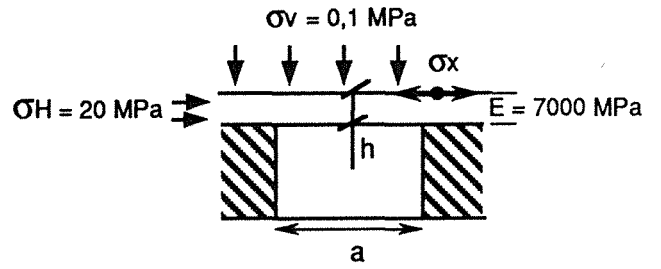


a - Influence de l'élancement du banc sur la contrainte critique de flambage



b - Influence de l'épaisseur du banc sur la stabilité

Fig. II - 9 : Influence de l'élancement du premier banc sur le comportement du toit



c : Influence de la largeur de la voie sur la stabilité du toit

FIGURE II 9 suite

$$\left(\frac{\sigma_H}{\sigma_{cri}} = 1 \right)$$

* *Lorsque les bancs sont peu élancés*, la contrainte critique de flambage est importante et augmente d'une façon plus nette avec le module d'élasticité du banc. Dans les mêmes conditions que précédemment un banc de 60 cm d'épaisseur ne présente aucun risque de flambage.

Compte tenu de ces remarques, nous allons analyser l'importance de ces différents paramètres géométriques et mécaniques dans la flexion amplifiée des bancs .

A41 - L'épaisseur des bancs

L'épaisseur des bancs est le paramètre qui a le plus de poids sur le phénomène de flexion et encore plus sur l'amplification de la flexion :

Plus le banc est épais, plus il résiste à la flexion et moins il se déforme . Dans les conditions de la figure II 9b, un banc de 70 cm d'épaisseur est peu affecté par la flexion . Toutes les sections du banc sont en compression uniforme, très voisine de la contrainte horizontale naturelle ($\sigma_h = 20$ MPa) un tel banc peut être supposé comme banc "compétent dans le toit".

Lorsque l'épaisseur du banc diminue (30 à 40 cm), le phénomène de flexion s'amplifie au fur et à mesure que la contrainte critique σ_h cri s'approche de la contrainte naturelle horizontale appliquée au banc ; ceci se manifeste par :

- *Une diminution* de la contrainte horizontale de compression sur la *fibres supérieure* (au niveau des appuis) jusqu'à apparition de contrainte de traction.

- *Une augmentation* de la contrainte horizontale sur la *fibres inférieure* (au niveau des appuis) qui peut dans certains cas dépasser la résistance à la compression simple de la roche.

A42 - La largeur de la galerie

Pour l'exploitant la largeur de la galerie est considérée comme étant le paramètre clef pour la stabilité de l'ouvrage ; en effet c'est le paramètre le plus maîtrisable.

Il est bien évident que plus la distance entre appuis (portée du banc) est grande plus la flexion des bancs du toit augmente (fig. II 9c) mais, à partir du moment où l'on dépasse une certaine largeur, la contrainte critique de flambage diminue, elle s'approche de la contrainte horizontale naturelle, la flexion s'amplifie rapidement, des contraintes de traction importantes apparaissent dans le banc, ainsi le phénomène de flambage se réalise . La rupture locale de la roche est donc inévitable . La largeur de creusement produisant ces effets est appelée : **largeur critique**

Dans les conditions de la figure II 9c, lorsque l'épaisseur du premier banc est inférieure à 30 cm, il est difficile de creuser des galeries avec des largeurs dépassant 6m sans voir apparaître des ruptures locales au toit . Nous notons que la notion de largeur critique est liée à l'épaisseur de premier banc du toit . Il faut donc limiter la largeur de la galerie de manière que le banc soit loin du domaine de flambage pour éviter l'apparition de contraintes de traction importantes au toit.

Nous notons que la notion de largeur critique est très liée à l'épaisseur du banc . En effet nous pouvons passer à une largeur de 9 m lorsque l'épaisseur du premier banc dépasse 50 cm .

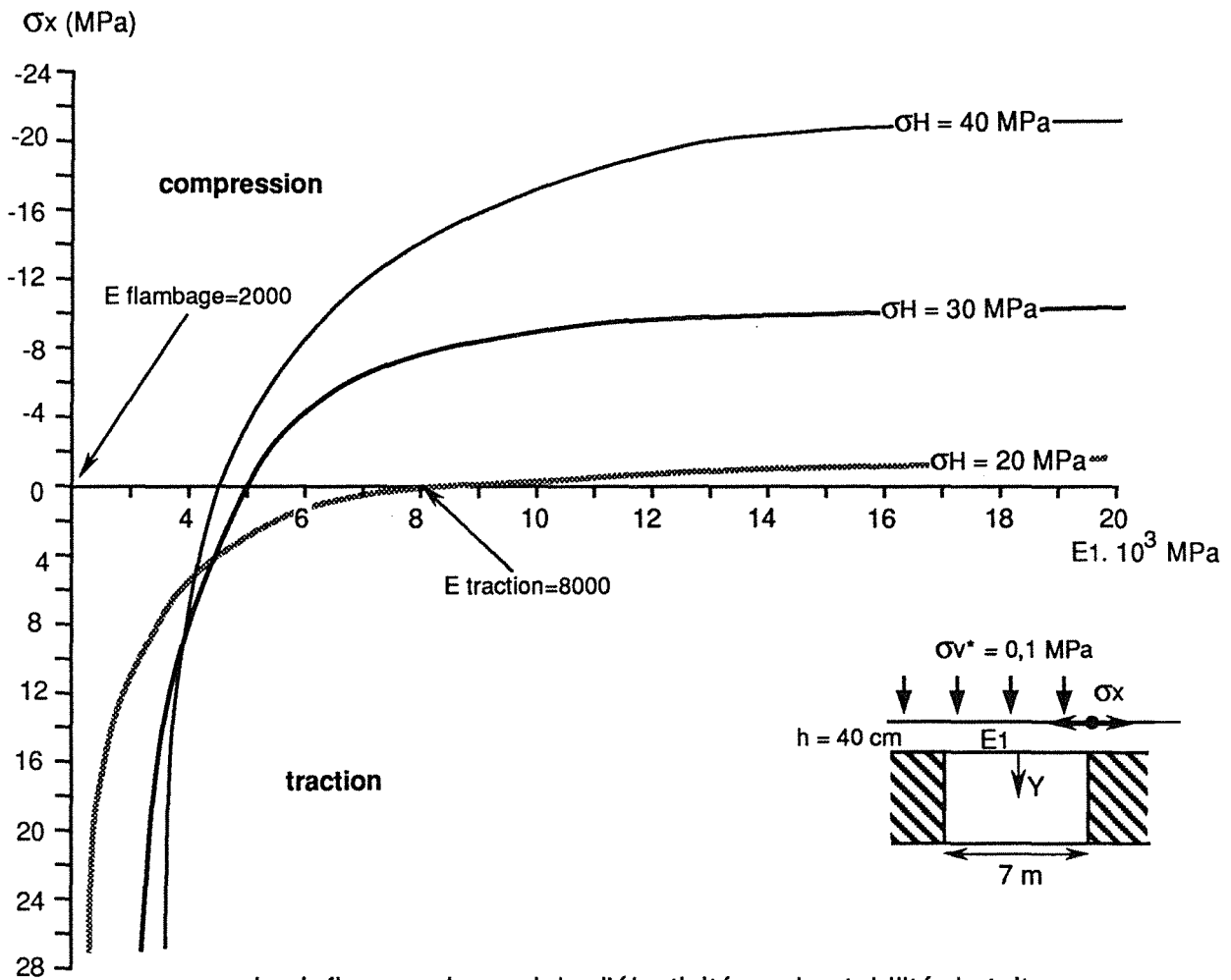
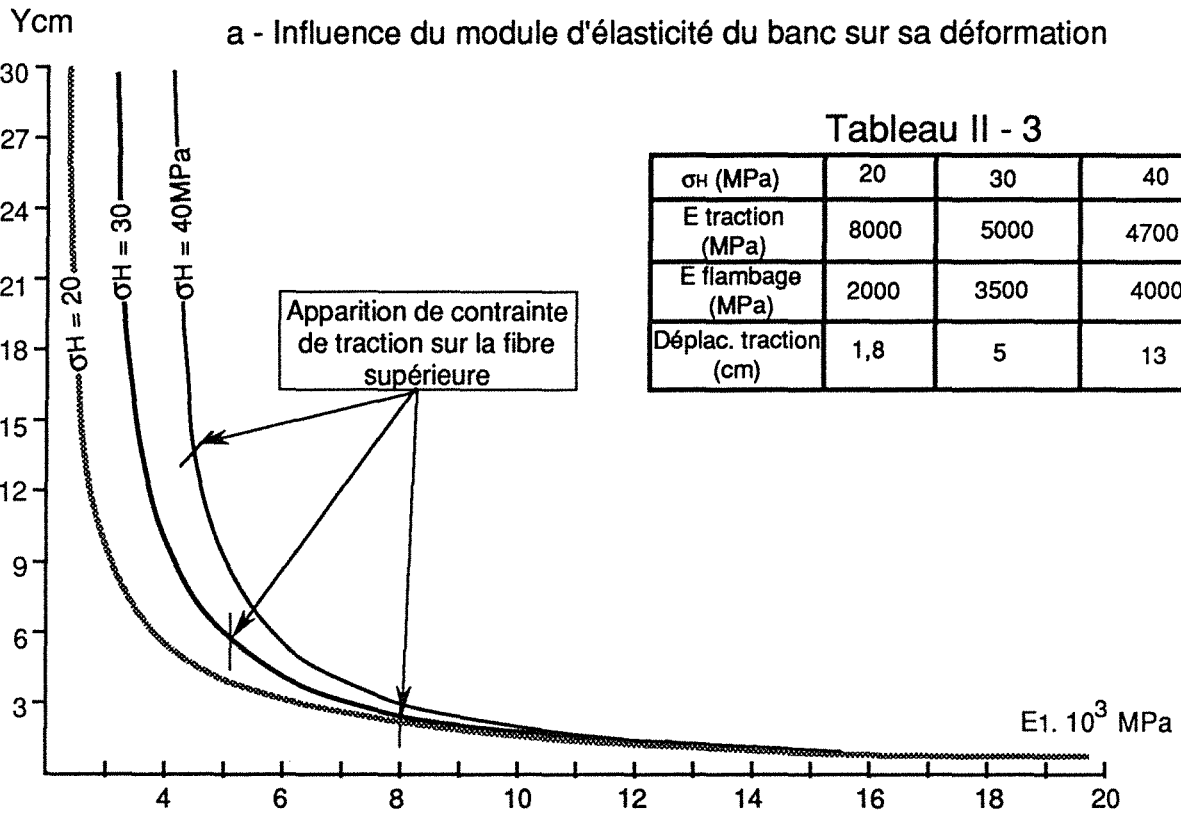


Fig. II - 10 : Influence du module d'élasticité sur le comportement du toit

Lorsque l'exploitant est amené à creuser sur des largeurs importantes, en adoptant un coefficient de sécurité minimal, il faut éviter les hors-profils et le délavage au niveau des parements car ceux-ci provoquent une augmentation imprévue de la largeur de la galerie. Un hors profil (ou délavage) de 25 cm de chaque côté des parements correspond à une augmentation de la largeur de 50 cm peut provoquer le flambage de bancs initialement stables. Dans l'exemple de la figure II 9c, à 1000m de profondeur, pour une épaisseur du premier de 30 cm et une largeur 5,7m les contraintes de traction sont nulles. En revanche à 6,3m de largeur les contraintes de traction sont égales à 10MPa.

A43 - Le module d'élasticité des bancs

Dans la flexion simple ($\sigma_h=0$), le module d'élasticité n'a pas d'influence sur les valeurs des contraintes dans le banc. En présence de contrainte horizontale naturelle faible et pour des grandes valeurs du module d'élasticité ($\sigma_{h \text{ cri}} \gg \sigma_h$), cela reste vrai.

En revanche, pour les faibles valeurs du module d'élasticité ($E < 6000 \text{ MPa}$). Nous observons une amplification de la déformation et des contraintes dans le banc lorsque le module d'élasticité diminue (fig. II 10). Ceci est dû au fait que la contrainte critique de flambage ainsi que les fonctions d'amplification $\phi(u)$ et $\psi(u)$ dépendent du module d'élasticité.

Ainsi nous démontrons que la rupture locale au toit, peut dans certain cas, dépendre du module d'élasticité de la roche.

Nous notons dans (tab.II3) que, plus la contrainte horizontale naturelle est importante plus l'apparition de contraintes de traction dans le banc s'accompagne de déformations importantes du toit. D'autre part en présence de contrainte horizontale naturelle importante ($\sigma_h = 30$ à 40 MPa) l'apparition de *contrainte de traction* au toit correspond automatiquement au *flambage* du banc ce qui n'est pas le cas pour les faibles valeurs de la contrainte horizontale naturelle ($\sigma_h = 20 \text{ MPa}$).

On en déduit que plus le banc est comprimé mieux il supporte une grande déformation élastique. *Le flambage d'un tel banc n'est pas précédé de signe de rupture locale de la roche mais plutôt d'un déplacement important.*

A44 - Mode de superposition des bancs du toit

Nous venons d'étudier le comportement du premier banc du toit sans tenir compte de l'influence des bancs supérieurs.

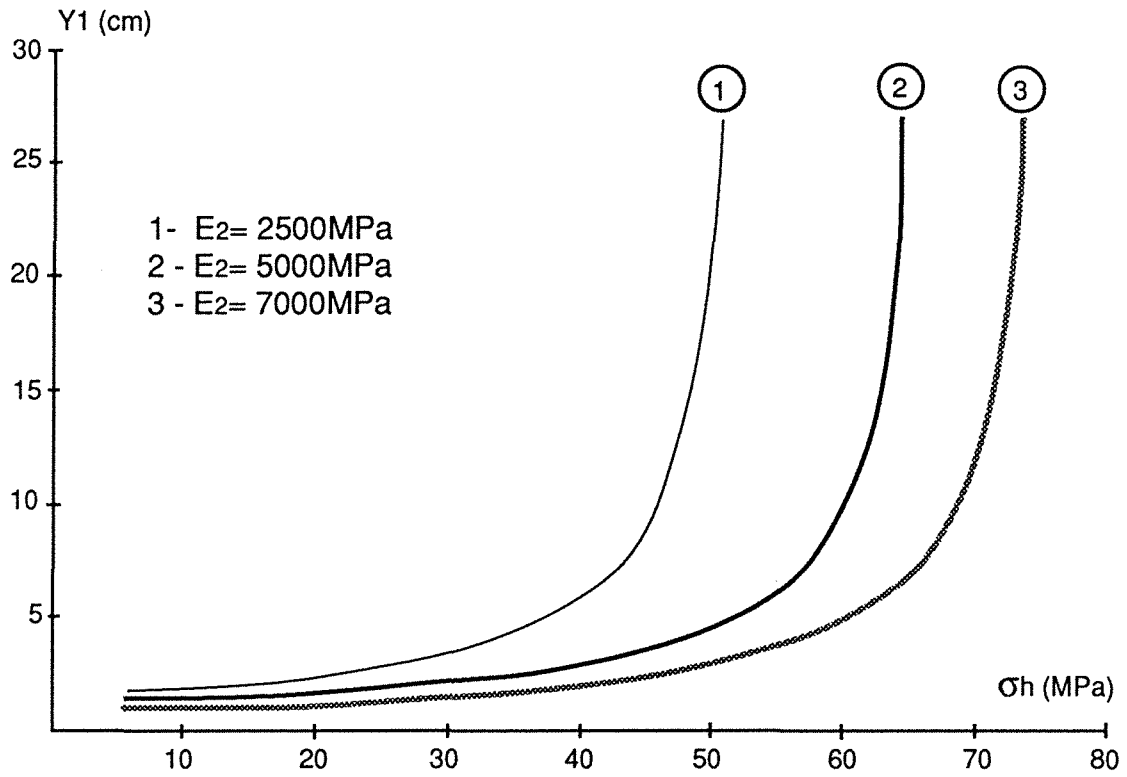
En effet, il peut arriver que les bancs du toit ne se décollent pas. Il y aura, par conséquent une interaction entre les bancs qui ne peuvent être traités indépendamment les uns des autres. Ceci peut avoir lieu lorsque le deuxième banc, ayant des caractéristiques géométriques et mécaniques telles qu'elles lui permettent de fléchir plus que le premier banc, transmet une contrainte verticale sur le premier. Ainsi le comportement des deux bancs devient dépendant.

Pour une meilleure analyse de cette interaction et de son influence sur la flexion du toit, nous allons en première approximation supposer que le toit est formé de deux bancs et étudier, en utilisant la formule (6) paragraphe A2, l'influence des caractéristiques du second banc sur la flexion de l'assemblage.

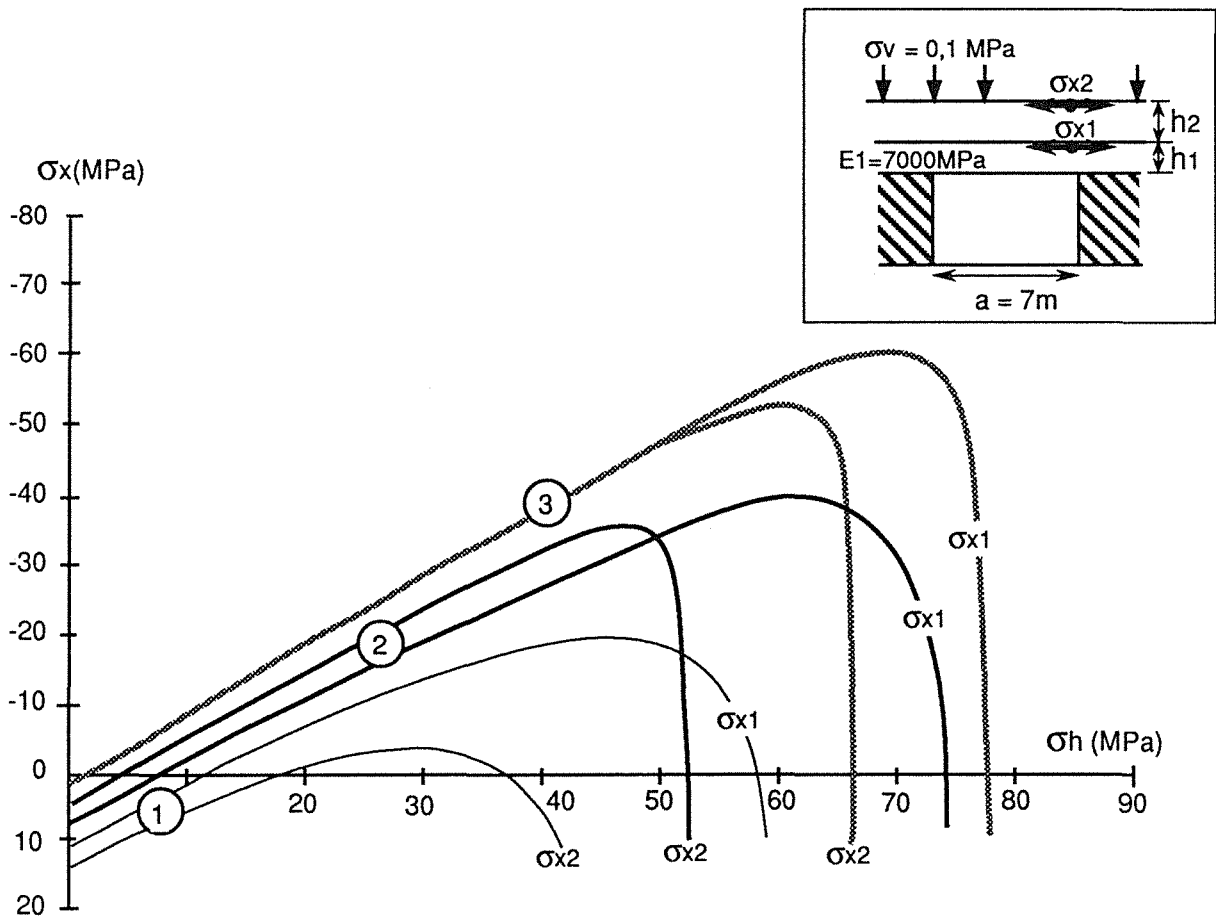
A441 - Influence du module d'élasticité du second banc sur la flexion du toit (présence de banc de faible module d'élasticité au toit)

Plus le second banc est déformable, plus il transmet une contrainte verticale importante sur le premier banc et plus la flexion du toit augmente. A son tour le premier banc exerce une réaction verticale sur le second banc et l'empêche de se déformer librement.

L'effort vertical transmis par le second banc s'amplifie lorsque la contrainte horizontale augmente, ce qui entraîne l'amplification de la flexion de l'assemblage jusqu'au flambage (fig. II 11a).



a - Influence du module d'élasticité du deuxième banc sur le flambage du toit



b - Influence du module d'élasticité du deuxième banc sur la stabilité du toit

Fig. II - 11

Le phénomène de flambage du toit est donc en relation avec le module d'élasticité de l'assemblage . Plus le second banc est déformable plus la contrainte critique de flambage de l'assemblage est faible ; lorsque le premier banc a un module d'élasticité de 7000 MPa celui du second étant de 2500 MPa, la contrainte critique de flambage de l'assemblage est de 53 MPa tandis que celle correspondant au premier et au second banc sont respectivement de 78,2 MPa et 27,94 MPa . Nous démontrons à partir de cela que vis à vis de la flexion amplifiée, à épaisseur égale, le module d'élasticité du toit est égal à la moyenne des modules d'élasticité des bancs qui composent le toit.

Bien que le flambage des deux bancs de l'assemblage se fasse en même temps (fig. II 11b) nous remarquons que l'apparition de contrainte de traction dues au flambage aura lieu en premier dans le banc qui a le plus faible module d'élasticité .

Il en découle que la *présence de banc de faible module d'élasticité* au toit réduit la rigidité du toit à la flexion et augmente les *risques de flambage* .

A442 - Influence de l'épaisseur du second banc sur la flexion du toit (présence de banc mince au toit)

La présence d'un banc mince au toit augmente énormément l'aptitude du toit au flambage. La contrainte critique de flambage du toit passe de 63 MPa à 58 MPa quand l'épaisseur du deuxième banc passe de 35 à 20 cm (Fig.II 12a) .

Lorsque le toit est formé de deux bancs de mêmes modules d'élasticité et d'épaisseurs respectives 0,4 m et 0,2 m, la contrainte critique de l'assemblage est de l'ordre de 56 MPa ; L'épaisseur équivalente de l'assemblage (correspondant à cette valeur de la contrainte critique) est égale à 0,338 cm, elle est supérieure à la moyenne des épaisseurs des deux bancs de l'assemblage et dépend des valeurs des contraintes critiques propre à chaque banc.

Si le premier banc est épais (de l'ordre de 50 cm) et par conséquent résistant à la flexion, la diminution de l'épaisseur du deuxième banc n'aura aucun effet sur la flexion du toit (fig. II 12b) .

Vis à vis du flambage, la diminution de l'épaisseur du deuxième banc n'aura de l'importance qu'à partir du moment où le premier banc présente une aptitude à la flexion dans les conditions de contrainte considérées.

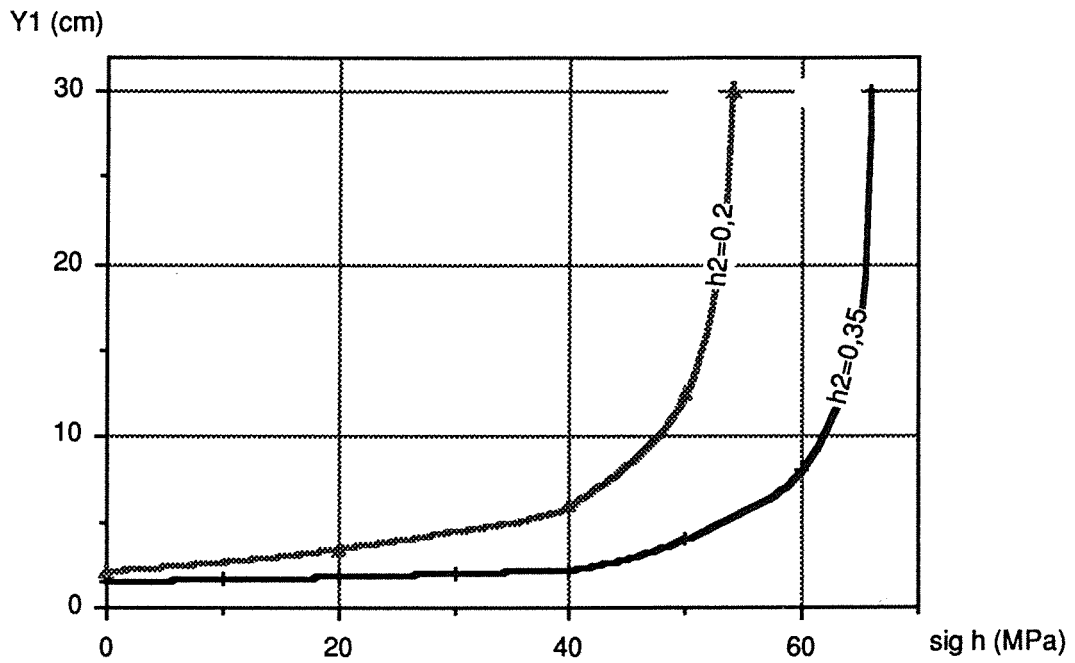
Dans le cas général où le toit est composé de plus de deux bancs, le flambage du toit dépend essentiellement de *l'aptitude du premier banc* à la flexion . La présence de *bancs minces* au dessus tend à réduire la contrainte de flambage, cette réduction dépend du nombre de banc minces et de leurs épaisseurs (voir fig. II 12c).

A5 - La compressibilité des parements ; son mode d'action sur le comportement du toit

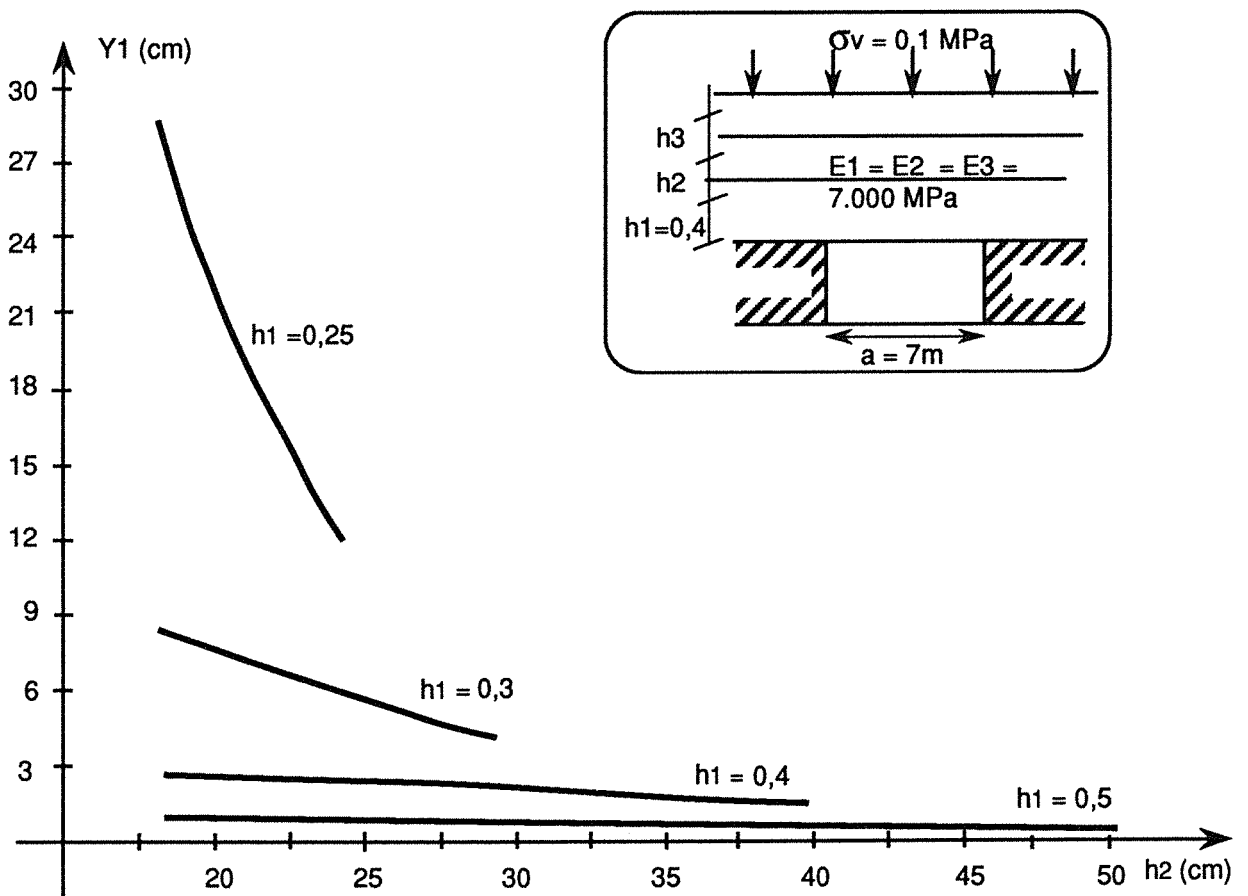
A51 - Présentation du modèle

Pour étudier l'effet que peut avoir la compressibilité des parements sur la flexion nous avons introduit dans le modèle analytique précédent les conditions de fixation des bancs sur les parements (modèle inspiré des calculs de structures /17/ cf annexe I) .

Contrairement au modèle précédent qui suppose que la couche exploitée est infiniment rigide ($\Delta\theta = 0$) nous supposons que la couche exploitée oppose sur les parements un moment résistant sur les bancs du toit, proportionnel à la rotation $\Delta\theta$ à laquelle il est soumis (fig. II 13a) .

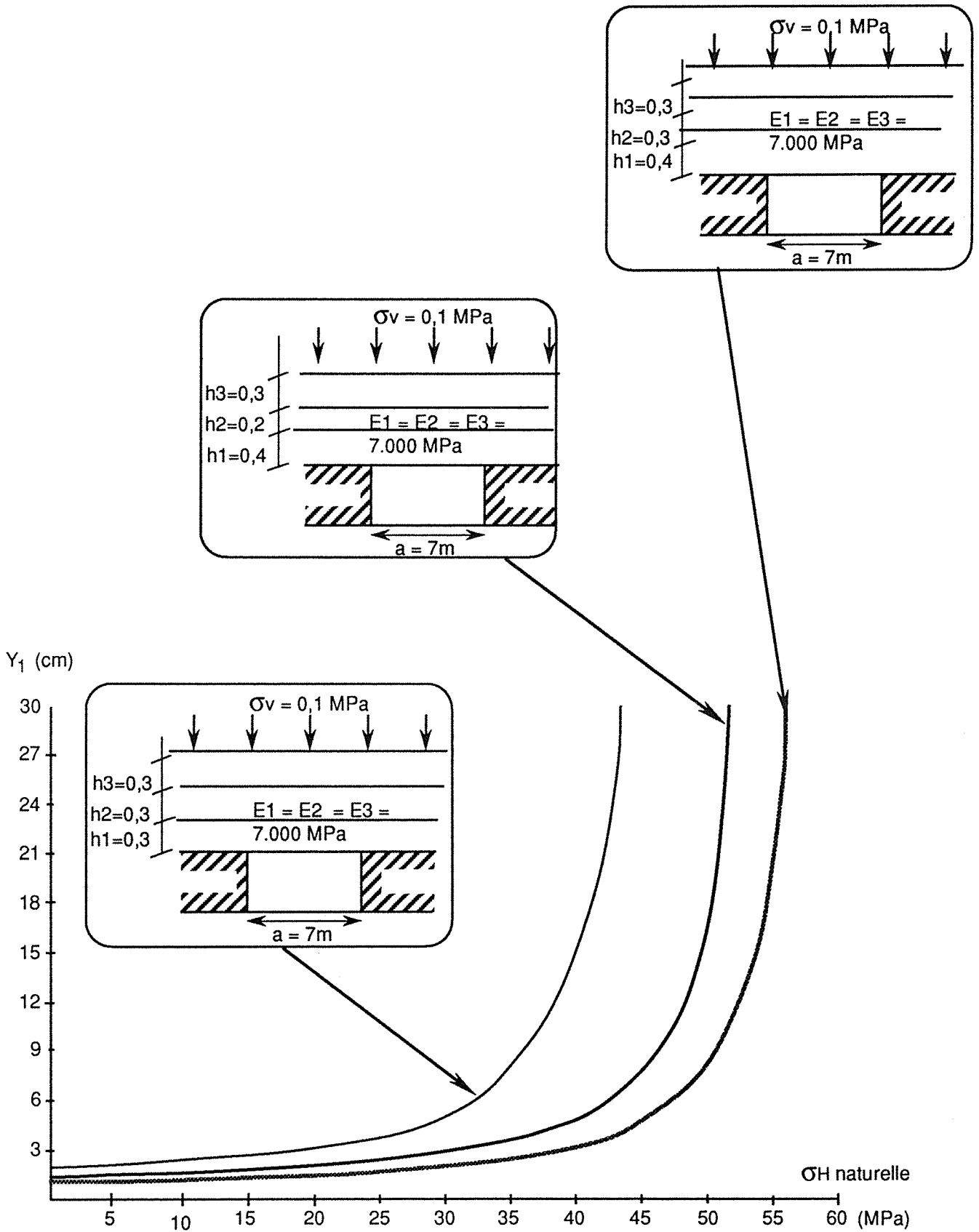


a - Influence de l'épaisseur du deuxième banc sur le flambage du toit ($h_1 = 0,4$ m)



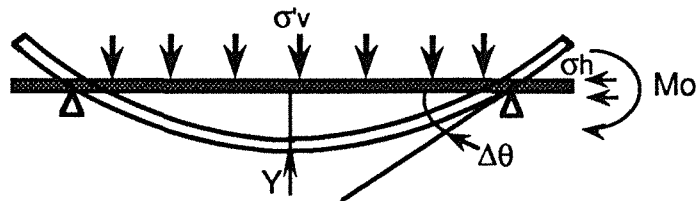
b - Influence de l'épaisseur du deuxième banc sur la déformation du toit

Figure II - 12

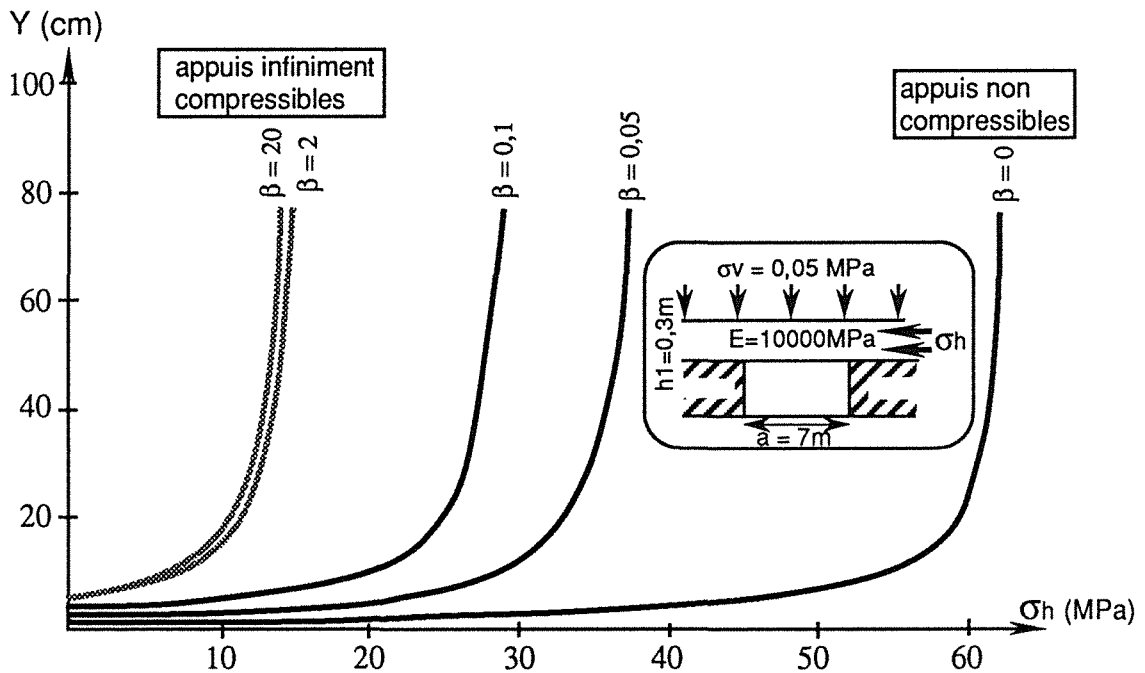


c : Importance des épaisseurs des premiers bancs du toit sur sa déformée

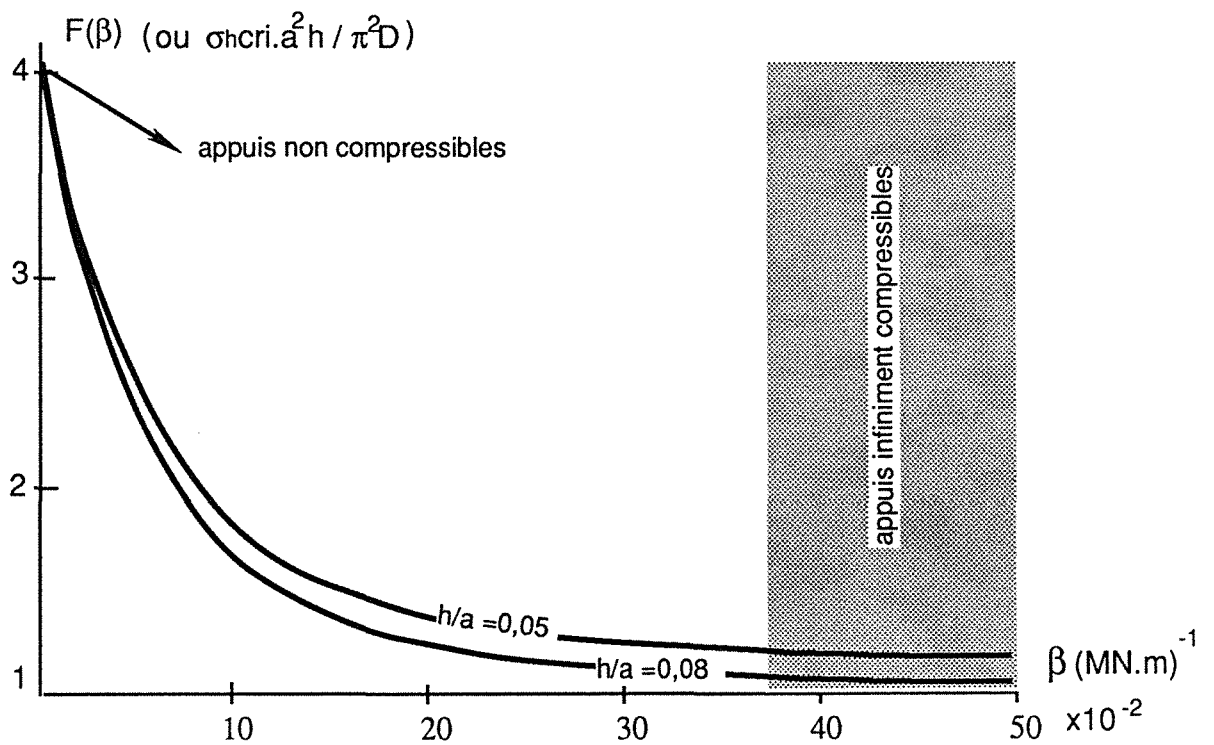
FIGURE. II - 12 suite



a - Modélisation des appuis compressibles



b - Influence de la compressibilité des parements sur la contrainte de flambage du toit



c - Variation de la fonction $f(\beta)$ en fonction de la compressibilité des parements

Fig. II - 13 : Influence de la compressibilité des parements sur le comportement du toit

* Les nouvelles conditions aux limites du banc seront donc :

$$\text{Pour } (x = 0 \text{ et } x = a) : \Delta y = 0 \quad \text{et} \quad \frac{dy}{dx} = -\beta M_0$$

où β est une constante proportionnelle à la compressibilité de la couche exploitée

* La déformation du banc est maximale au milieu de la galerie ($x = a/2$) et s'écrit sous la forme :

$$y_{\max} = \frac{\sigma_v^*}{16 u^2 D} \left[\frac{t y u - \gamma (t y u - u)}{u^2} \operatorname{tg} \left(\frac{u}{2} \right) - 1/2 \right]$$

* L'équation du moment fléchissant dans le banc s'écrit sous la forme :

$$M_{f_x} = -\frac{\sigma_v^* a^2}{4 u^2} \left[1 - \frac{\operatorname{tgu} - \gamma (\operatorname{tgu} - u)}{\sin u} \cos u \left(1 - \frac{2x}{a} \right) \right]$$

Le moment fléchissant présente des maxima sur les parements et au milieu de la galerie :

- Au milieu de la galerie

$$M(a/2) = -\frac{\sigma_v^* a^2}{4 u^2} \left[1 - \frac{\operatorname{tgu} - \gamma (\operatorname{tgu} - u)}{\sin u} \right]$$

- Sur les parements

$$M_0 = -\gamma \frac{\sigma_v^* a^2}{12} \Phi(u)$$

$$\gamma = \frac{\operatorname{tgu}}{\operatorname{tgu} + \frac{2\beta D u}{a}}$$

Le coefficient γ tend vers 1 pour les faibles valeurs de β . Nous retrouvons par conséquent l'équation du moment fléchissant (M_0) dans le cas de parements incompressibles.

Lorsque β est grand le coefficient γ tend vers zéro ; le moment au parement s'annule. C'est le cas où les parements sont infiniment compressibles.

Nous avons développé dans l'annexe I, trois méthodes pour estimer le coefficient β .

A52 - Mode d'action de la compressibilité des parements sur le flambage du toit

Nous rappelons que le phénomène de flambage est lié à la notion de contrainte critique

de flambage propre au banc considéré.

La figure II 13b montre que pour les mêmes caractéristiques du banc, la contrainte critique de flambage (σ_H cri) est différente selon la compressibilité des parements.

Lorsque les parements sont incompressibles ($\beta = 0$), la valeur de la contrainte critique de flambage est importante et s'écrit sous la forme :

$$\sigma_H \text{ cri} = 4 \frac{\pi^2 D}{a^2 h}$$

lorsque les parements sont infiniment compressibles, la valeur de σ_H cri est divisée par quatre.

Nous pouvons donc écrire :

$$\sigma_H \text{ cri} = f(\beta) \frac{\pi^2 D}{a^2 h}$$

A partir de l'étude de la fonction $f(\beta)$ figure II 13c il en ressort que :

- Lorsque la compressibilité des parements est grande ($\beta > 0,2(\text{MN.m})^{-1}$), la fonction $f(\beta)$ est très proche de 1 et l'aptitude au flambage du banc devient maximale (le flambage n'est plus sensible à β).

- Lorsque la compressibilité des parements est faible, l'aptitude du banc au flambage est moins grande mais elle est très sensible à de très faibles variations de la compressibilité.

Ceci prouve que le phénomène de flambage est très sensible aux conditions aux limites de la structure étudiée, ces conditions seront donc prépondérantes dans le mode de comportement du toit et la rupture de la roche autour de la galerie

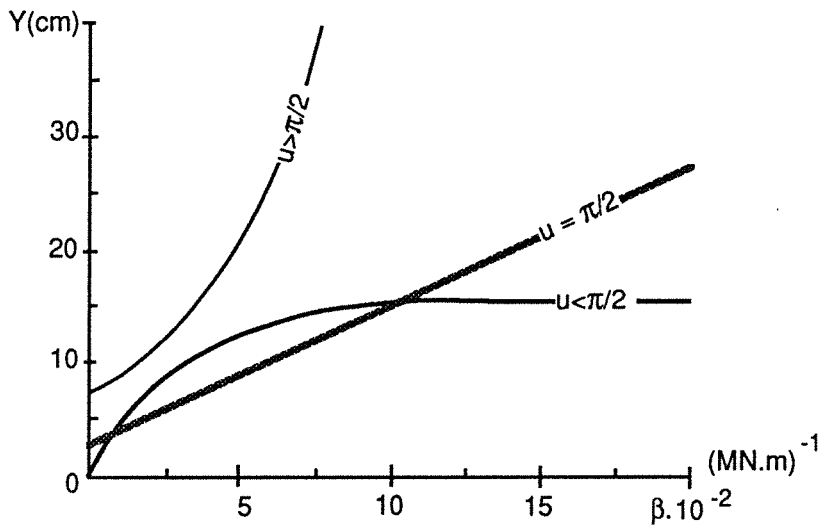
A53 - Influence de l'état des parements sur le comportement du toit

l'état des parements (compressibilité, dégradation...) représente en quelque sorte les conditions de fixation des bancs du toit. La flexion du toit est par conséquent liée à l'état des parements, elle s'amplifie et provoque dans certains cas (importante dégradation des parements) des ruptures locales au toit (fig. II 13d). Cet effet des parements est lié au coefficient de flambage "u" du banc étudiée, en sachant que la valeur de $u = \pi/2$ correspond au flambage d'un banc sur appuis infiniment souple, nous trouvons que :

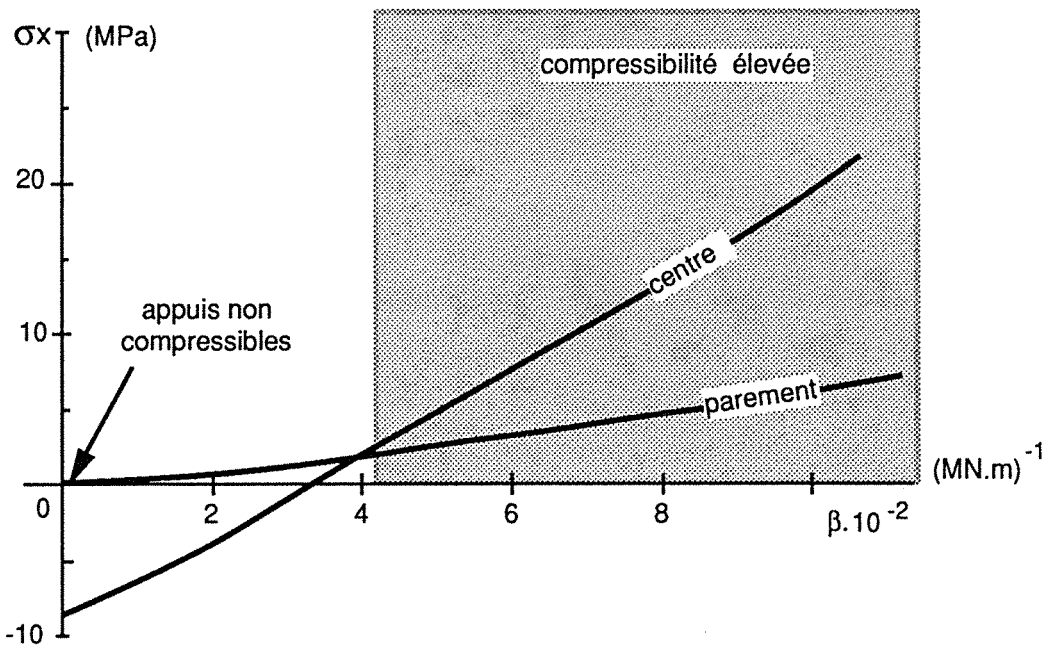
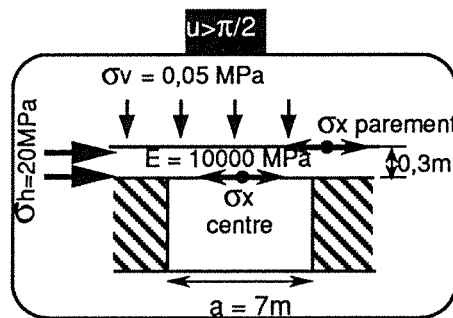
+ Quand $u = \pi/2$, la dégradation des parements provoque une augmentation croissante de la déformation au toit, le flambage n'aura lieu que lorsque les parements deviennent infiniment souples.

+ Quand $u < \pi/2$, la dégradation des parements provoque une augmentation rapide de la déformation du toit, celle-ci se stabilise et ne dépend plus de l'état des parements au delà de $\beta = 0,2(\text{MN m})^{-1}$ (moment de fixation négligeable). Dans ce cas la dégradation des parements ne pose pas de problème nuisible pour la stabilité du toit.

+ Quand $u > \pi/2$, la dégradation des parements entraîne une amplification croissante de



d - Influence de la compressibilité des parements sur la déformation du toit



e - Influence de la compressibilité des parements sur la répartition des contraintes horizontales au toit

Figure II - 13 suite

la déformation du toit (même chose pour la contrainte de flexion), le flambage peut avoir lieu même avec une légère dégradation des parements (faible augmentation de β). Dans ces conditions une grande importance doit être donnée à la surveillance et à l'entretien de l'état des parements .

D'autre part quelle que soit la valeur du facteur de flambage u du banc la position de la section critique à la rupture varie selon la compressibilité des parements (fig. II 13e) :

- lorsque les parements sont très compressibles ($\beta > 0,04(\text{MN.m})^{-1}$) la section critique du toit se situe au milieu de la galerie .

- lorsque les parements sont peu compressibles les sections critiques du toit sont situées au niveau des deux parements (en cas de sollicitation importante nous pouvons voir apparaître des ruptures au milieu de la galerie également) .

A6 - CONCLUSION

A grande profondeur, en terrain stratifié, la présence de *contraintes horizontales naturelles élevées* est à l'origine de la *flexion amplifiée* et de la rupture macroscopique de la roche rencontrée dans le toit des galeries rectangulaires de grande largeur .

L'aptitude du toit au flambage augmente lorsque le rapport de l'épaisseur des bancs (principalement le premier banc) sur la largeur de la galerie diminue . Ces risques de flambage augmentent énormément lorsque la couche exploitée est *compressible* (fig. II 14). Compte tenu de cela nous définissons trois paramètres essentiels permettant de prévoir et de lutter contre l'amplification de la flexion du toit et la rupture de la roche :

- **La qualité du toit** ou son aptitude au flambage peut être estimée à partir de la mesure de l'épaisseur des premiers bancs du toit, essentiellement le premier . L'épaisseur de celui-ci peut être estimée par la mesure de la distance entre le toit de la galerie et le premier plan de faible résistance (discontinuité parallèle au toit) . Pour une meilleure estimation la qualité du toit nous attachons une grande importance aux observations endoscopiques systématiques dans des forages au toit.

Une estimation de l'indice (RQD) basée sur le relevé de l'état de fissuration du toit à partir de sondages réalisés perpendiculairement au toit peut aussi donner une idée approximative de l'aptitude au flambage du toit .

- **L'état de dégradation des parements** (compressibilité) joue un grand rôle dans l'amplification de la flexion du toit . Il est donc nécessaire d'attacher une grande importance à l'entretien et au renforcement des parements. Lorsque les parements sont rigides, ils assurent une fixation importante des bords du toit, empêchent la formation de contrainte de traction au toit au niveau du milieu de la galerie et réduisent énormément les risques de flambage du toit et de rupture locale

- **La largeur de la galerie** étant le paramètre le plus facilement maîtrisé par l'exploitant, celle-ci constitue une donnée clef pour la stabilité de l'ouvrage. Elle doit être fixée selon l'aptitude du toit au flambage et la compressibilité de la couche exploitée. Lorsque l'exploitant est amené à creuser sur des largeurs importantes, un contrôle de la section de la galerie devient indispensable au cours des travaux pour éviter l'élargissement supplémentaire dû, quelque fois aux imperfections des opérations d'abatage.

Nous sommes donc arrivés à prouver que la rupture locale de la roche est liée à l'amplification de la flexion du toit, à identifier les paramètres principales qui provoquent cet effet ou en d'autres termes, les conditions aux limites pour lesquelles ce phénomène se produit .

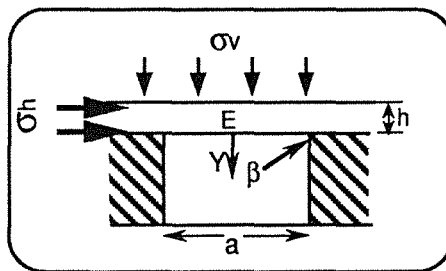
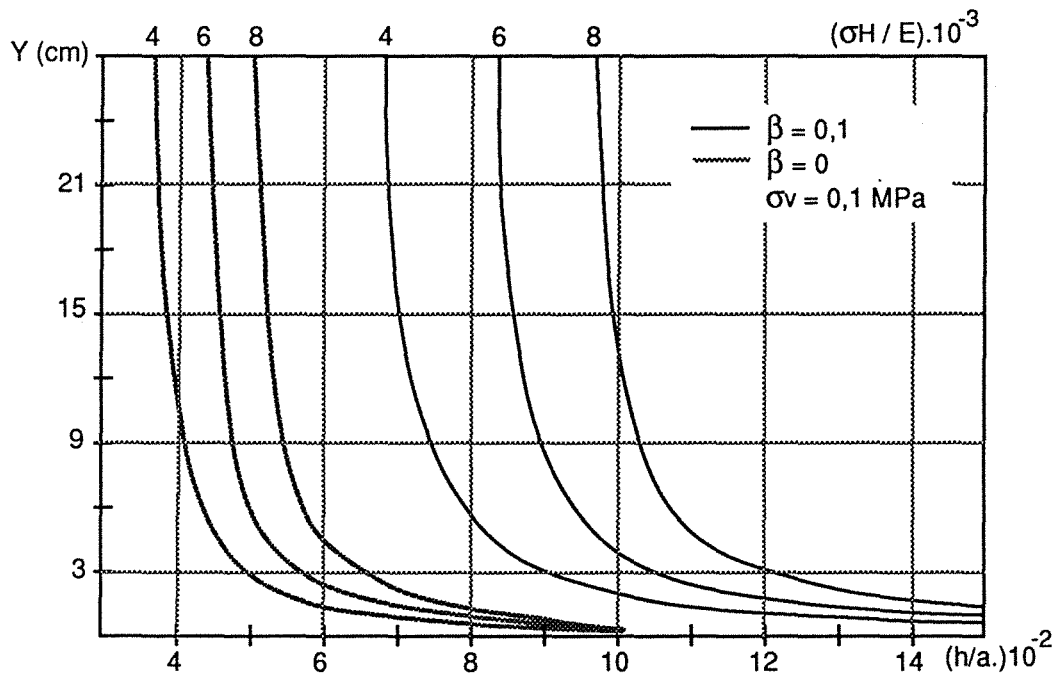


Fig. II - 14 : Synthèse de l'effet de flambage sur le comportement du toit

B - LOCALISATION DES ZONES DE RUPTURES DUES A LA FLEXION DU TOIT

B1 - Introduction

Après avoir analysé les origines de la rupture macroscopique de la roche au toit, induite par le creusement, nous allons, dans ce paragraphe passer à sa localisation, c'est à dire déterminer les zones du toit qui sont soumises aux sollicitations les plus importantes et qui seront par conséquent siège d'apparition de la **fissuration induite** ou de mobilisation de fissures naturelles préexistantes .

A titre indicatif, nous rappelons que dans le paragraphe (II A) les modèles analytiques mettent en évidence une sollicitation (moment de flexion) maximale au toit se situant généralement au niveau des parements . Ces zones de ruptures locales peuvent se transmettre au niveau du centre de la galerie au cas où la dégradation (et/ou la compressibilité) des parements est importante. nous soulignons que les modèles analytiques utilisés ont pour objet un banc du toit (ou quelques bancs) mais ne prennent pas en compte l'ensemble du massif environnant (haut toit, veine exploitée etc ...)

La modélisation par la méthode des éléments finis se prête bien à ce genre d'étude . En effet elle permet une analyse détaillée de la répartition des contraintes au toit compte tenu de la géométrie réelle de l'ouvrage et de l'étendue du massif rocheux environnant .

A partir de calculs effectués par la méthode des éléments finis en *milieu continu*, J.L. Hill /2/ montre que pour une galerie rectangulaire dont la largeur est trois fois plus grande que la hauteur, les sollicitations maximales au toit sont transmises au niveau du parement au fur et à mesure que la contrainte horizontale augmente (σ_h/σ_v varie de 1 à 3) . Ce résultat nous paraît intéressant car il explique en partie la rupture qu'on observe dans les galeries situées à grande profondeur où la contrainte horizontale naturelle est élevée.

Dans notre analyse du problème d'instabilité, nous avons donné plus d'importance à la largeur compte tenu de la tendance actuelle à l'élargissement des galeries minières . En effet, l'importance de ce paramètre est une caractéristique commune à toutes les galeries où nous avons observé des instabilités gênantes (cf chapitre I). Nous allons donc appliquer la méthode des éléments finis pour essayer de localiser les zones de fortes sollicitations au toit en fonction de la largeur de la galerie.

B2 - Influence de la largeur de la galerie sur la repartition des zones de rupture locale au toit

* Le modèle utilisé est présenté sur la figure II 15 : Des joints de stratification (type Goodman) séparent les différents bancs du toit et l'état de contrainte dans le modèle est supposé hydrostatique ($\sigma_h = \sigma_v = 20$ MPa) . Les joints de stratification sont affectés de caractéristiques mécaniques faibles ($K_n = 500$ MPa /m et $K_s = 50$ MPa /m) afin d'amplifier les phénomènes .

* En faisant varier la largeur de la galerie dans le modèle, entre 2 et 8 m, nous avons constaté qu'au niveau de la fibre inférieure du premier banc du toit:

- La contrainte horizontale au centre de la galerie (section A fig. II 15b) initialement une traction diminue puis passe en compression pour une largeur supérieure à 4m .

-La contrainte horizontale au niveau de la section (B), située à 0,5 m des parements, initialement une compression tend à augmenter et se transforme en contrainte de traction assez importante .

B21 - Cas où la galerie est étroite

Lorsque la largeur de la galerie ne dépasse pas 4 m, la flexion du toit est quasi circulaire. La déformée du toit de la galerie présente des rayons de courbure minimum au centre de la galerie (section A) et à 0,5 m à l'intérieur des parements (section C) (fig. II 16 a). Ceci dit la flexion se traduit par l'apparition de contraintes de traction au niveau de la fibre inférieure, au centre de la galerie et par une compression importante au niveau de la section C (fig. II 16b) ; ce phénomène sera inversé sur la fibre supérieure. En conséquence, les sections critiques au toit, au niveau du premier banc, sont situées :

- Au centre de la galerie où une rupture locale peut avoir lieu par traction sur la fibre inférieure et /ou compression sur la fibre supérieure .

- A 0,5 m à l'intérieur des parements où la rupture locale se manifeste par une traction sur la fibre supérieure et une compression sur la fibre inférieure .

Dans les bancs supérieurs, les zones de rupture éventuelles de la roche se concentrent de plus en plus vers le centre de la galerie . Ceci est dû à l'atténuation progressive de l'effet des parements lorsque l'on s'en éloigne (fig. II 17a) .

B22 - Cas où la galerie est large

Lorsque la largeur de la galerie dépasse 4 m, la flexion du toit n'est plus circulaire. Puisque la portée du banc est importante, la flexion proprement dite s'atténue vers le centre de la galerie au fur à mesure que l'on s'éloigne des parements .

La déformée du toit de la galerie (fig. II 16 a) présente des rayons de courbure minimaux à 0,5 m de part et d'autre des parements (sections B et C), lieu où la rotation des sections transversales est maximale. Au voisinage du centre de l'excavation, la déformée est quasiment plane et la rotation des sections du banc est presque absente, ceci à l'image d'une cuvette d'affaissement en surface (1).

* Dans le premier banc, les sections critiques à la rupture locale se situent donc (fig. II 16b)

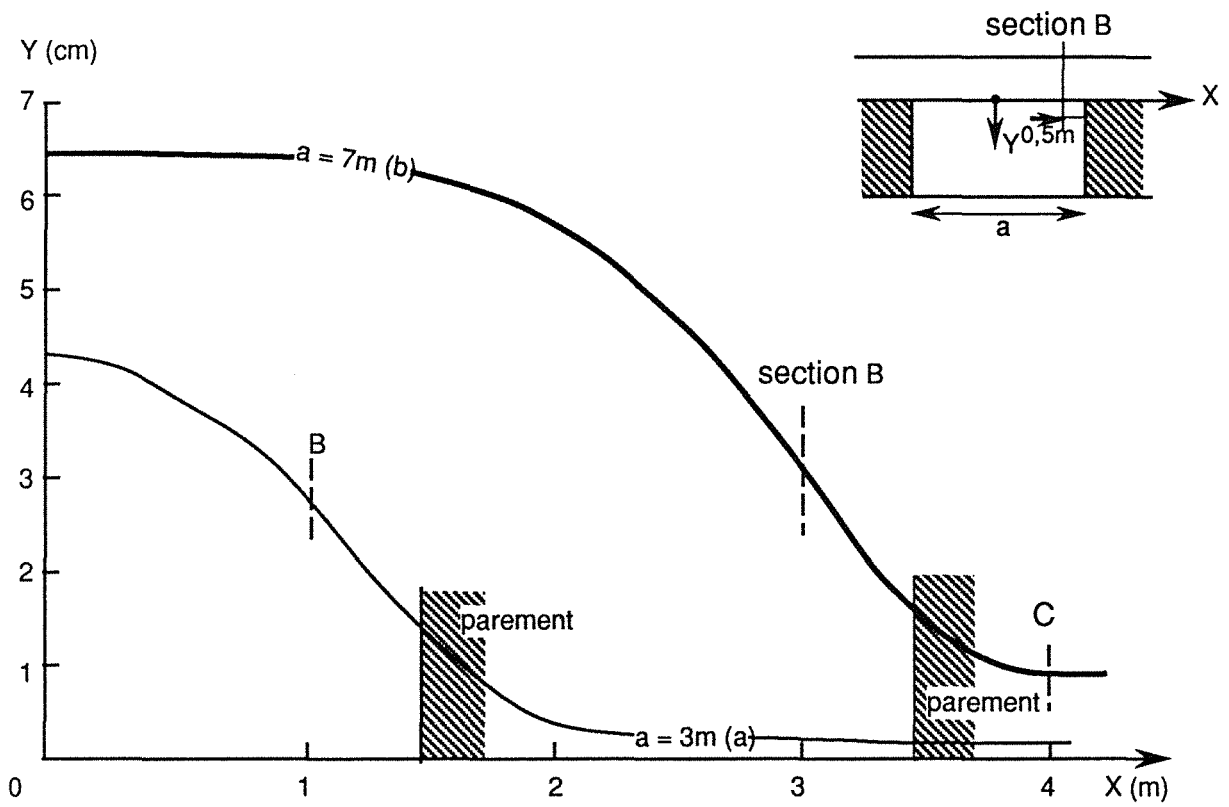
- A 0,5 m des parements (côté galerie) ; la rupture locale se manifeste par une traction au niveau de la fibre inférieure et une compression importante sur la fibre supérieure.

- A 0,5 m des parements (côté massif) ; la rupture locale se manifestant par une compression sur la fibre inférieure et une traction sur la fibre supérieure .

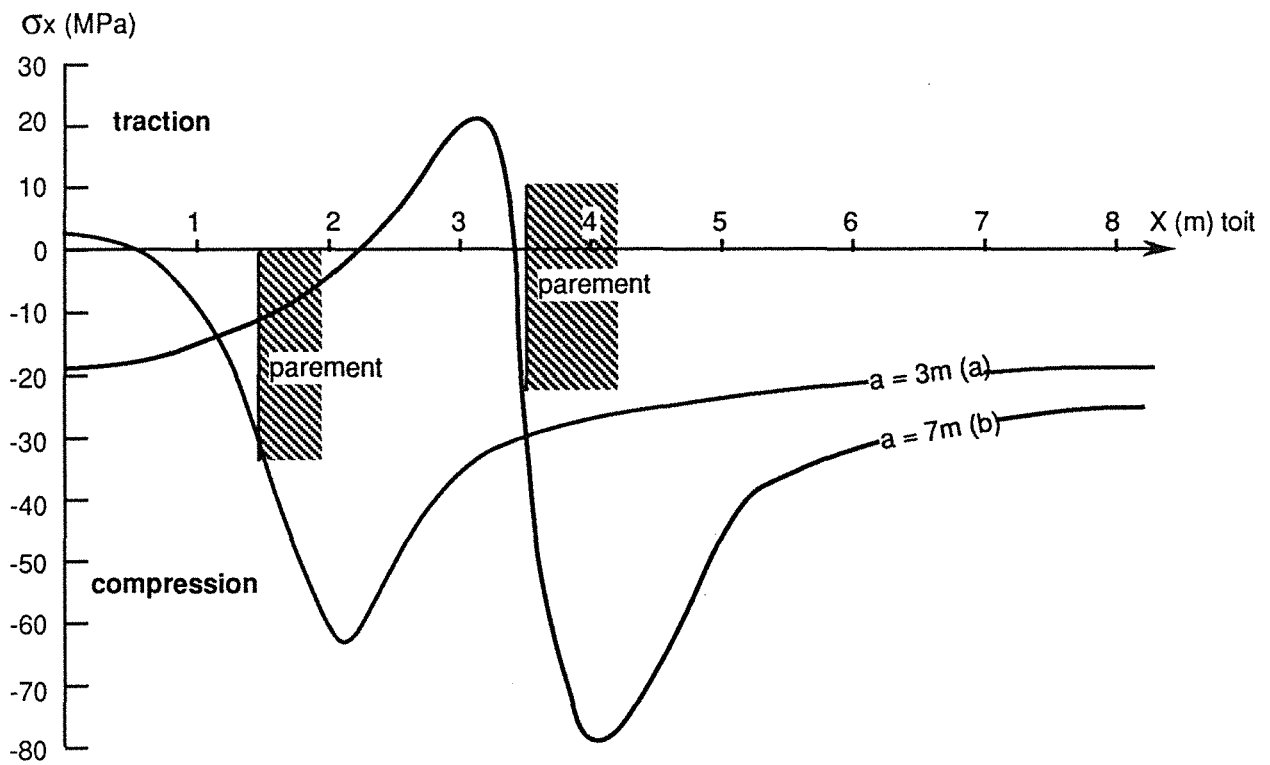
Les sections situées à proximité du centre de la galerie sont soumises à une contrainte de compression horizontale uniforme (dans une section) dont la valeur est proche de la contrainte horizontale naturelle ($\sigma_h = 20$ MPa) . Les risques de rupture de la roche sont donc très peu probables .

1

¹ L'exploitant aurait tendance à augmenter la portée entre les bords fermes (largeur exploitée) pour éviter des sollicitations importantes dans le toit au niveau des chambres situées à la partie centrale du panneau exploité dans les exploitations par chambres et piliers.

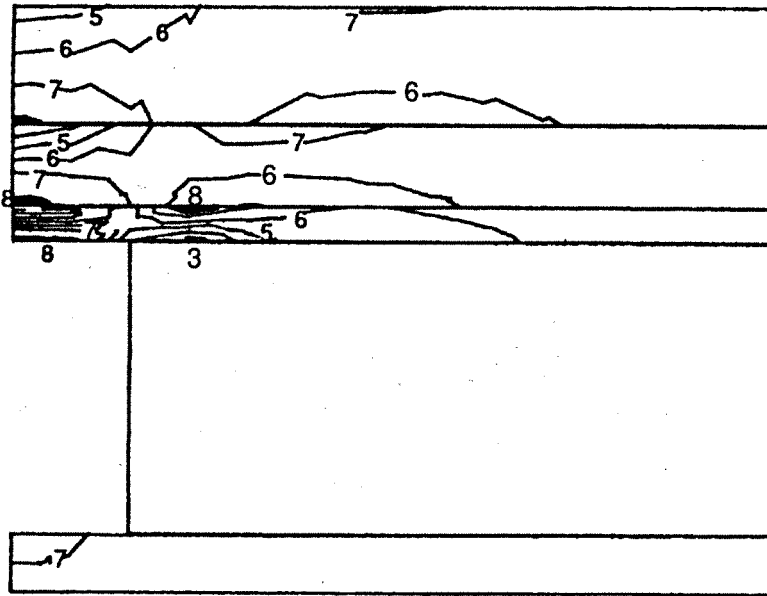


a - Déformée du premier banc du toit en fonction de la largeur de la voie



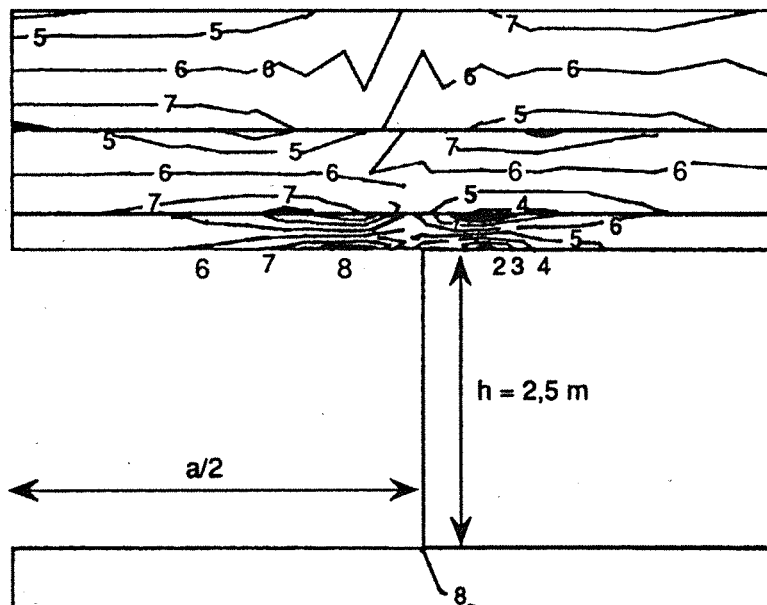
b - Répartition des contraintes horizontales sur la fibre inférieure du premier banc du toit en fonction de la largeur de la voie

a - Cas de galeries de faible largeur - $a = 3\text{ m}$



- 2 : -60 MPa
- 3 : -50 MPa
- 4 : -40 MPa
- 5 : -30 MPa
- 6 : -20 MPa
- 7 : -10 MPa
- 8 : 0 MPa

b - Cas de galeries de grande largeur - $a = 7\text{ m}$



■ Zone en traction

Fig. II - 17 : Répartition des contraintes horizontales dans les différents bancs du toit

* Au niveau des bancs supérieurs, les sections soumises à une rotation maximale (B et C) s'écartent de part et d'autre des parements. Les sollicitations maximales se concentrent vers le centre de la galerie au fur et à mesure qu'on monte dans le toit (fig II 17b). Ceci est dû, d'une part à la diminution de la portée des bancs supérieurs, d'autre part à l'atténuation progressive de l'effet des parements (discontinuité de l'appui).

Ces résultats sont en parfaite concordance avec les essais sur maquette réalisés par Goodman. / 26 / (fig III 3 ; annexe III)

Dans notre analyse de la rupture locale de la roche nous nous fondons sur le calcul d'un coefficient de sécurité A_k (inversement proportionnel à $\sigma_{\min} - \sigma_{\max}$) ; c'est un coefficient par lequel il faudrait multiplier les cas de charges étudiés, pour avoir un cercle de Mohr tangent à la courbe intrinsèque de la roche. Dans notre analyse, nous avons attaché une grande importance à la contrainte horizontale σ_x , en effet, *la faible épaisseur des bancs* du toit nous sommes relativement dans des conditions *de contrainte plane*. σ_x est quasiment la contrainte principale ceci ce justifie par la présence des joints de stratification de faible raideur tangentielle qui libèrent les contraintes de cisaillement horizontales au niveau des fibres externes dans les différents bancs du toit.

En présence de *bancs d'épaisseurs importantes* (de l'ordre de 70 cm), la contrainte de cisaillement, maximale au niveau des parements prend de l'importance et son effet ne peut être négligé. En pratique deux cas sont envisageables :

- Lorsque le banc est homogène, la contrainte de cisaillement maximale sur la fibre centrale (mi-épaisseur du banc), peut provoquer une rupture par cisaillement verticale au niveau des parements, ou mobilisation de fissuration naturelle (cf annexe I). En absence de plan de glissement préférentiel (fissure naturelle), il faut étudier plus en détail la localisation et l'orientation du plan où le cisaillement est maximal.

- Lorsque le banc est formé de plusieurs feuillets séparés par des plans de faible résistance au cisaillement, la contrainte de cisaillement horizontale, qui se développe au niveau des fibres centrales du banc, provoque le glissement entre feuillets. Dans ce cas l'étude de la rupture des différents feuillets se fait en contrainte plane où le phénomène de flexion est prépondérant.

En général dans le toit d'une galerie rectangulaire de grande largeur nous distinguons deux types de zones :

- Des zones détendues caractérisées par une contrainte horizontale très faible (avec des possibilités de contraintes de traction) et susceptibles de ruptures locales de la roche qui ont pour conséquence l'apparition de **discontinuités** dans le toit (ouverture de fissure naturelle ou initialisation de fissuration induite).

- Des zones comprimées ne présentant pas de grand risque de ruptures locales. Ces zones généralement délimitées par des discontinuités verticales au niveau de chaque banc forment **des blocs continus** du massif rocheux susceptibles de se déformer ou de se déplacer le long des discontinuités (cf fig. II 17c).

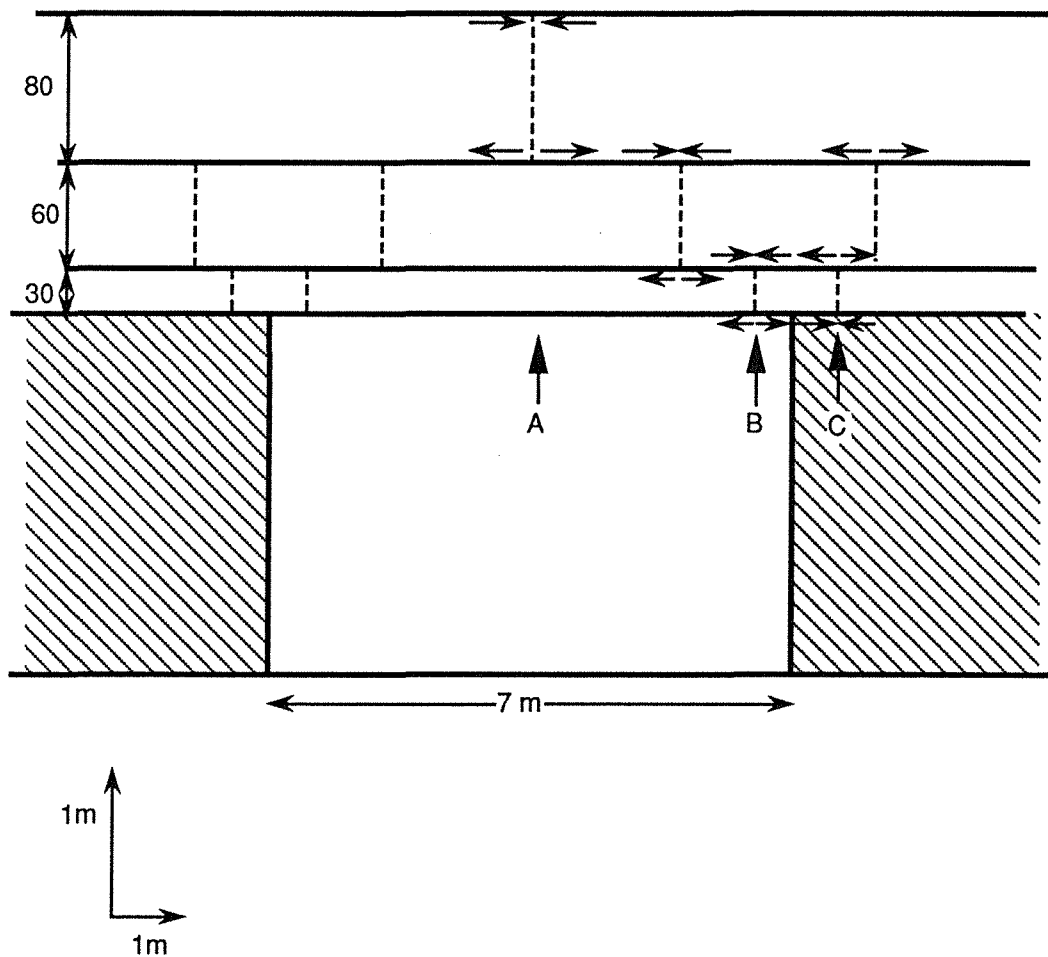


Fig. II - 17 c : Répartition des zones de rupture par traction représentées par des fissures verticales dans les différents bancs du toit d'une voie de grande largeur

C - CONCLUSION

Dans les galeries de grande largeur creusées en terrain stratifié, les zones de sollicitations maximales se situent à proximité des parements.

Malgré la restriction des hypothèses, le calcul analytique permet de mettre en évidence, une rupture au niveau des parements, et au centre de la galerie en cas de dégradation des parements ou d'un flambage des bancs du toit.

Compte tenu des limites lointaines du problème, et de la géométrie réelle de la galerie, la méthode des éléments finis nous a permis de localiser avec précision des zones susceptibles de rupture locale de la roche. Elles sont situées à 0,5 m de part et d'autre des parements et montent dans les bancs supérieurs du toit en s'écartant des parements vers le centre de la galerie.

Cette rupture locale au niveau du toit provoque la création *de discontinuité* ou plan de glissement délimitant *des blocs* dans le massif rocheux. Ces blocs peuvent être stables et seront à l'origine de la stabilité de tout l'ouvrage ou instables et provoquer la rupture totale de l'ouvrage (éboulement). La rupture de cet assemblage de bloc au toit ne se limite plus à un critère intrinsèque à la roche à **l'échelle locale**, mais dépend du nouvel état du massif rocheux (milieu discontinu) où les caractéristiques des discontinuités sont prépondérantes dans le comportement, ainsi la géométrie de la galerie et d'autres facteurs qu'on essayera de définir dans le chapitre suivant ; ceci dit nous passons à l'étude de la **rupture à plus grande échelle, celle de l'ouvrage.**

Chapitre III

LE COMPORTEMENT DU TOIT A L'ECHELLE DE L'OUVRAGE APRES LA RUPTURE LOCALE

"L'ÉBOULEMENT"

- A - Mécanisme de l'éboulement dans le cas d'une fissuration induite par le creusement
- B - Mécanisme de l'éboulement en présence de fissuration naturelle au toit
- C - Conclusion

Dans le chapitre précédent nous avons pu définir dans le toit :

- Des zones de rupture locale de la roche provoquées par la flexion, correspondant sur site et dans les essais sur maquettes, à une fissuration verticale visible à l'oeil nu.
- Des zones intactes confinées, délimitées par les discontinuités, elle forment les blocs du massif rocheux au toit.

Nous nous proposons dans ce chapitre d'étudier le mécanisme et les critères de rupture globale du toit à l'**échelle de l'ouvrage**. Ceci revient à étudier le comportement de l'assemblage de blocs qui se forment au toit après l'apparition des discontinuités.

Nous étudions, en première partie, l'éboulement dans le cas simple *d'une fissuration induite par le creusement* (flexion du toit), ce qui nous permettra d'étudier avec précision les sollicitations dans chaque bloc et leur mouvement, pour mieux définir les mécanismes et les paramètres qui interviennent.

En deuxième partie, nous analysons l'éboulement dans le cas *d'une fissuration naturelle préexistante*, en s'intéressant au comportement global du toit.

A - L'ÉBOULEMENT DANS LE CAS D'UNE FISSURATION INDUITE PAR LE CREUSEMENT

Depuis plusieurs années, beaucoup d'auteurs ont souligné l'"importance du phénomène *d'arc-boutement*" élémentaire dans les milieux discontinus/49,50 et 56/, mais, ce dernier reste jusqu'à présent mal défini. Pour cette raison, nous essayons en première étape, d'étudier ce phénomène, avec plus de précision, afin de définir les paramètres qui interviennent. Nous nous basons sur une modélisation analytique locale.

En deuxième partie, nous passons à une étude complète de l'éboulement, en essayant de reproduire les mécanismes provoquant la rupture du toit, et de définir les critères de l'équilibre. Nous utilisons une modélisation fondée sur la Méthode des éléments distincts qui est adaptée au cas des milieux discontinus.

A1 - Le phénomène d'arc-boutement élémentaire

Le modèle que nous avons utilisé pour étudier le phénomène d'arc-boutement entre les blocs au toit est inspiré des résultats des essais sur maquettes (cf annexe II).

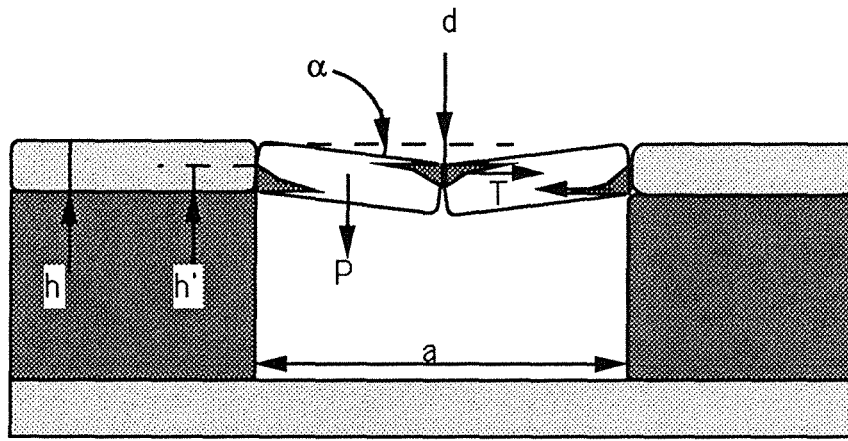
Ce modèle se fonde sur l'étude de l'équilibre d'un banc du toit après sa fissuration (apparition de rupture locale).

Nous utilisons quelques résultats des modèles analytiques décrits dans le chapitre II, pour localiser les zones de ruptures de la roche qui délimiteront les blocs au toit.

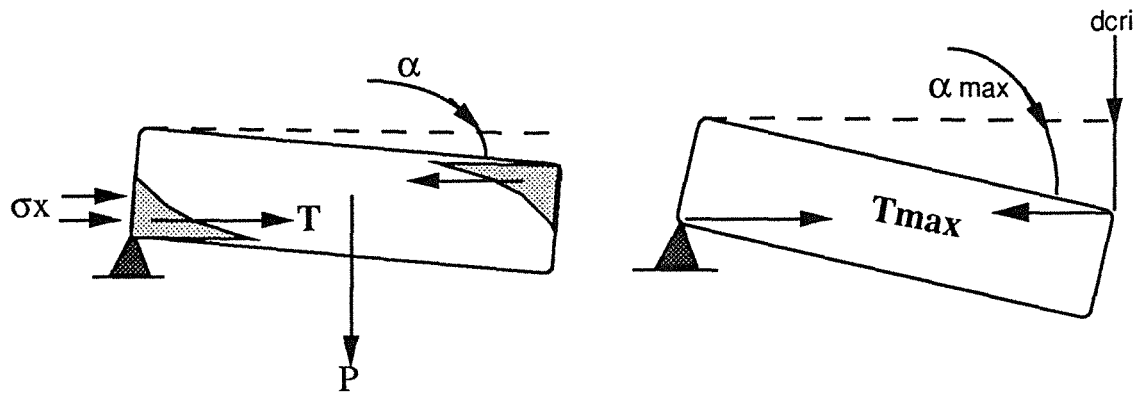
Nous supposons que les parements sont assez dégradés pour qu'une rupture ait lieu au toit au niveau des parements ainsi qu'au niveau du milieu de la galerie.

A11 - Présentation du modèle de "blocs à trois charnières"

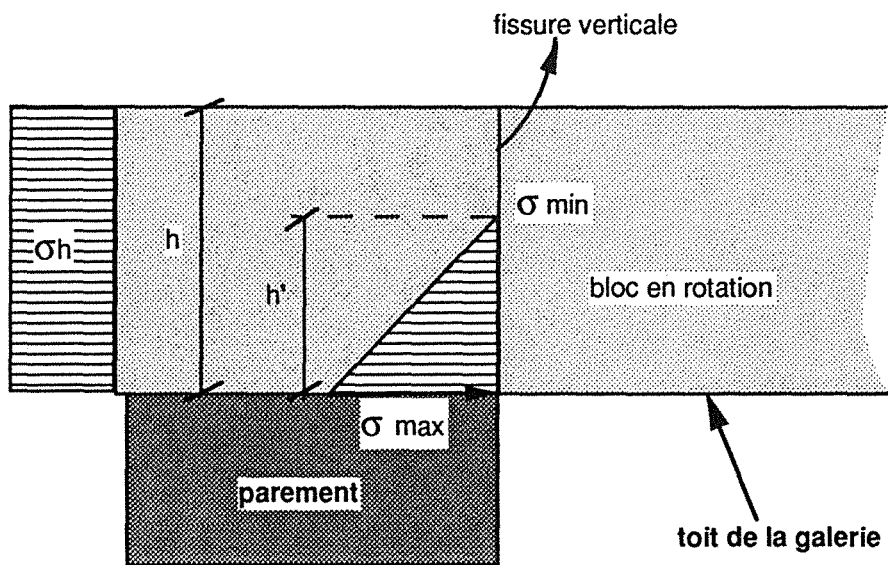
Après l'apparition de ruptures locales dans le premier banc du toit, les fissures verticales continuent à s'ouvrir au niveau de la fibre supérieure côté parement et au niveau de la fibre inférieure, au milieu de la galerie. Ceci est accompagné par une concentration de la contrainte horizontale de compression de plus en plus importante dans les fibres opposées (fig .III 1a).



a - Modélisation du banc du toit sous forme d'arc à trois charnières



b - Angle de rotation maximal des blocs au toit



c - Répartition des contraintes horizontales dans le banc en présence de fissure verticale

Fig. III - 1 : Modélisation du 1er banc du toit en arc à trois charnières

Nous aurons donc un mouvement de rotation de deux blocs autour de trois rotules (charnières) qui aboutit à un déplacement vertical de la rotule centrale. Le mouvement de rotation des blocs s'arrête par coincement des deux blocs; ce phénomène est appelé "arc-boutement".

Les essais sur maquettes / 48 et 47 /, confirment ce type d'analyse et mettent en évidence deux types de rupture de l'assemblage :

-Une rupture par écrasement de la roche, au niveau des rotules due essentiellement à une répartition triangulaire de la contrainte horizontale de compression, et une différence de déformation entre les différentes fibres horizontales du bloc. Ce mode de rupture est rencontré dans des bancs de faible épaisseur (fig I 11, annexe I).

-Une rupture par cisaillement le long de la ligne, liant les deux rotules du bloc. Celle-ci est observée dans des bancs relativement épais, où la réaction développée au niveau des rotules est importante.

Pour simplifier la modélisation analytique, nous supposons que :

-Les rotules sont fixées (le glissement est négligé), et élastiques, c'est à dire que la contrainte horizontale dans les rotules ne peut dépasser la résistance à la compression de la roche R_c .

-Les blocs sont indéformables.

Dans ces conditions nous montrons, que le déplacement vertical maximal de la rotule centrale, est donnée par l'expression suivante :

$$y_{\max} = h - \frac{\sigma_v^* \cdot a^2}{4 \cdot R_c \cdot h \cdot k}$$

où	h	:	Épaisseur du banc considéré
	σ_v^*	:	contrainte verticale résultante sur le banc
	R_c	:	Résistance à la compression du banc
	$k = h'/h$:	Coefficient de contact entre les blocs
	h'	:	Épaisseur de contact entre les blocs (cf fig III 1a)

A12 – Les paramètres favorisant l'arc-boutement

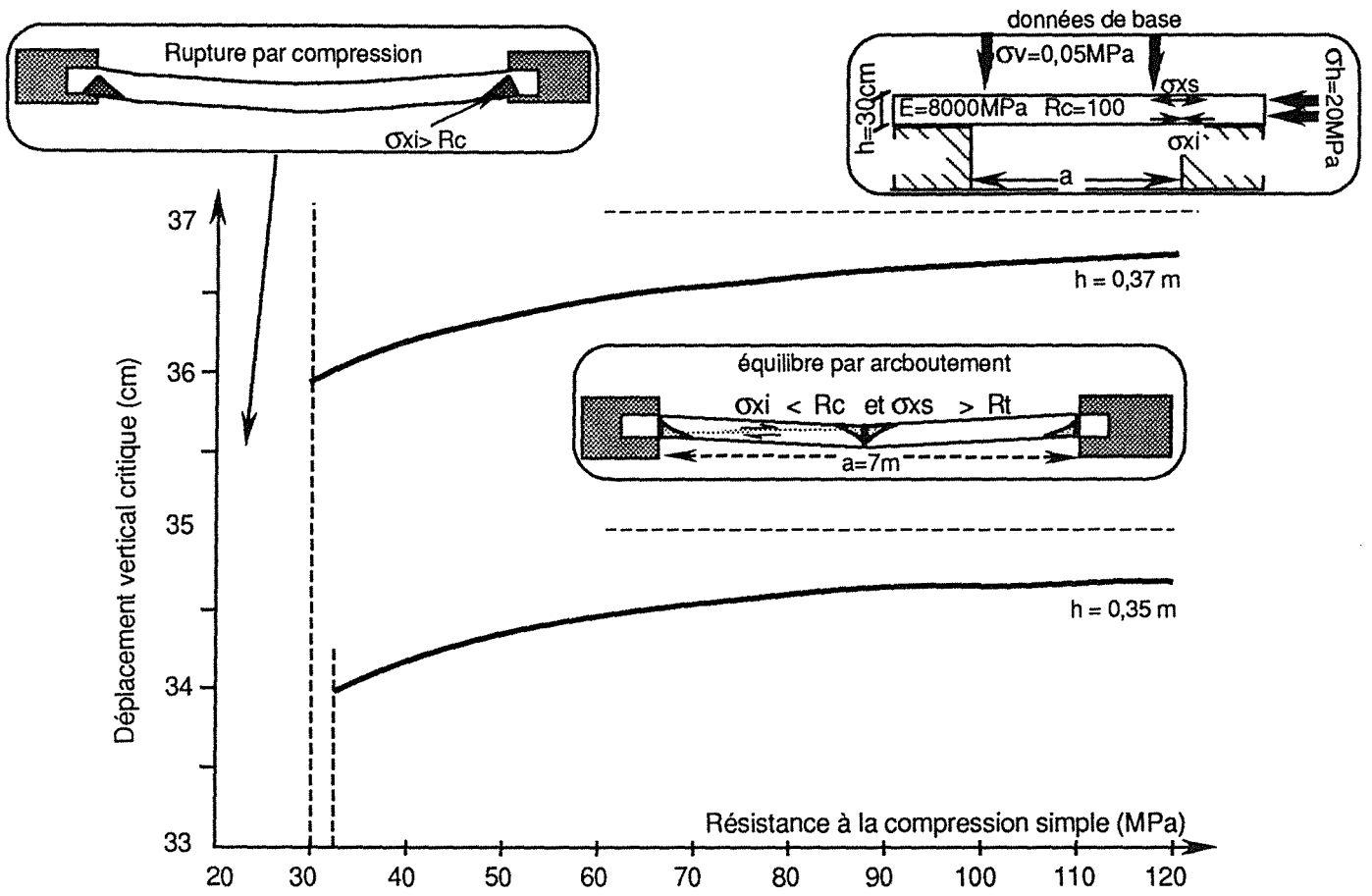
A121 - La résistance à la compression

Le phénomène d'arc-boutement entre blocs ne peut avoir lieu que lorsque la résistance à la compression simple du matériau constituant les blocs est suffisamment élevée, ceci pour deux raisons :

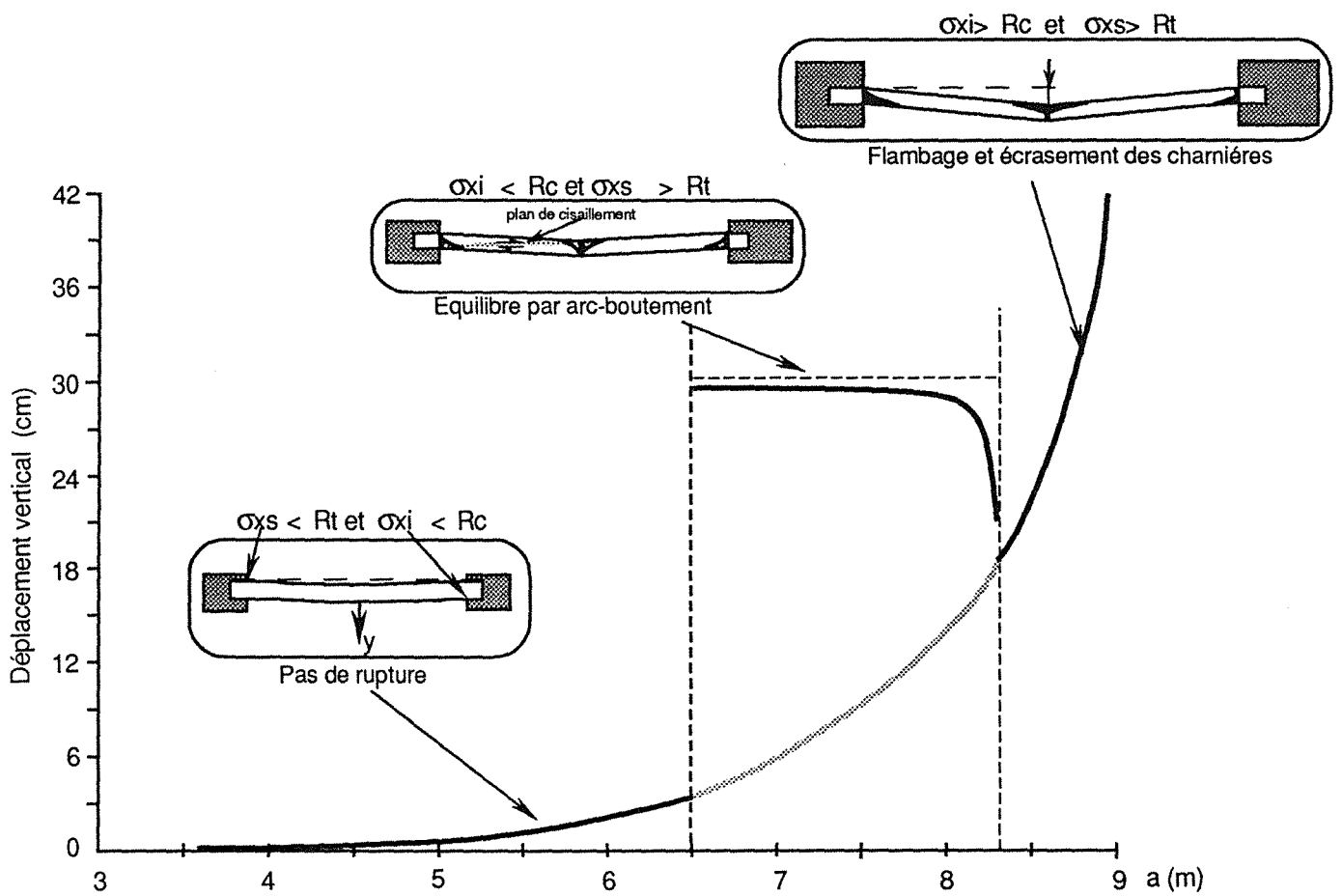
- pour que la rupture par traction au niveau de la fibre supérieure doit avoir lieu avant que la résistance à la compression du matériau ne soit dépassée au niveau de la fibre inférieure (côté parement).

- pour qu'au cours de la rotation, le coincement entre les blocs reste possible (rotule élastique).

Plus le banc est mince, plus la résistance à la compression simple nécessaire pour obtenir



a - Influence de la résistance à la compression simple sur l'équilibre par arc-boutement des blocs au toit



b - Influence de la largeur de la galerie sur le mode de comportement du toit

Figure III - 2

l'arc-boutement doit être élevée. En effet, l'apparition de contraintes de traction provoquant la fissuration, s'accompagne de concentration importante de contraintes de compression au niveau des rotules ; celles-ci peuvent dépasser la résistance à la compression de la roche . Pour une épaisseur de 35 cm par exemple, l'équilibre par arc-boutement n'aura lieu que si la résistance à la compression de la roche dépasse 31 MPa (fig. III 2a).

Lorsque la résistance à la compression est élevée (100 MPa), le déplacement vertical maximal de la charnière centrale tend vers une valeur proche de l'épaisseur du banc. Par contre plus la résistance à la compression est faible, plus le déplacement maximal de la charnière centrale est faible et moins l'assemblage des blocs est déformable.

La résistance à la compression simple de la roche représente en quelque sorte la souplesse de la rotule .

A122 - La largeur de la galerie

Lorsque la *largeur de la galerie est faible*, la flexion du banc est faible et la rupture par traction ne peut avoir lieu, le milieu est donc continu ou pseudo-continu et la formation de blocs n'est pas envisageable.

Dès que la *largeur dépasse 6 m* (exemple de la figure III 2b), deux blocs se forment au toit. Sous l'effet de leur poids les blocs subissent une rotation importante puis l'équilibre se maintient avec un déplacement de la charnière centrale ne dépassant jamais l'épaisseur du banc (30 cm). Plus la largeur est importante, plus le déplacement vertical maximal de la charnière centrale est faible.

Pour les *galeries de très grande largeur* (> à 8 m), le phénomène d'arc-boutement entre blocs n'est plus envisageable. En effet le banc subit un flambage, la résistance à la traction et la résistance à la compression du matériau seront dépassées simultanément (écrasement de la rotule).

A123 - L'épaisseur du banc

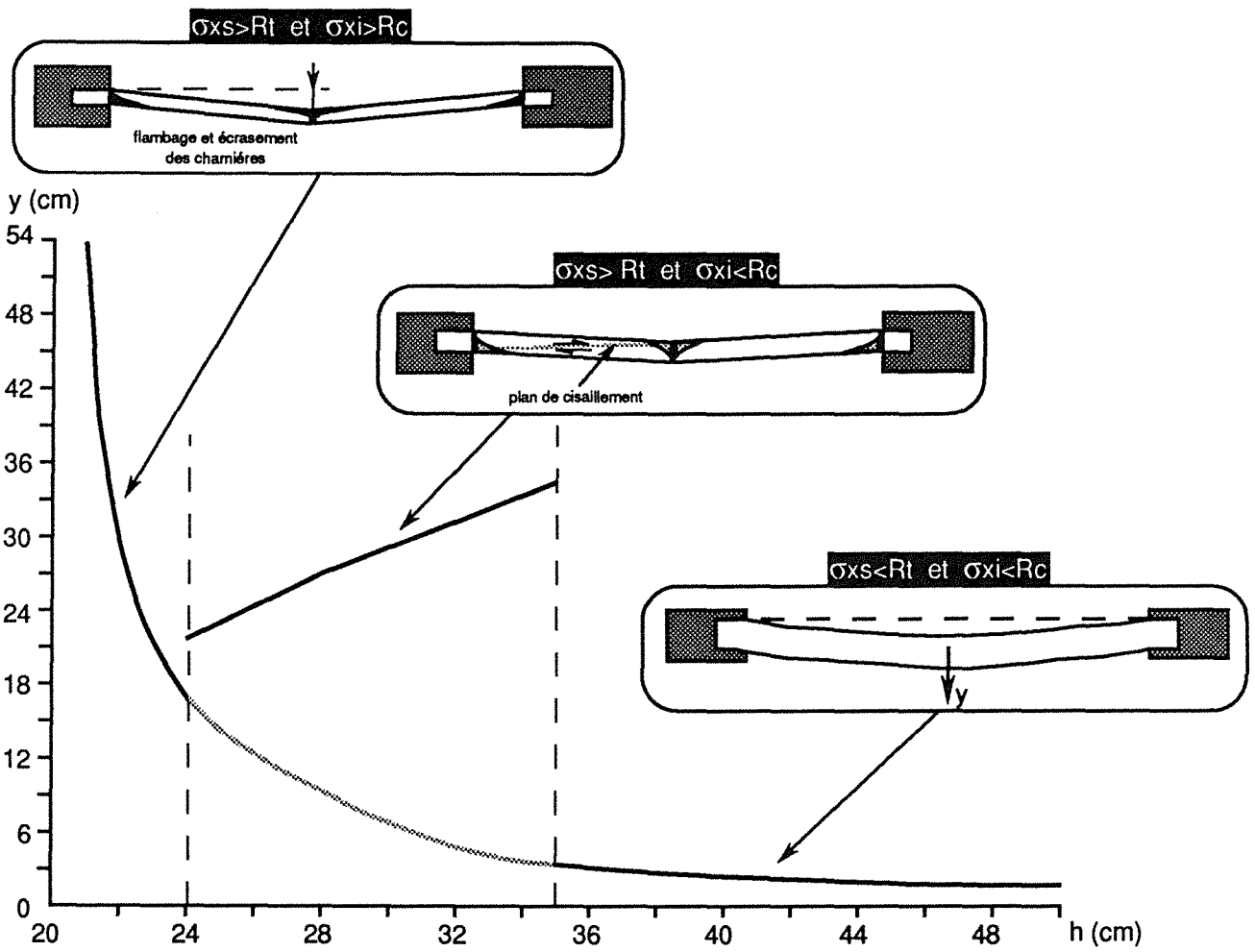
L'épaisseur du banc est, le paramètre le plus important dans le phénomène d'arc-boutement au toit . Lorsque elle n'est pas trop importante (< à 35 cm fig. III 3a), une rupture par traction peut apparaître au toit et le phénomène d'arc-boutement est envisageable. Le déplacement vertical maximal de la charnière centrale, correspondant à l'équilibre, est fixé par l'épaisseur du banc: plus le banc est épais, plus les blocs peuvent subir des rotations importantes autour des rotules . Ces rotations ne dépassent pas la valeur ($\alpha = \arctg 2h/a$). Cela revient à dire que le déplacement maximal de la charnière centrale est toujours inférieur à l'épaisseur du banc considéré.

Dans les conditions de l'exemple étudié(fig III 3a), le phénomène d'arc-boutement ne peut pas avoir lieu en présence de bancs très minces (10 à 20 cm) à cause du phénomène de flambage, ce dernier, provoque des déplacements dépassant l'épaisseur du banc et des contraintes de compression dépassant la résistance à la compression de la roche.

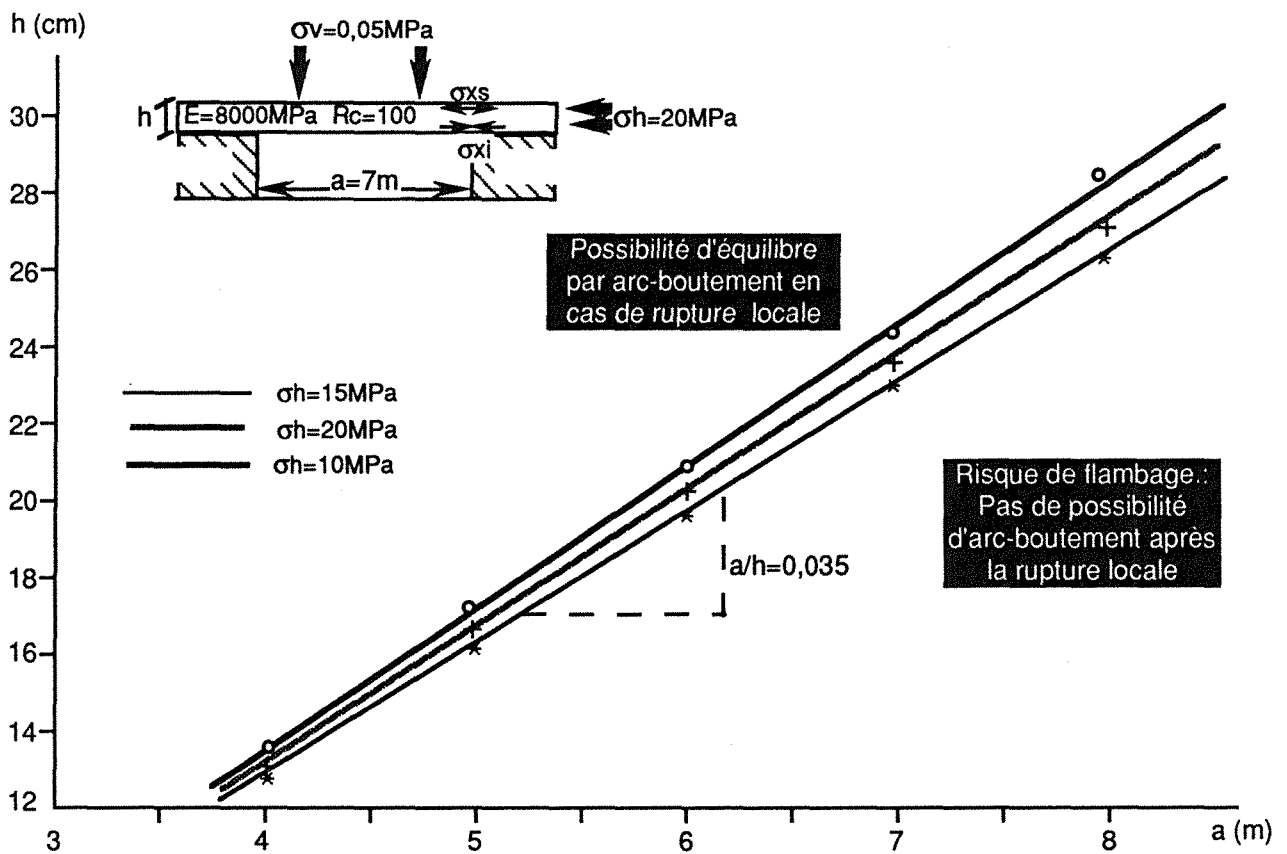
En règle générale, pour des roches ayant une résistance à la compression de l'ordre de 100MPa, l'équilibre par arc-boutement n'est pas toujours possible après la fissuration du toit . Cela dépend essentiellement, du rapport de l'épaisseur du banc sur la largeur de la galerie h/a (fig III 3b):

- Lorsque le rapport $h/a < 0,035$, l'équilibre du banc par arc-boutement de bloc n'est pas à considérer, la rupture du banc se fait par flambage, Ce phénomène provoque: la naissance de contraintes de traction et de compression très importantes entraînant l'écrasement des rotules dès leur formation , ou un déplacement vertical élastique (avant la fissuration du banc) supérieur à l'épaisseur du banc .

- Lorsque le rapport $h/a > 0,035$, après l'apparition de rupture par traction, il y aura formation d'arc à trois charnières et l'équilibre devient possible, l'importance de la contrainte



a : Influence de l'épaisseur du premier banc sur le comportement du toit



b - Influence du rapport h/a sur le mode de comportement du toit

Figure III - 3

horizontale développée au niveau des rotules, peut provoquer la ruine de l'assemblage par cisaillement, le long de la droite passant par les deux rotules du bloc .

Ce rapport h/a est peu sensible à la contrainte horizontale naturelle ainsi qu'au module d'élasticité . Il dépend essentiellement, de la résistance à la compression du massif rocheux (la résistance à la traction est supposée négligeable dans notre cas) .

A13 - Conclusion

La rupture locale au toit n'entraîne pas automatiquement l'éboulement. Un équilibre par arc-boutement peut être envisageable après fissuration du massif (formation d'arc à trois charnières) .

L'arc-boutement des blocs aura lieu lorsque les conditions suivantes sont satisfaites :

- La résistance à la compression simple est importante (50 à 100 MPa) .
- Le rapport de l'épaisseur h du banc sur la largeur a de la galerie, est supérieur à 0,035

Le déplacement vertical maximal de la charnière centrale, avant la rupture de l'assemblage des blocs au toit, est toujours inférieur à la valeur de l'épaisseur du banc considéré . A partir de cela, nous pensons, que toute estimation du déplacement vertical critique avant l'éboulement du toit, doit tenir compte de l'épaisseur des bancs du toit .

A2 - Le mécanisme global de l'éboulement

En réalité, l'éboulement ou la stabilité du toit formé d'assemblage de blocs ne dépend pas uniquement de l'arc-boutement entre blocs que nous venons d'étudier . En effet le glissement le long des fissures ainsi que les déformations (internes) des blocs ont beaucoup d'importance dans le mécanisme de l'éboulement . Nous essayons, dans ce paragraphe, d'étudier d'une manière plus complète ce mécanisme en définissant les conditions de l'éboulement qui seront donc des critères de rupture à plus grande échelle (celle de la galerie) .

A21 - Présentation du modèle

Le modèle de travail est présenté sur la figure III 4 . La fissuration introduite correspond aux zones de ruptures locales déterminées par la méthode des éléments finis dans le cas de galeries larges . Nous distinguons au toit dans les premier et deuxième bancs, un bloc central et deux blocs latéraux (situés au niveau des parements) .

Le code de calcul (UDEEC), présenté dans l'annexe II, fondé sur la méthode des éléments distincts, permet d'étudier ce type de modèle en tenant compte :

- De la déformabilité des blocs ; tous les blocs sont supposés totalement déformables et peuvent être soumis à une déformation axiale et latérale et à une distorsion.

- Du facteur temps en fonction duquel on peut suivre le comportement de chaque point du modèle . Malgré sa signification physique incontestable, il est généralement très faible (comparée à la réalité) . Ceci est dû en partie, à l'absence de la viscosité dans le comportement des blocs et des joints . En effet, la déformation des blocs est supposée instantanée ce sont simplement les déplacements qui varient avec le temps, selon l'accélération à laquelle ils sont soumis.

Une charge hydrostatique de 20 MPa est appliquée au modèle, en plus d'une force de volume équivalente au poids propre appliquée à chaque bloc . Nous commençons les calculs par une phase de consolidation du modèle sans la galerie . Une fois l'équilibre du système atteint, nous simulons le creusement par l'élimination de la partie du massif correspondant à la section de galerie.

blocs : déformables, élastiques
joints ou contacts : sans épaisseur, élastoplastiques

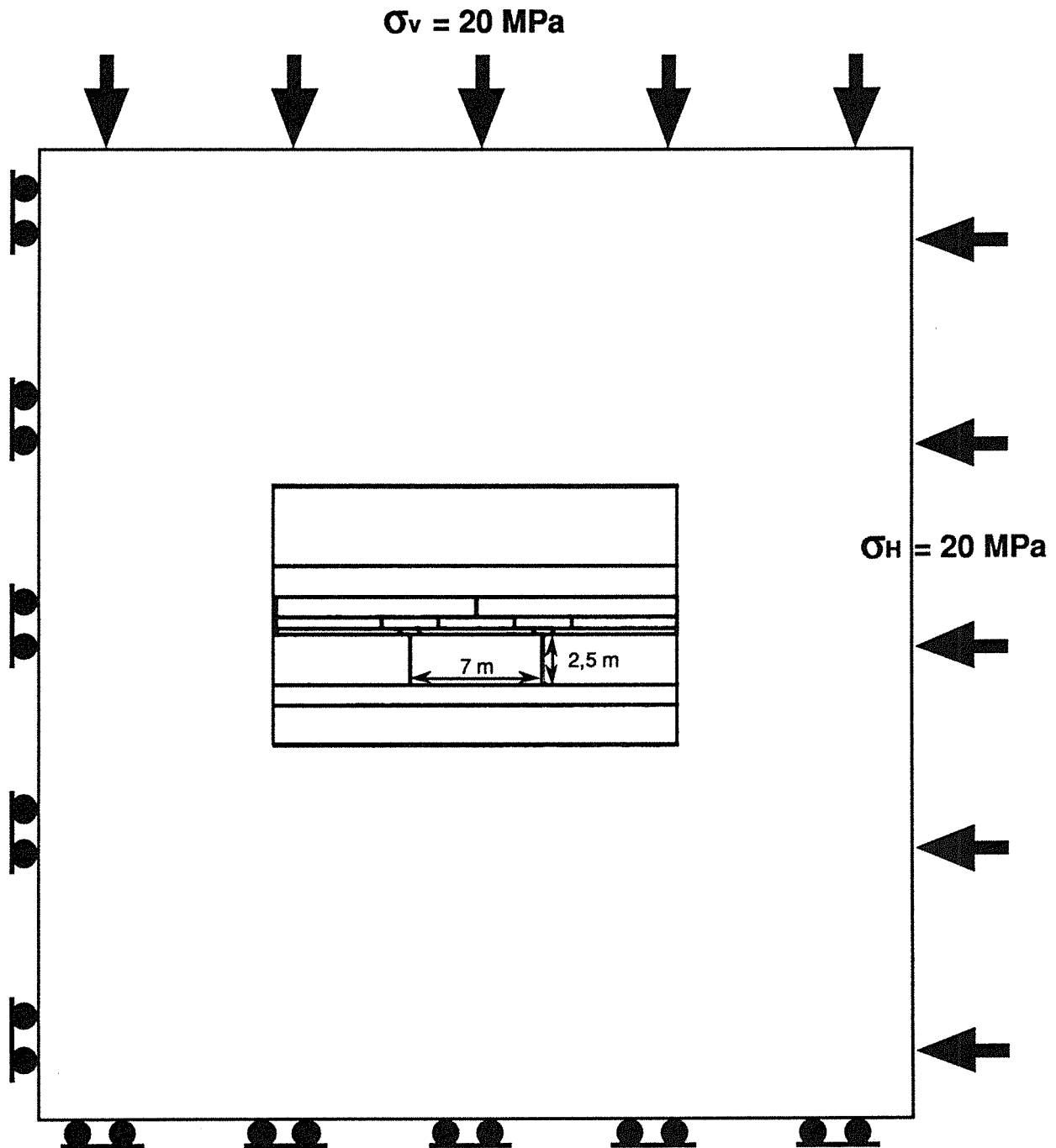


Fig. III - 4 : Schéma du modèle de base servant à la modélisation par la méthode des éléments distincts.
(La fissuration est induite par le creusement)

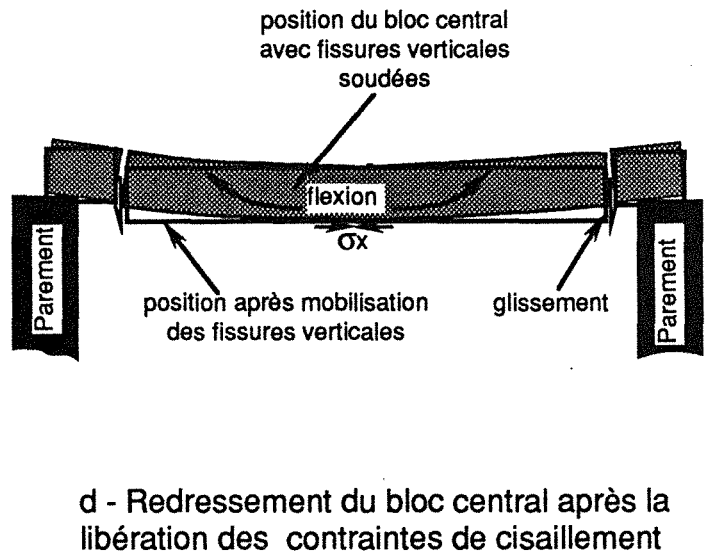
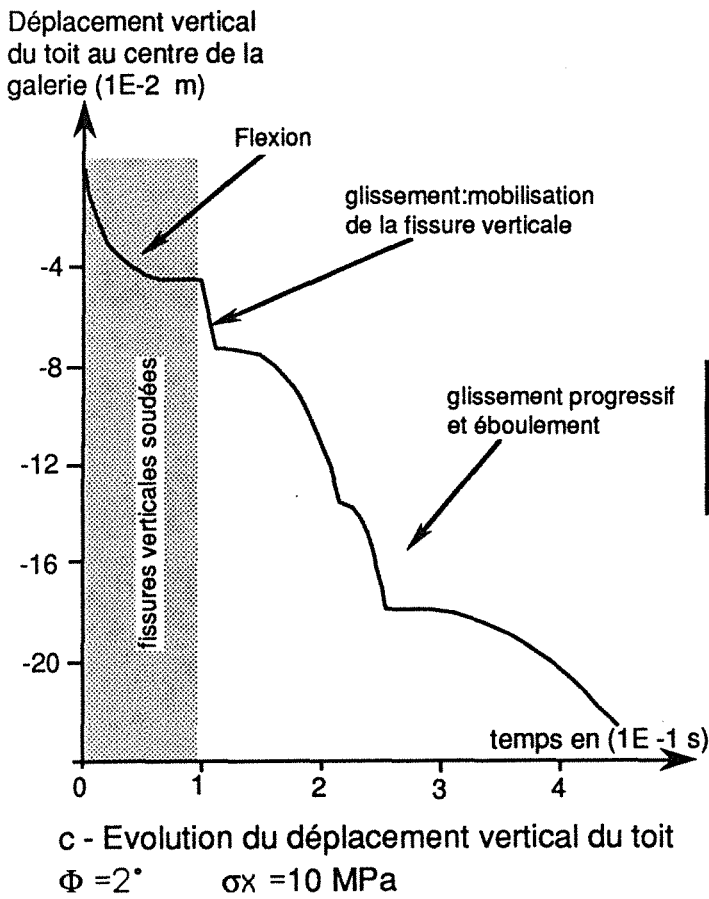
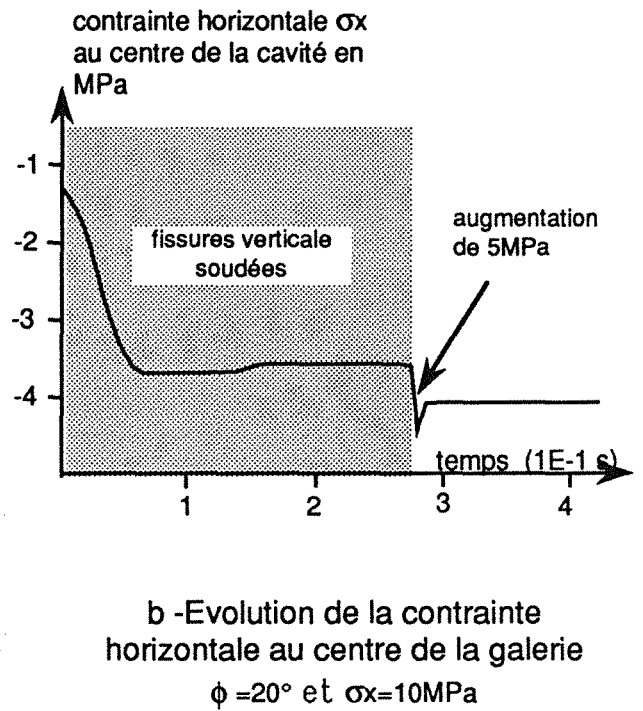
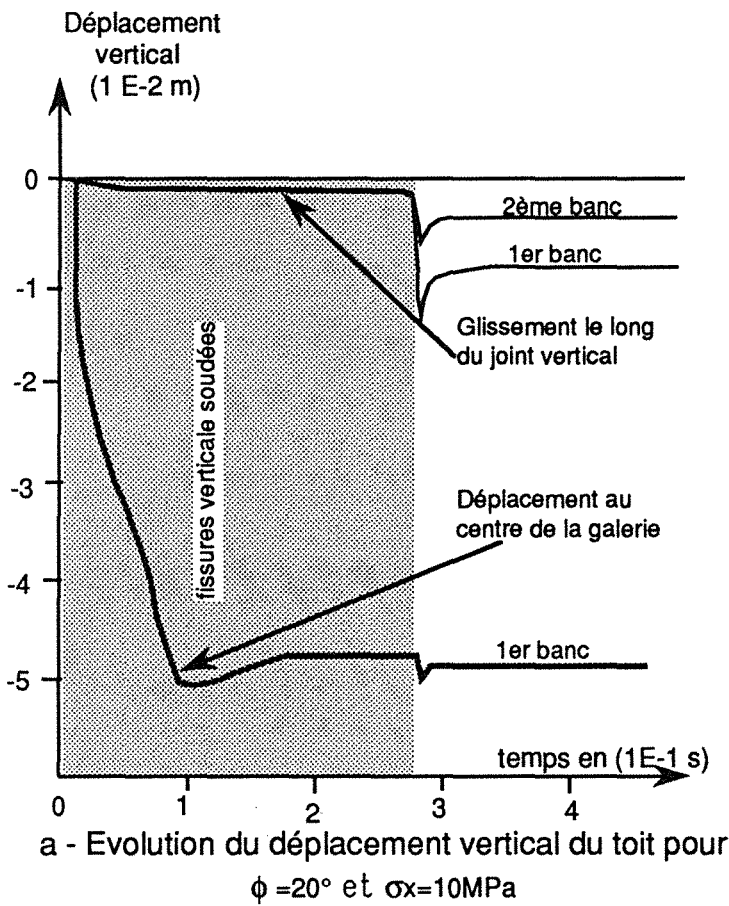


Fig III - 5 : Simulation d'une propagation instantanée de fissures verticales au toit

A22 - Simulation du développement de la fissuration verticale induite par le creusement et mécanisme de l'éboulement .

La simulation de la fissuration de la roche, que nous proposons, consiste à introduire dans les différents banc du toit au niveau des zones de ruptures prévisibles (chap II), des fissures verticales, avec des caractéristiques mécaniques initiales très élevées puis à réduire instantanément ces caractéristiques après la phase de la flexion .

Nous avons mis en évidence deux phases essentielles du mouvement:

**Une première phase de flexion pure des trois premiers bancs du toit, provoquant à l'équilibre, un déplacement vertical élastique de l'ordre de 5 cm . Nous vérifions que le glissement le long des fissures verticales est quasiment nul (fig. III 5a) .*

**Une deuxième phase de glissement des blocs centraux . A l'origine de la mobilisation des fissures verticales ,ce mouvements aboutit à :*

- Un glissement instantané aux extrémités des blocs centraux de l'ordre de 1 cm (premier banc), sans augmentation du déplacement vertical global au centre de la galerie (fig. III 5a).

- Une augmentation instantanée de la contrainte horizontale sur la fibre inférieure au centre de la galerie (fig III 5b).

En effet, la mobilisation des glissements le long des fissures verticales provoque un relâchement de la flexion au niveau des extrémités des blocs centraux . Ceux ci tendent à reprendre leur forme initiale (fig.III 5d).

A partir de cette simulation, nous n'avons pas pu caractériser correctement la troisième phase, au cours de laquelle nous observons la ruine (ou l'équilibre stable) du toit . Ceci à cause des problèmes de libération brutale de l'énergie élastique, emmagasinée au niveau des fissures verticales au cours de la phase de flexion . (anomalies dans les déformations et les répartitions des contraintes dans les blocs) .

Nous étions donc amené à introduire une fissuration verticale active dès la phase de flexion . C'est à dire que les fissures verticales ont des caractéristiques mécaniques faibles et constantes durant tous le calcul . Cette simulation montre que :

*** Lorsque le frottement au niveau des joints verticaux est très faible (proche de zéro) quelle que soit la valeur de la contrainte naturelle horizontale, nous observons une rupture progressive du toit, la figure III 6 résume les différentes phases de l'éboulement du toit :**

- La première phase, consiste en une flexion rapide du toit et un léger glissement le long des fissures verticales, suivie d'un décollement entre les deux blocs centraux au niveau du premier et du deuxième banc .

- Au cours de la deuxième phase, le glissement des blocs centraux le long des joints verticaux commence progressivement à prendre de l'importance . Ce mouvement passe par plusieurs paliers de ralentissement, correspondant à un coincement entre les blocs, puis il s'accélère de nouveau .

- Lors de la troisième étape les blocs centraux perdent le contact avec les blocs latéraux et subissent une chute libre .

*** Lorsque nous augmentons le frottement sur les fissures verticales , nous observons un léger déplacement au toit, puis un équilibre stable s'établit .**

Le critère de l'équilibre dépend essentiellement de la contrainte horizontale naturelle et de l'angle de frottement entre les fissures verticales . Il est différent selon que l'on cherche la stabilité du deuxième banc ou du deuxième et du premier banc simultanément.

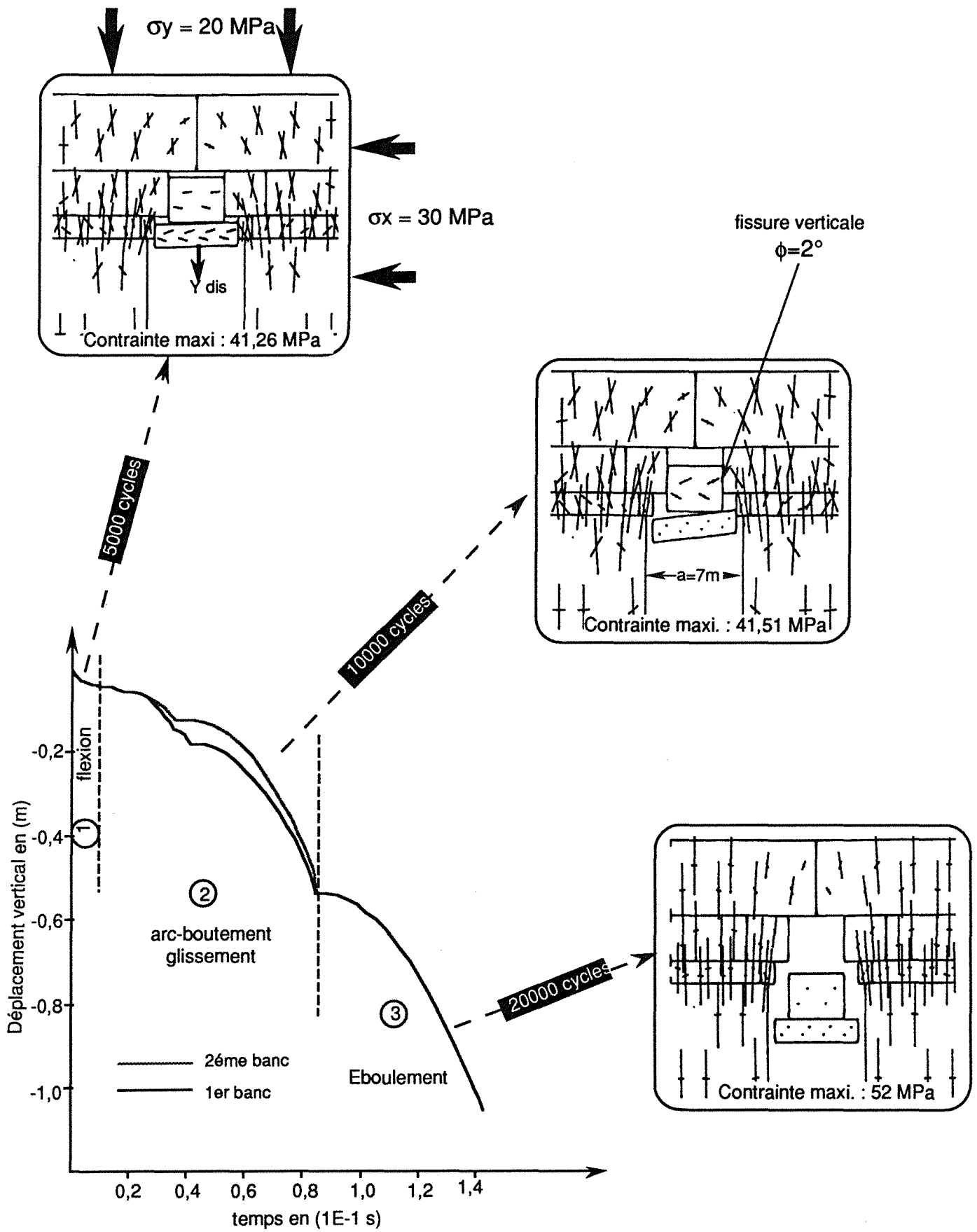
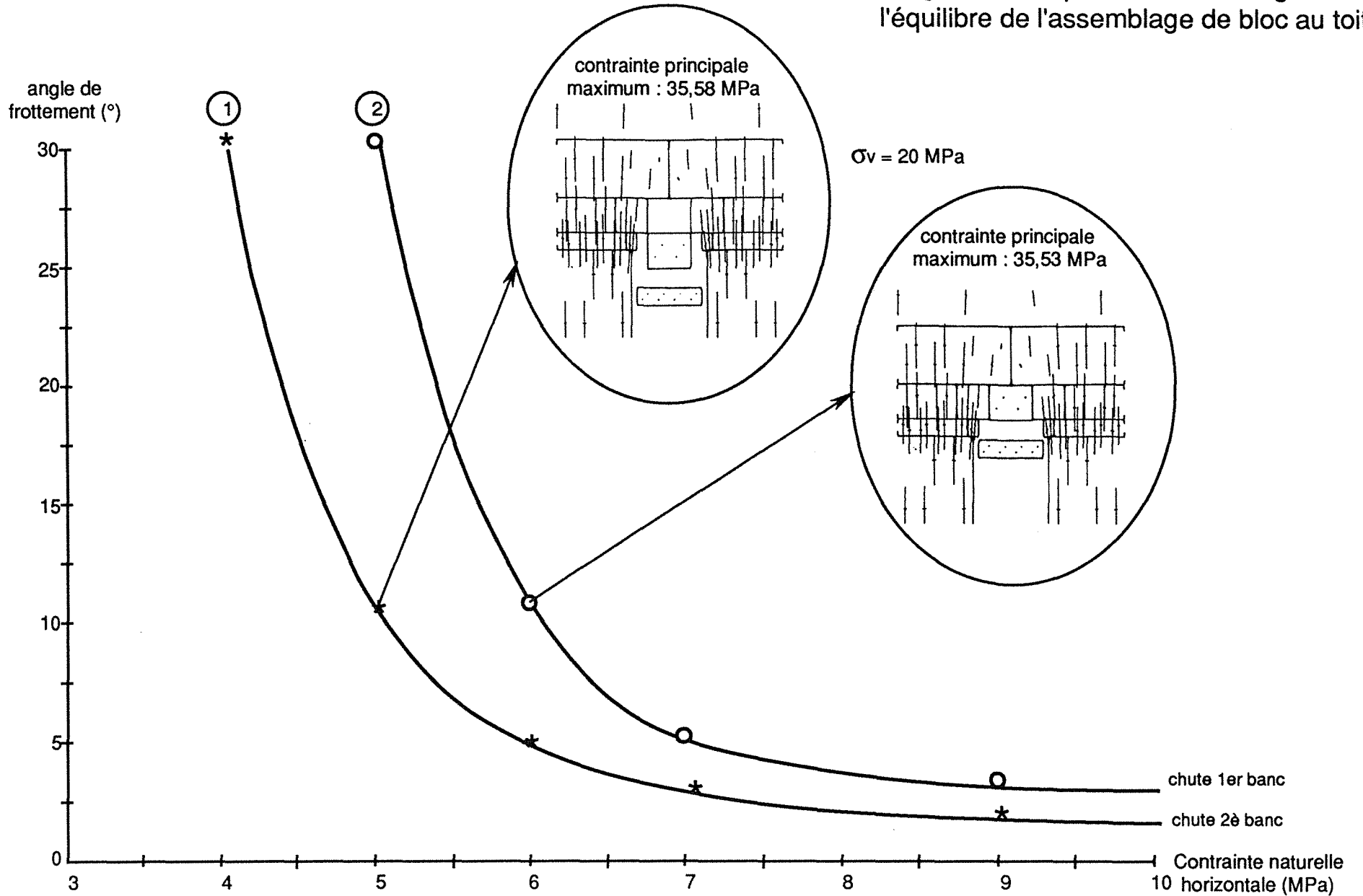


Fig. III - 6 : Différentes phases de l'éboulement du toit

Fig. III - 7 : Importance du frottement sur l'équilibre de l'assemblage de bloc au toit



Les conditions d'éboulement des différents bancs du toit dépendent en effet d'une relation simple entre l'angle de frottement au niveau des fissures verticales et la contrainte naturelle horizontale . Cette relation traduit un équilibre entre l'effort de frottement latéral et l'effort vertical auxquels sont soumis les blocs centraux (fig.III 7) . Les parties situées sous les courbes 1 et 2 correspondent respectivement à la rupture du premier banc seul et à la rupture des deux bancs au même moment . Nous remarquons que :

-Lorsque la contrainte horizontale naturelle est faible (< 4 à 5 MPa), l'éboulement aura lieu quelque soit l'angle de frottement entre les fissures .

-Lorsque la contrainte horizontale naturelle est élevée, la stabilité du toit est assurée avec un angle de frottement faible.

Ces critères varient avec la contrainte verticale naturelle ainsi que les caractéristiques mécaniques des joints horizontaux .

A23 - Le mécanisme de déformation au toit ; principe de l'équilibre

Dans ce paragraphe, nous nous proposons d'examiner les déformations et les contraintes dans chaque bloc du toit, au cours des différentes phases du mouvement . Ceci pour mettre en évidence les mécanismes de déformation et le principe de l'équilibre.

On se met dans des conditions où le toit est stable puis on analyse chaque phase :

1/ *Au cours de la première phase*, les bancs subissent une flexion d'ensemble accompagnée d'un léger glissement vertical le long des joints latéraux . Cette déformation élastique assez rapide (fig. III 8 c) provoque une augmentation de la contrainte horizontale au niveau des contacts entre les blocs latéraux et les blocs centraux (point B ; fig. III 8d).

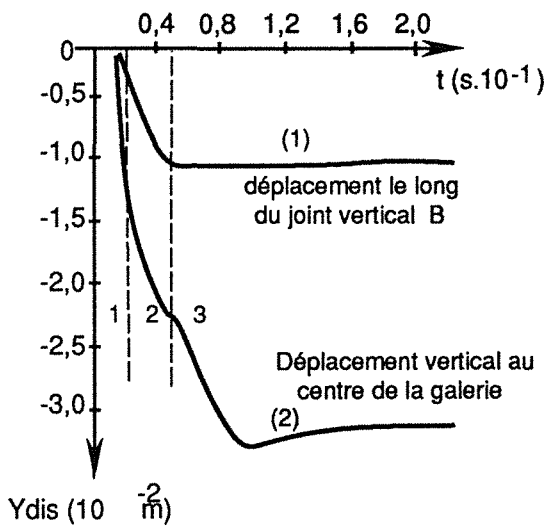
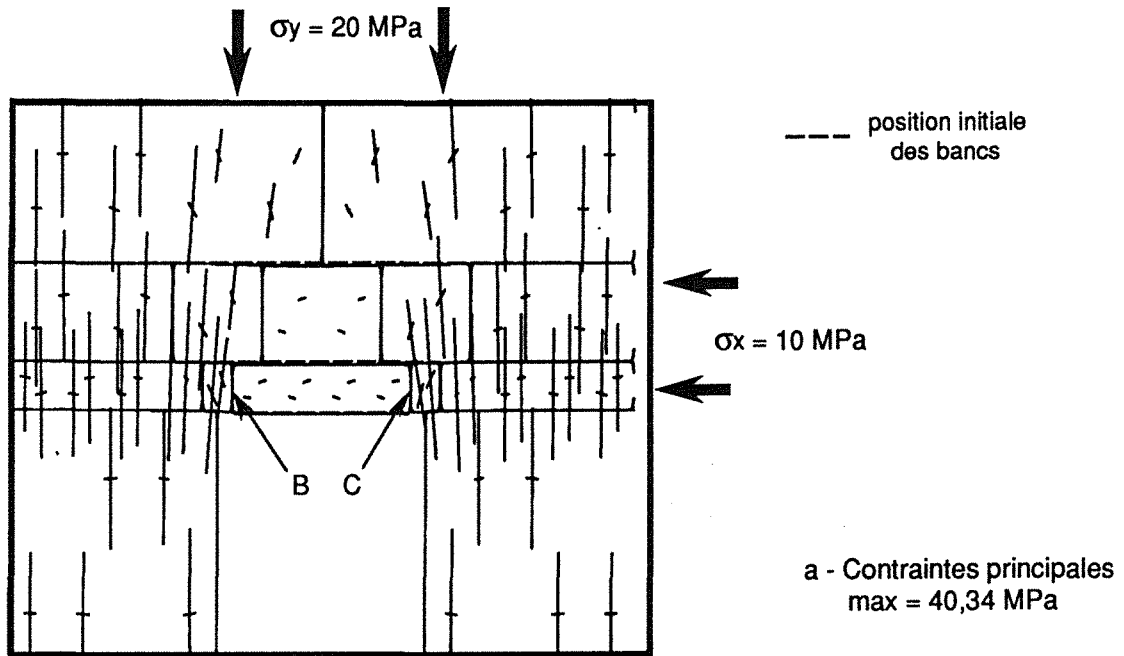
2/ *Au cours de la deuxième phase*, les blocs subissent une déformation horizontale au niveau des contacts (points B et C) provoquant une diminution des contraintes de frottement, ce qui entraîne un glissement vertical des blocs centraux (fig. III 8b) . Ce mouvement de glissement relativement lent, (fig. III 8c) induit une distorsion dans les blocs latéraux, dans le sens de l'excavation, jusqu'au coincement et blocage par arc-boutement .

3/ *Au cours de la troisième phase*, le glissement vertical le long des fissures et quasiment nul (fig. III 8b ; courbe 1) . Des contraintes de cisaillement verticales résistantes se développent au niveau des contacts B et C et entraînent la rotation progressive des blocs latéraux. Cette rotation est à l'origine de l'affaissement vertical des contacts B et C (cf fig. III 8b ; courbe 2), et du déplacement vertical des blocs centraux . L'équilibre stable, par arc-boutement s'établit, après un déplacement vertical total de l'ordre de 3 cm au centre de la galerie .

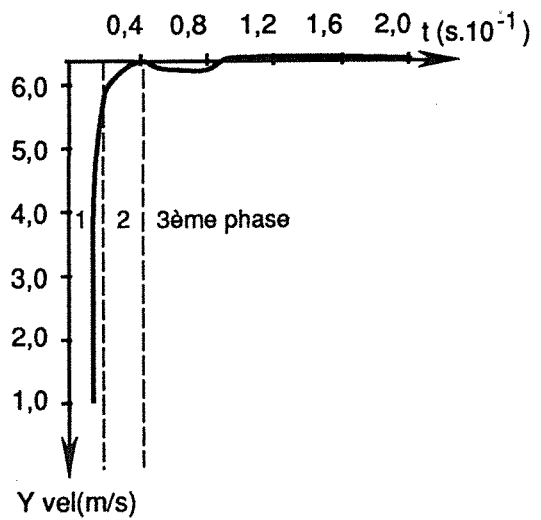
L'examen de la répartition des contraintes horizontales au niveau des joints verticaux montrent que : (fig III 9)

- les blocs latéraux ont subi une rotation vers l'excavation

- les blocs centraux ont subi une légère flexion . Le moment de flexion est maximum au niveau des extrémités et diminue vers le milieu des blocs .



b - Evolution du déplacement vertical dans le toit



c - Evolution de la vitesse du mouvement vertical du bloc central

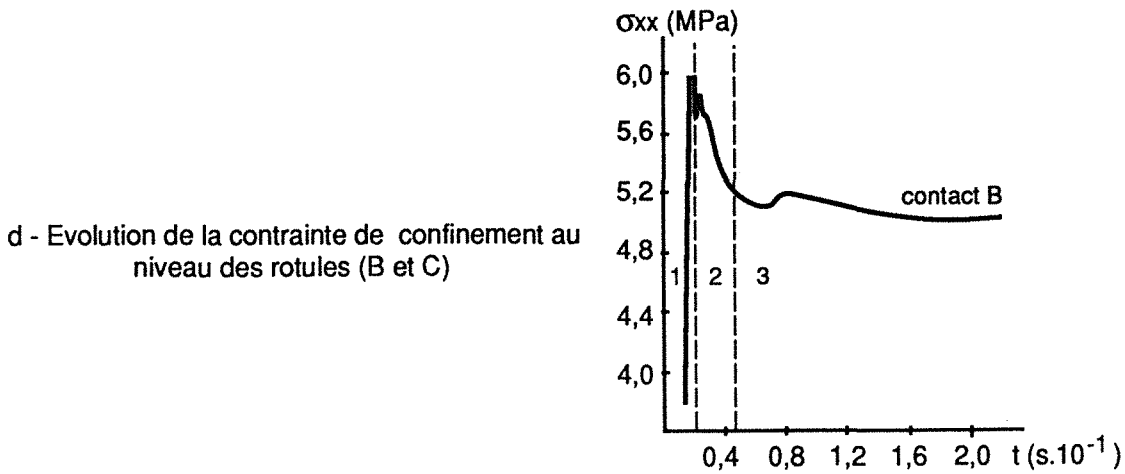


Fig. III - 8 : Mécanisme de déplacement au toit

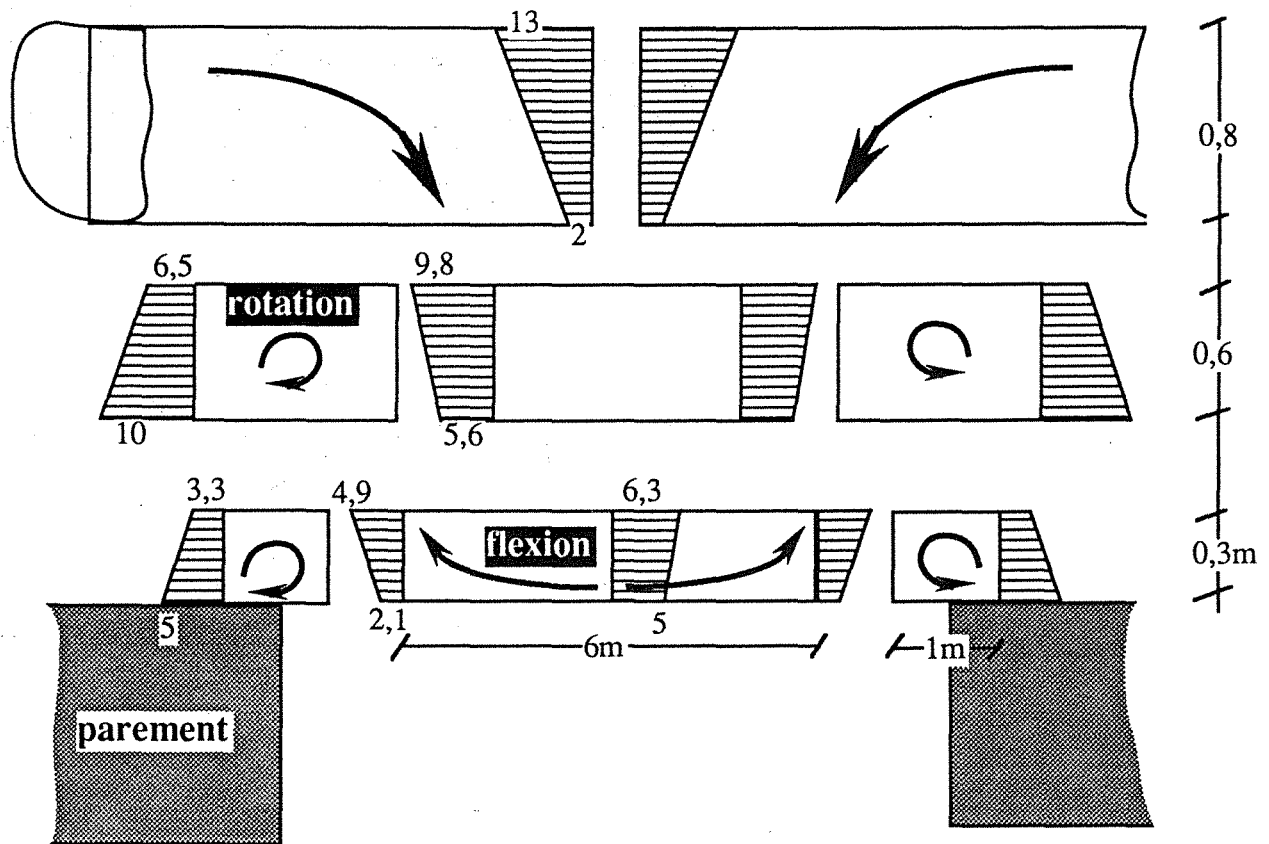


FIG III 9 - Répartition des contraintes horizontales dans le toit (en MPa)

B - LE MECANISME DE L'ÉBOULEMENT EN PRESENCE DE FISSURATION NATURELLE AU TOIT

Dans les massifs rocheux, une fissuration naturelle perpendiculaire à la stratification est généralement présente, et transforme les différents bancs du toit en un assemblage de blocs liés les uns aux autres. On se propose d'étudier le comportement global du toit ainsi défini.

La fissuration naturelle peut découper les bancs d'une façon continue ou alternée (en quinconce). Les premiers résultats de la modélisation montrent que :

- Dans le cas où **la fissuration verticale est continue** le premier banc du toit fléchit légèrement puis s'éboule par glissement le long des parements. Les bancs supérieurs se comportent de la même façon lorsque le frettage entre blocs est suffisamment faible (fig. III 10a). A la fin de l'éboulement il y a formation d'une cavité au toit de *forme rectangulaire*.

- Dans le cas où **la fissuration verticale est alternée**, le comportement est identique mais la cloche d'éboulement au toit à une *forme trapézoïdale* (fig. III 10b).

Nous déduisons donc, que la forme de la cloche d'éboulement au toit, est imposée par la distribution géométrique de la fracturation naturelle préexistante dans le massif rocheux.

Nous allons étudier plus en détail le cas de la voûte trapézoïdale, issue d'une fissuration alternée, qui est fréquemment observée en galerie souterraine. Nous distinguons deux types de comportement de l'assemblage des blocs au toit, selon l'importance de la contrainte horizontale naturelle (fig. III 11).

B1- En présence d'une contrainte horizontale naturelle élevée

Malgré leur faible résistance à la traction (fissuration), les bancs du toit résistent à la flexion. En effet, ils sont soumis à une flexion composée. La contrainte horizontale naturelle provoque un confinement, qui assure l'agrippage des blocs les uns contre les autres, et crée dans la fibre inférieure une compression capable de contrebalancer les efforts de traction. Le banc se comporte donc comme une poutre précontrainte.

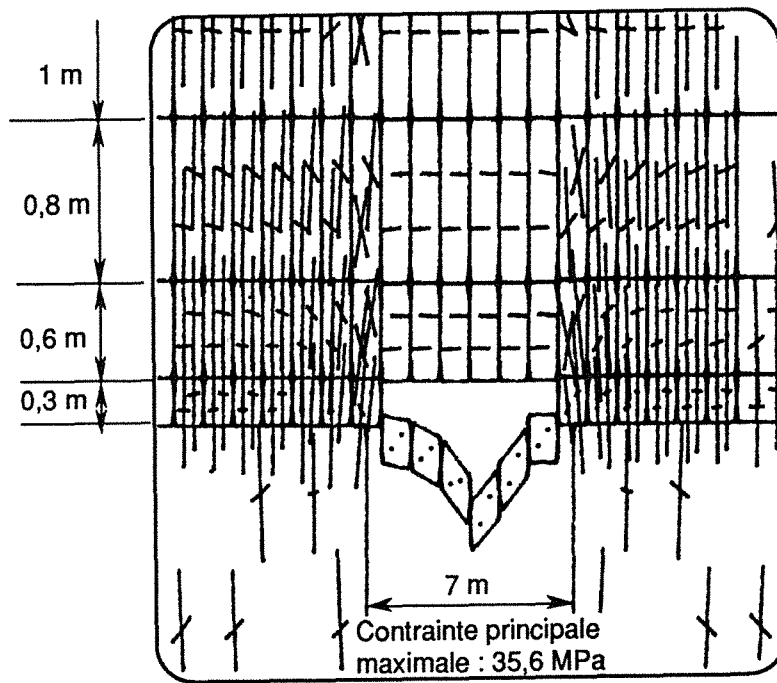
L'éboulement se fait en trois phases:

La première phase consiste en une flexion d'ensemble des bancs du toit de l'ordre de 5 cm suivie d'un décollement entre les différents bancs. Ceux-ci sont suffisamment confinés pour que les glissements le long des fissures verticales soient négligeables.

Au cours de la deuxième phase le mouvement de glissement entre blocs le long des fissures verticales s'amorce, ceci suite à la détente progressive de la fibre inférieure provoquée par la flexion. Ce mouvement relativement lent passe par des états d'équilibre temporaire correspondant aux différents paliers sur la courbe $y = f(t)$ présentée dans la figure III 12. Ces états d'équilibre temporaire correspondent à un arc-boutement entre les blocs au niveau de la fibre supérieure du banc. L'équilibre se rompt par déformation élastique horizontale au niveau des rotules (contact entre blocs) et sera suivi d'un nouveau glissement vertical.

Au cours de la troisième phase la flexion s'amplifie au fur et à mesure que le glissement le long des fissures verticales augmente. Le déplacement vertical du toit augmente rapidement, les fissures verticales s'ouvrent au niveau du centre de la galerie, le premier banc se relâche, les blocs se déboîtent progressivement et l'ensemble glisse le long des parements. Le même mécanisme se reproduit dans les bancs supérieurs avec une diminution de la portée des bancs.

a - Fissuration continue



b - Fissuration en quinconce

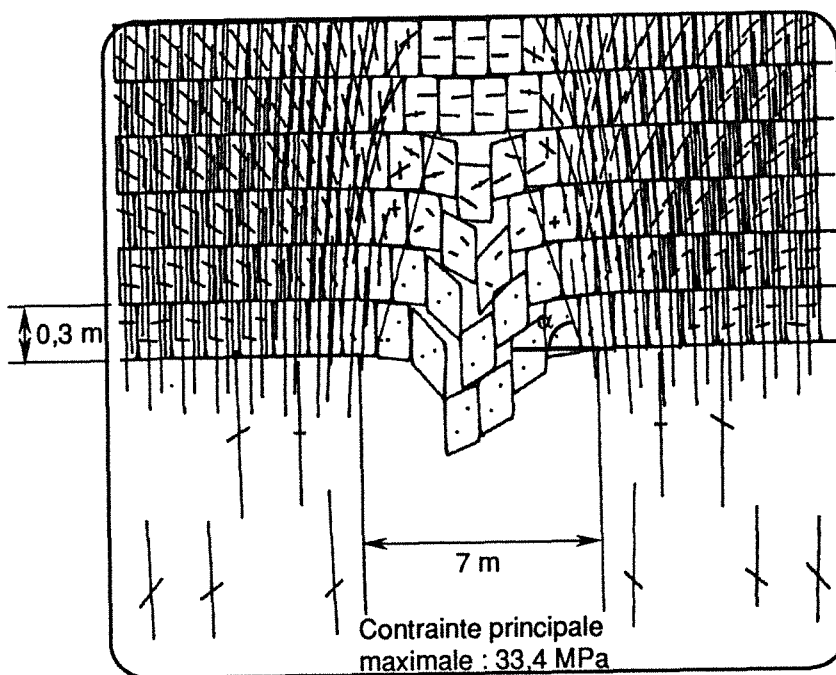


Fig. III - 10 : Effet du type de fracturation du massif rocheux sur la forme de la voûte au toit

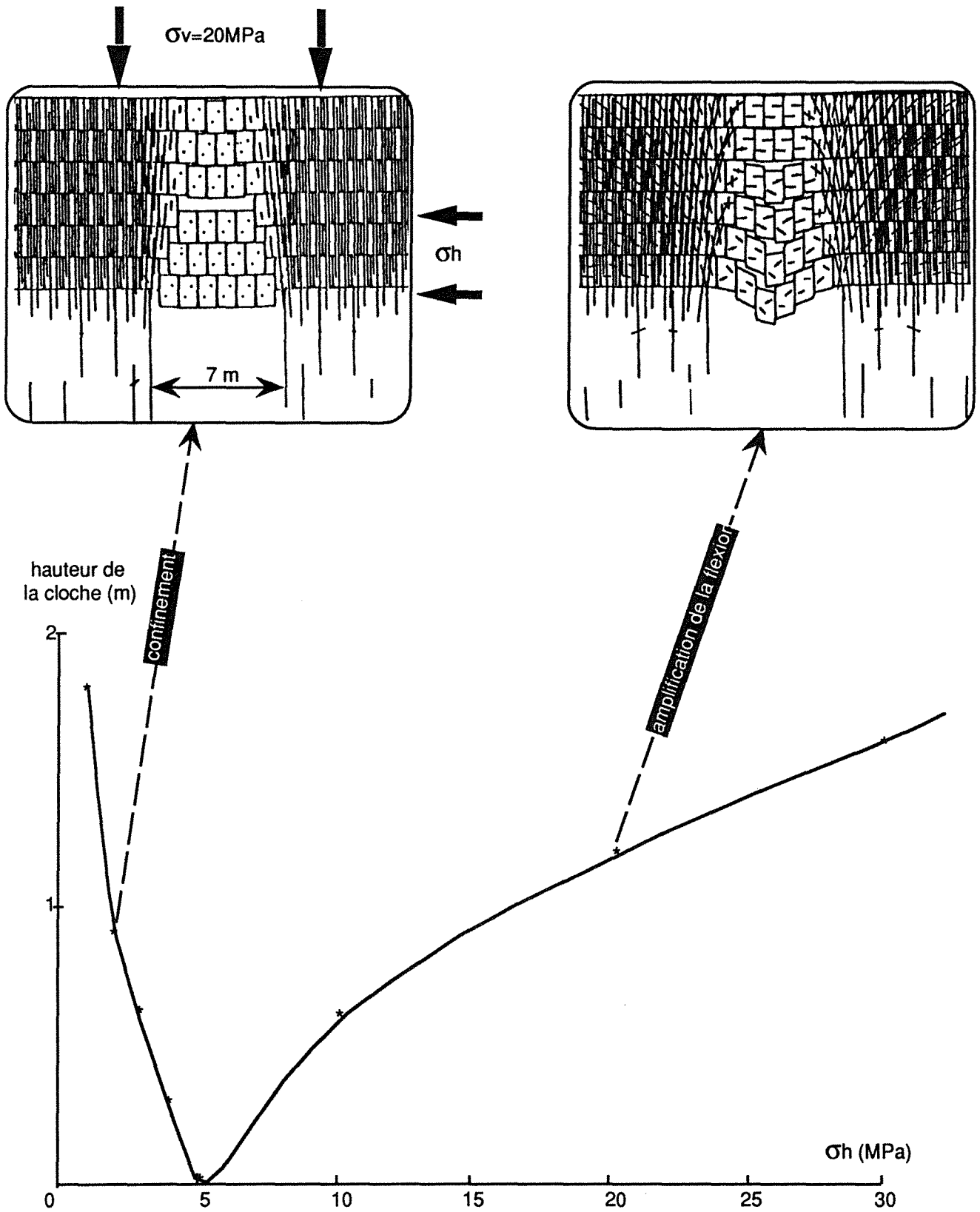


FIG III 11- Effet de la contrainte horizontale naturelle sur le comportement du toit

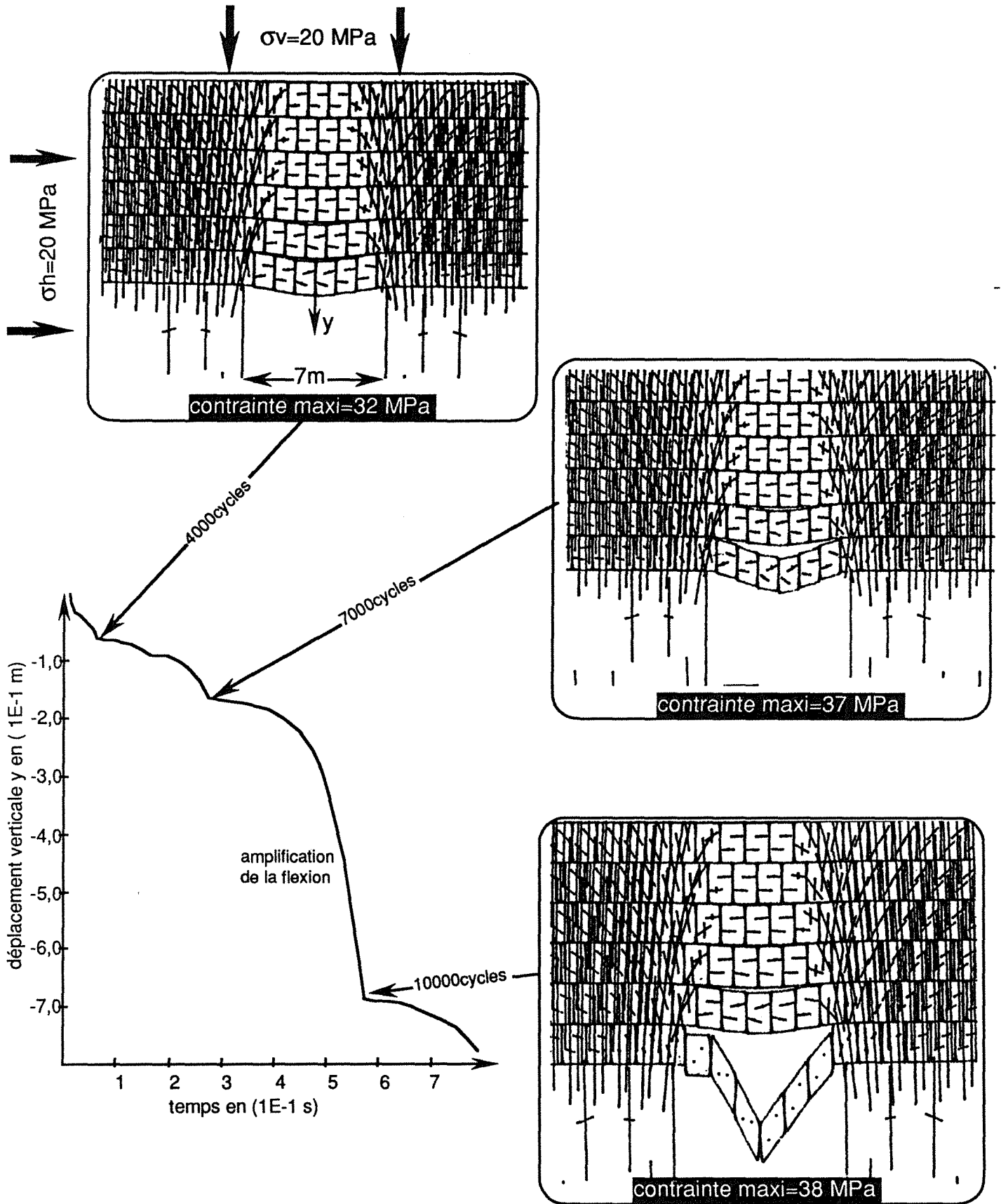


Fig. III 12 : Mécanisme de l'éboulement en présence de contrainte horizontale élevée

L'éboulement des bancs supérieurs dépend de plusieurs paramètres :

* Caractéristique de la fissuration : La flexion des bancs étant amplifiée par le glissement des blocs le long des fissures verticales . La flexibilité des bancs ainsi que la hauteur de la cloche d'éboulement au toit augmentent avec la densité de la fissuration (espacement Tab. III 1), et diminuent quand la résistance au cisaillement au niveau des fissures verticales augmente (angle de frottement entre fissure tab. III 2) .

* L'épaisseur du banc : Plus un banc est épais, Plus les surfaces de contact entre blocs sont importante, dans ces conditions les frottements et les arc-boutements sont plus efficaces, et le banc est plus résistant (tab. III 3).

* La largeur de la galerie : La flexion des bancs augmente avec la portée entre appuis. Ceci explique l'éboulement d'un nombre plus important de bancs au toit lorsque la largeur de la galerie augmente (tab. III 4) .

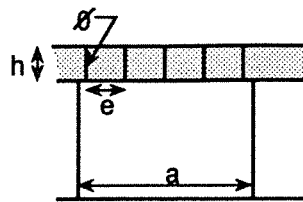
* La contrainte verticale naturelle : La flexion des bancs augmente avec la sollicitation verticale . Par conséquent, la hauteur de la cloche d'éboulement au toit, est d'autant plus importante que la contrainte naturelle verticale augmente (tab. III 5) .

* La contrainte horizontale naturelle : Conformément à la théorie de la flexion amplifiée, la hauteur de la cloche d'éboulement augmente lorsque la contrainte horizontale naturelle augmente (fig. III 11) .

B2 - En présence de contrainte horizontale naturelle faible

Le mécanisme d'éboulement des bancs du toit est différent . En effet :

Par manque de frettage, les premiers bancs ainsi fissurés ne peuvent supporter de flexion. L'assemblage de blocs en forme de cloche se désolidarise du toit et glisse sous l'effet de son poids le long des fissures verticales à proximité des parements . La hauteur de la cloche est de plus en plus importante lorsque la contrainte horizontale naturelle diminue (fig. III 11).



Espacement e (m)	H cloche (m)
0,5	1,8
1	1,2
2	0,3

Tableau III - 1 : Influence de l'espacement entre fissure verticale sur la hauteur de la cloche

ϕ degré	H cloche (m)
0	1,5
10	1,2
30	1,2

Tableau III - 2 : Influence de l'angle de frottement entre fissure verticale sur la hauteur de la cloche

Epaisseur (m)	H cloche (m)
20	1,8
30	1,2
40	0,9

Tableau III - 3 : Influence de l'épaisseur des bancs sur la hauteur de la cloche

Largeur (m)	H cloche (m)
7	1,2
6	0,9
5	0,6

Tableau III - 4 : Influence de la largeur de la galerie sur la hauteur de la cloche

σ_v (MPa)	H cloche (m)
10	0,9
20	1,2
30	1,5

Tableau III - 5 : Influence de la contrainte naturelle verticale sur la hauteur de la couche

C - CONCLUSION

Pour aboutir à la compréhension et à la description des phénomènes rencontrés dans le comportement des galeries quadrangulaires de grande largeur, nous avons utilisé une méthodologie permettant la simulation et la modélisation progressive de ces phénomènes.

Cette méthodologie comprend quatre étapes :

- **La première étape** consiste à définir, dans le site les paramètres nécessaires pour la modélisation et à procéder à un examen minutieux du site et des instabilités éventuelles .

- **La deuxième étape** consiste à appliquer une modélisation locale : un calcul analytique fondé sur la théorie des poutres . Ce type de modélisation nous a permis d'étudier avec précision et rigueur le phénomène de flexion amplifiée et de définir les conditions critiques au delà desquelles la rupture de la roche ne dépend plus ses caractéristiques intrinsèques .
Cette étape est importante car elle aboutit à la définition d'une largeur critique de la galerie au delà de laquelle les risques de flambage au toit sont importants .

- **Dans la troisième étape** nous cherchons à localiser les zones les plus sollicitées au toit qui seront le siège d'éventuelles ruptures de la roche, en utilisant une modélisation par la méthode des éléments finis permettant de tenir compte de la présence des joints de stratification et de la forme réelle de l'excavation .

La deuxième et la troisième étape permettent de définir *la rupture macroscopique de la roche à l'échelle locale* .

- **Lors de la quatrième étape** nous appliquons une modélisation par la méthode des éléments distincts pour étudier le mécanisme et les critères d'éboulement ou d'équilibre des différents bancs du toit, après l'apparition de la ruptures locale . Ceci nous permet de passer à l'étude de *la rupture à l'échelle de l'ouvrage* .

Les résultats de cette étude montrent que :

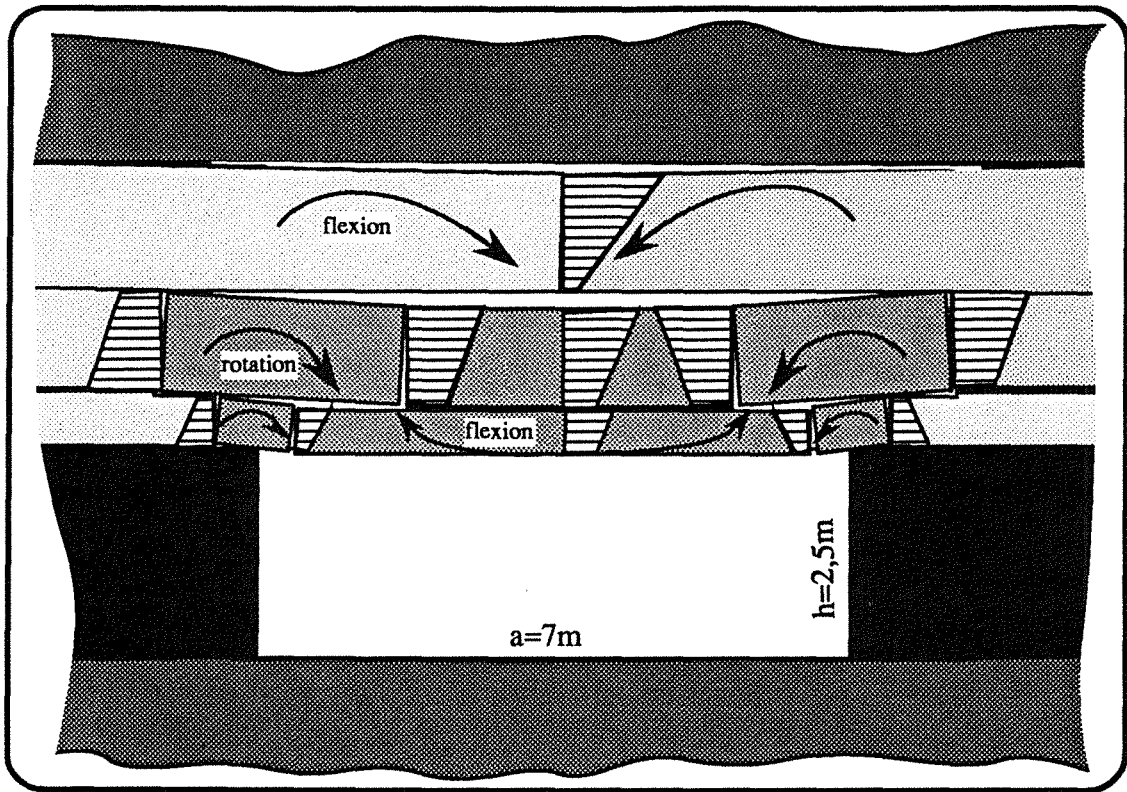
* La rupture locale provoquée par la flexion importante du toit n'entraîne pas automatiquement l'éboulement .

Le critère de la rupture de roche (échelle locale) correspond grossièrement, à l'ouverture d'une micro-fissure et sa propagation sur une étendue limitée du massif rocheux . Ceci dépend des caractéristiques *intrinsèques de la roche* et parfois *des conditions aux limites* de l'ouvrage (critères de flambage) .

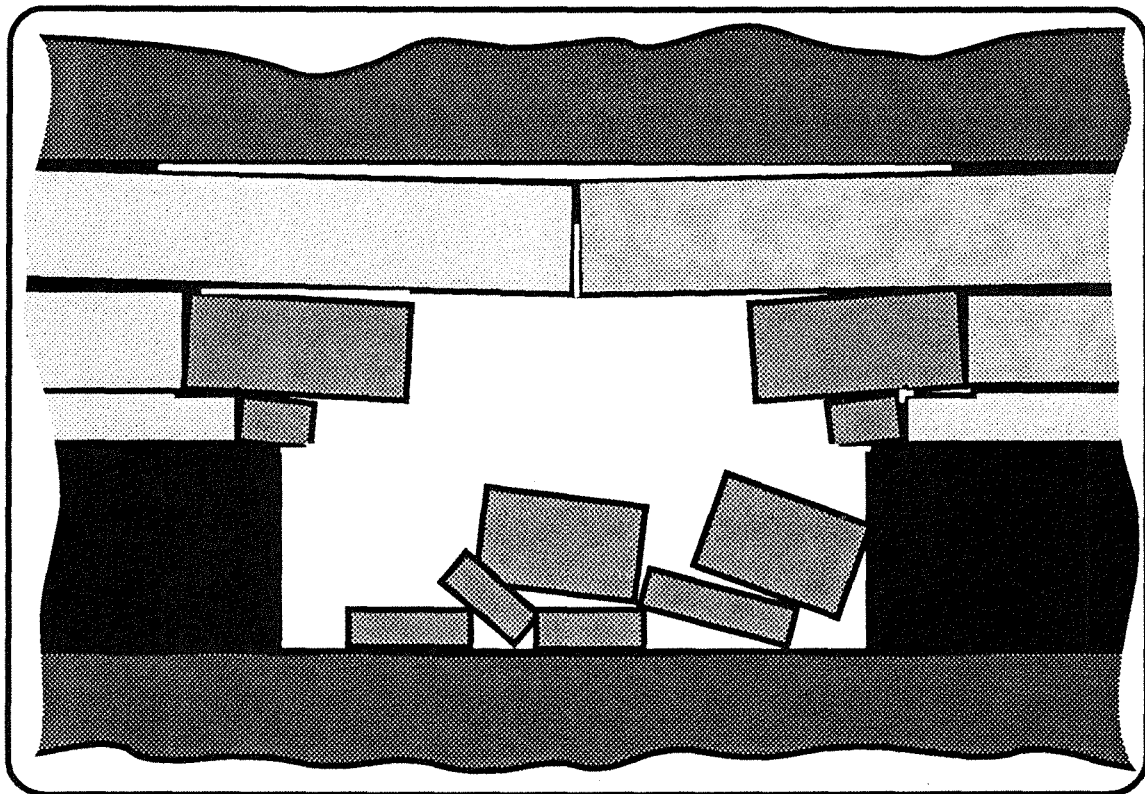
Le critère de l'éboulement (échelle de l'ouvrage) correspond à la rupture de la continuité géométrique des premiers bancs du toit . Ceci fait intervenir des phénomènes complexes tels que : l'arc-boutement entre les blocs composant le toit, le glissement le long des fissures et la déformabilité des blocs . Ces phénomènes dépendent, des caractéristiques intrinsèques de la roche et celles des fissures (discontinuités), de la géométrie du massif rocheux et l'état de contrainte naturel . Les paramètres qui ont le plus d'importance sur le critère d'éboulement du toit sont : l'épaisseur des bancs du toit, l'angle de frottement au niveau des fissures verticales, la résistance à la compression simple des blocs du massif ainsi que la contrainte naturelle horizontale .

* Après le creusement de la galerie, le mouvement du toit passe par trois phases :

- **Une première phase** assez *rapide* correspondant à une flexion élastique des bancs du toit suivie d'un glissement instantané de faible amplitude correspondant à la propagation d'une fissuration locale à proximité des parements . Au cours de cette phase, le déplacement est de l'ordre de 5 cm .



a - Mécanisme d'arc-boutement au toit et répartition des contraintes de confinement entre blocs



b - Eboulement des deux premiers bancs du toit

Fig III - 13 : Le mécanisme d'éboulement par flexion dans une galerie de grande largeur en absence de fissures naturelles

- **Au cours de la deuxième phase**, le mouvement est *ralenti* ; cette phase est composée d'une succession d'états d'équilibre temporaire correspondant à des étapes d'arc-boutement puis glissement le long des fissures verticales. Le déplacement vertical total reste acceptable, de l'ordre de 10 à 15 cm .

- **La troisième phase** est une phase *d'accélération* du mouvement correspondant à l'éboulement . En présence de fissuration naturelle dense, ce mouvement correspond à l'amplification de la flexion des premiers bancs du toit accompagné d'un glissement de l'assemblage des blocs le long des fissures verticales à proximité des parements. Dans la figure III 13, nous proposons un schéma d'éboulement pour les galeries de grande largeur ,en absence de fissuration naturelle préexistante .

* Dans le cas d'une fissuration induite par la flexion, l'éboulement dépend essentiellement du comportement des blocs latéraux, qui constituent des appuis pour les blocs centraux . La bonne tenue de ces appuis (zone située à 0,5 m de part et d'autre des parements) améliore la stabilité de la galerie .

Dans le chapitre suivant nous allons montrer les possibilités qu'offre cette méthodologie pour :

- Analyser et expliquer l'origine des instabilités rencontrées dans les voies de taille aux houillères de bassin du centre et du midi .

- Pour élaborer des scénarios de comportements du toit dans les montages de taille aux houillères de bassin de lorraine.

Ce chapitre permettra d'apprécier la validité des différentes formes de modélisation exposées jusqu'à présent .

Chapitre IV

APPLICATION ET VALIDATION DE LA METHODOLOGIE

- A - Application de la méthodologie à l'analyse des instabilités (cas des voies de taille à l'U.E. Provence)
- B - Application à l'élaboration de scénarios de comportement du toit (cas des montages de tailles des Houillères du Bassin de Lorraine)

La méthodologie de modélisation décrite dans le premier chapitre nous a permis d'étudier le comportement du toit de galeries rectangulaires dans le cas général, ceci depuis l'apparition des ruptures locales de la roche jusqu'à l'éboulement du toit, en définissant les différents phénomènes et en identifiant les paramètres qui régissent le comportement.

Afin de valider cette approche par modélisation nous allons appliquer cette méthodologie à des galeries minières pour étudier différents aspects pratiques :

- La première application consiste à **analyser et expliquer l'origine des instabilités** rencontrées dans les voies de tailles dans les Houillères de bassin du Centre et du Midi (Unité d'Exploitation de Provence) . Nous essayerons par la suite d'appliquer les connaissances acquises en modélisation pour estimer, la pression et le schéma de soutènement dans des voies de tailles .

- Dans la deuxième application, nous montrons les possibilités qu'offrent cette méthodologie pour **élaborer des scénarios** correspondant à différents types de comportement du toit . Notre but est de rechercher des méthodes et des critères permettant la détection automatique des instabilités qui peuvent survenir dans les montages de tailles dans les Houillères du Bassin de Lorraine.

A - APPLICATION DE LA METHODOLOGIE A L'ANALYSE DES INSTABILITES DU TOIT (cas des voies de tailles à l'Unité d'Exploitation de Provence)

A1 - Analyse et explication de la rupture

A11 - Première étape : Description de l'instabilité et définition des paramètres de la modélisation.

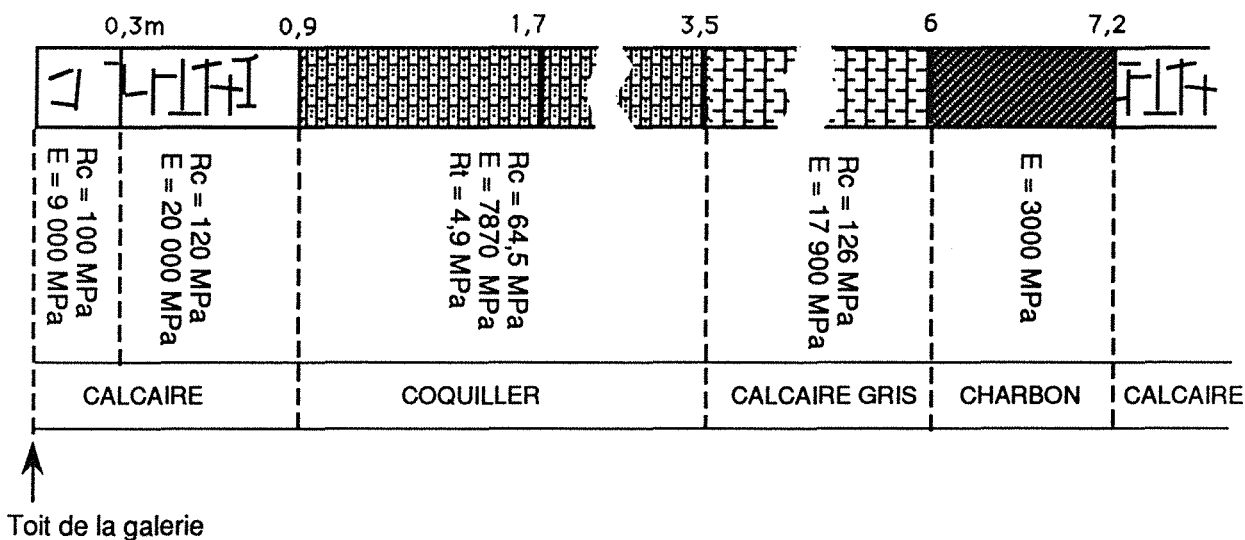
L'auscultation du site et la définition des paramètres qui interviennent dans la processus de modélisation, constituent l'étape essentielle précédant toute analyse, et sur laquelle repose notre méthodologie .

Les voies de desserte des longues tailles rabattantes à l'Unité d'Exploitation de PROVENCE (quartier de l'Eguilles) sont creusées de niveau, dans la couche, en section quadrangulaire de largeur nominale 6,5 m (mais qui peut dépasser 7 m localement) et sur une hauteur moyenne de 3 m . Le pendage est de l'ordre de 10° , ce qui conduit à une hauteur du parement plus importante à l'amont (3,5m) qu'à l'aval (2,5m) . le toit immédiat est formé de bancs calcaires assez résistants ($R_c = 100$ MPa) avec une stratification assez nette (fig. IV A1 : épaisseur des différents bancs et leur modules d'élasticité correspondant) .

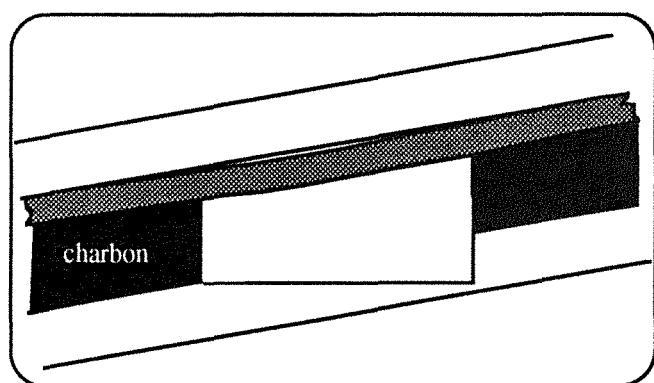
La profondeur des exploitations atteint 1000m et les mesures de contraintes naturelles effectuées dans la mine montrent que la contrainte principale majeure est horizontale, sensiblement isotrope dans le plan horizontal et atteint 25MPa . La contrainte verticale mesurée est de l'ordre de 18MPa .

Dans ces voies, de fortes déformations sont apparues dès le creusement . Elles sont beaucoup plus importantes du côté aval-pendage où une cassure apparaît à l'aplomb du parement aval parallèlement à l'axe de la voie .

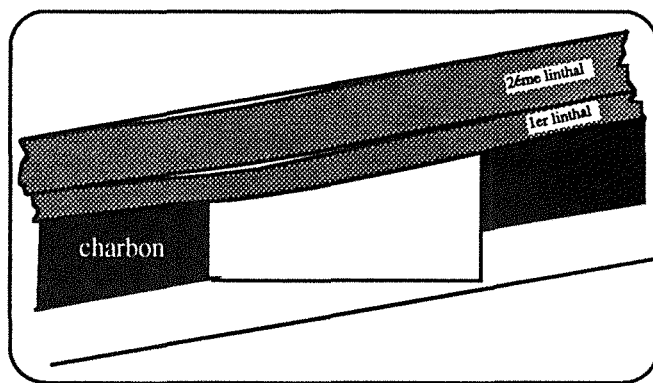
* *Les mesures de déformations* réalisées au creusement mettent en évidence des expansions localisées sur les deux premiers mètres du toit (essentiellement le premier et deuxième banc ou linthal) et atteignant parfois 70 mm côté aval .



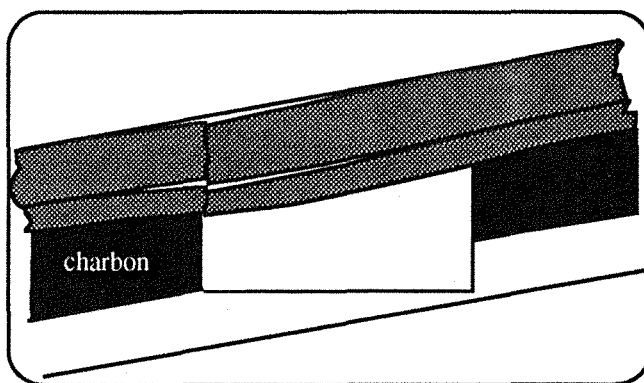
a - Coupe stratigraphique au toit



b - Décollement du 1er linthal
(0 à 10 m derrière le front de creusement)



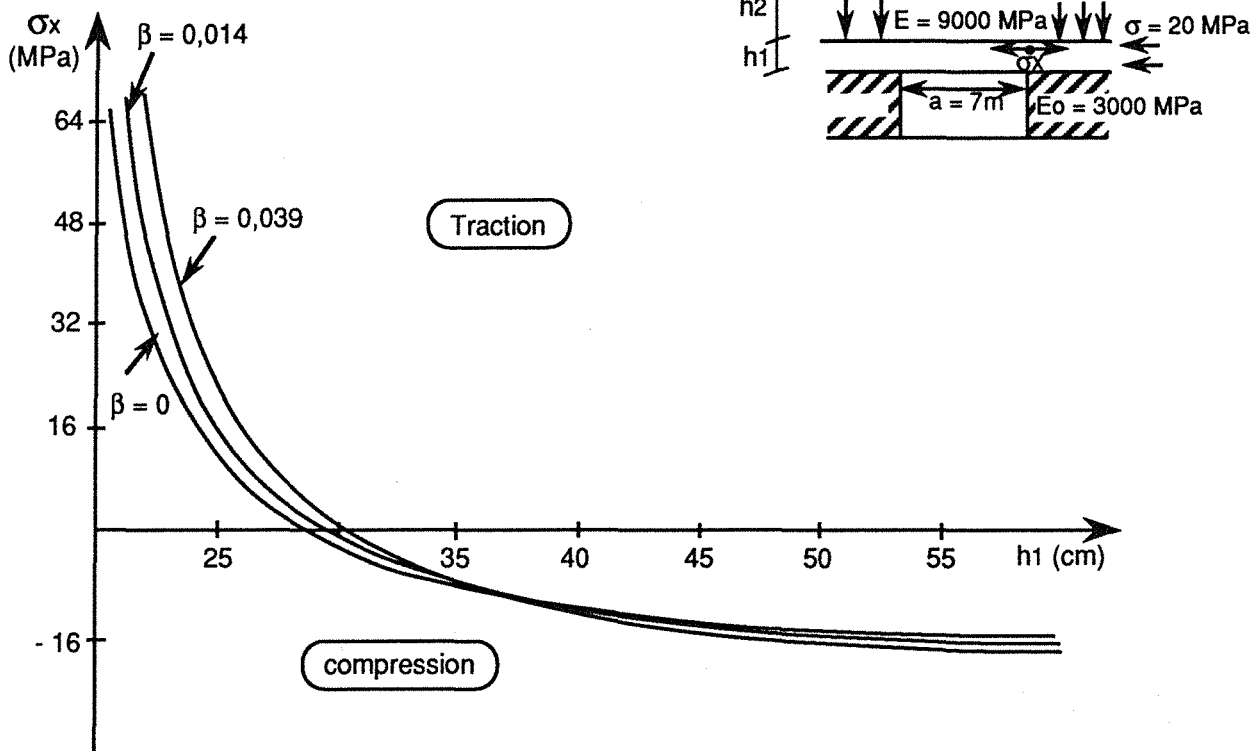
c - Décollement du 2ème linthal
(10 à 20 m derrière le front)



c - Basculement
(à plus de 30 m derrière le front)

Fig. IV -A 1 : Schématisation du type d'instabilité dans les voies de tailles (Houillères de Provence)

a Influence de l'épaisseur du premier banc sur la stabilité du toit



b - Influence de la largeur de la voie sur la stabilité du toit

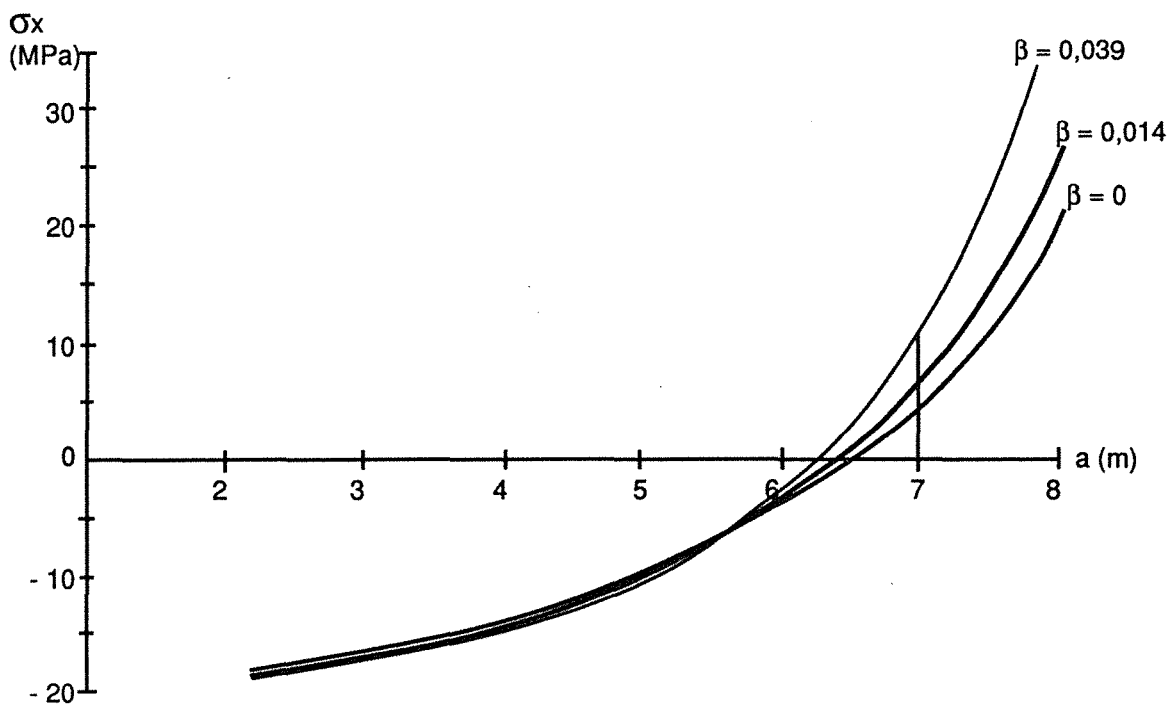


Fig. IV - A 2 : Etude des risques de flambage du premier banc du toit

* *Les observations endoscopiques* réalisées dans des forages au toit montrent (fig. IV A1):

- Un décollement du premier linthal entre 0 et 10 m du front de creusement .
- Un décollement du deuxième linthal entre 10 et 20 m du front de creusement .
- Un cisaillement entre les bancs après 30 m d'avancement du front de creusement .

Ces différentes mesures mettent en évidence un basculement du toit vers l'aval avec un cisaillement à ce niveau et une dégradation importante du parement aval . Ce phénomène s'accroît avec l'éloignement du front et provoque une réduction importante de la section de la voie.

Au cours du passage de la taille la convergence peut atteindre 1 m par endroit ce qui conduit à des travaux d'entretien (rabaissage) pratiquement continus.

A12 - Deuxième étape : Etude des risques de flambage du toit (définition d'une largeur critique de creusement)

La stratification du toit entraîne une flexion systématique au niveau des bancs du toit. Sous l'effet combiné des contraintes naturelles horizontales et verticales la flexion peut être amplifiée d'où la nécessité d'étudier les risques de flambage .

Compte tenu des caractéristiques mécaniques et géométriques des différents bancs du toit la modélisation analytique met en évidence un décollement entre eux . Par conséquent les risques de flambage du toit seront principalement liés au comportement du premier banc.

Dans l'état actuel des travaux ,les voies sont creusées sur 7 m de largeur en moyenne . Les calculs montrent que le premier banc du toit de 30 cm d'épaisseur présente des risques importants de flambage, en effet : Quelle que soit la compressibilité des parements, des contraintes de traction apparaissent sur la fibre supérieure au niveau des parements . Elles s'amplifient rapidement lorsque l'épaisseur du premier banc diminue (dépassant 8 MPa pour une épaisseur de 27 cm fig IV A2a) .

Il est donc nécessaire de réduire la largeur de la voie pour éviter les risques de flambage; En adoptant par sécurité une épaisseur de banc de l'ordre de 27 cm, les calculs montrent que **la largeur critique est de l'ordre de 6,5 m** (y compris les imperfections des opérations d'abattage) La contrainte horizontale naturelle est proche de la contrainte critique de flambage $\sigma_h / \sigma_{cri} \approx 1,8$. En effet, au de là de cette largeur des contraintes de traction apparaissent au toit et s'amplifient très rapidement avec l'augmentation de la largeur . (fig IV A2b)

Compte tenu du coefficient de flambage du premier banc ($u > \pi/2$ cf chap. II), cette largeur critique diminue avec la dégradation des parements, ce qui fait augmenter les risques de flambage, il est donc indispensable de **renforcer les parements** pour maintenir au moins leur compressibilité initiale.

A13 - Troisième étape : Détermination des zones de ruptures locales de la roche

La forme trapézoïdale des voies de tailles en Provence peut provoquer une dissymétrie dans le comportement et la répartition des zones de ruptures locales de la roche entre le côté aval et le côté amont pendage .

Nous commençons donc par analyser l'influence de la géométrie de la galerie sur le comportement du toit . Par la suite nous cherchons à déterminer les zones susceptibles de rupture locale de la roche et à expliquer les causes de cette rupture .

Nous utilisons la modélisation basée sur la méthode des éléments finis présentée sur la figure(IV A3).

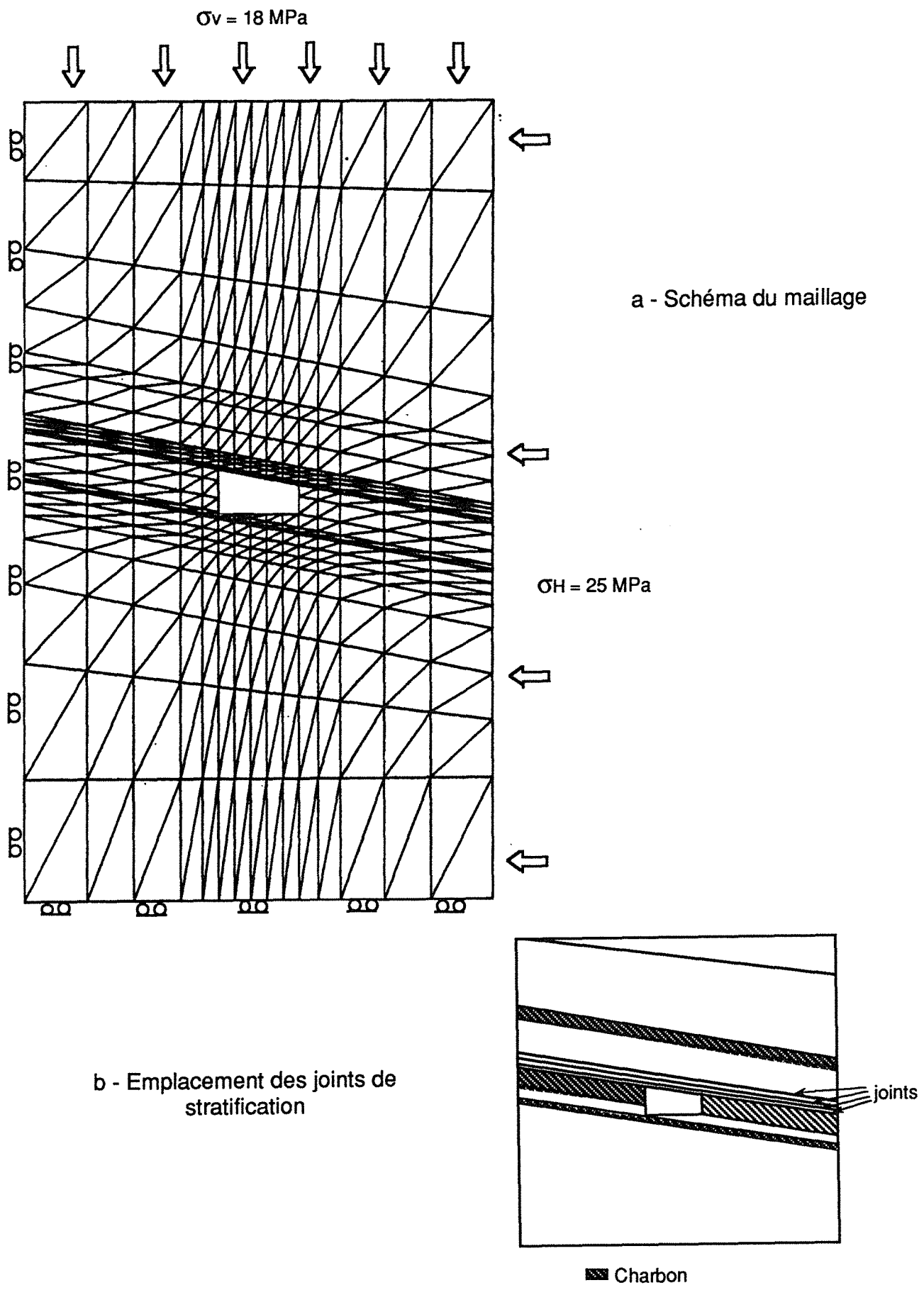


Fig. IV - A 3 : Modélisation par la méthode des éléments finis

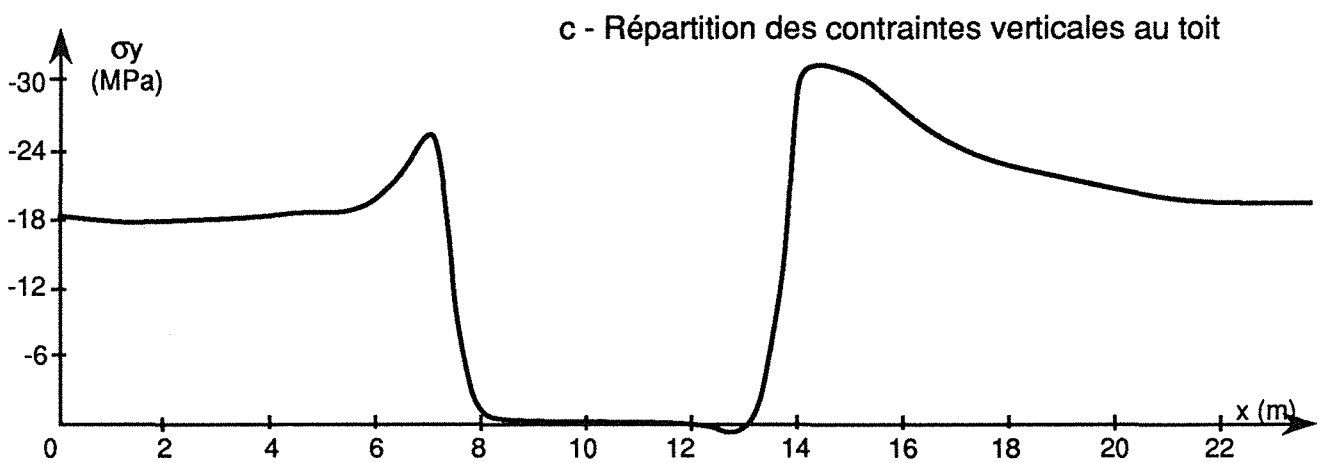
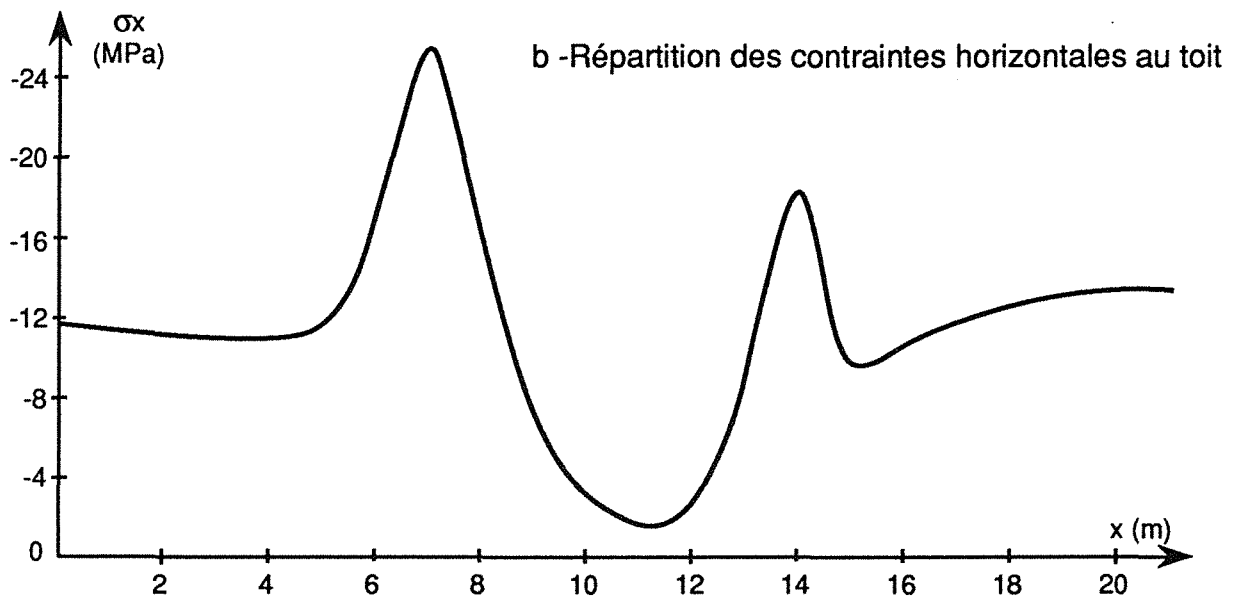
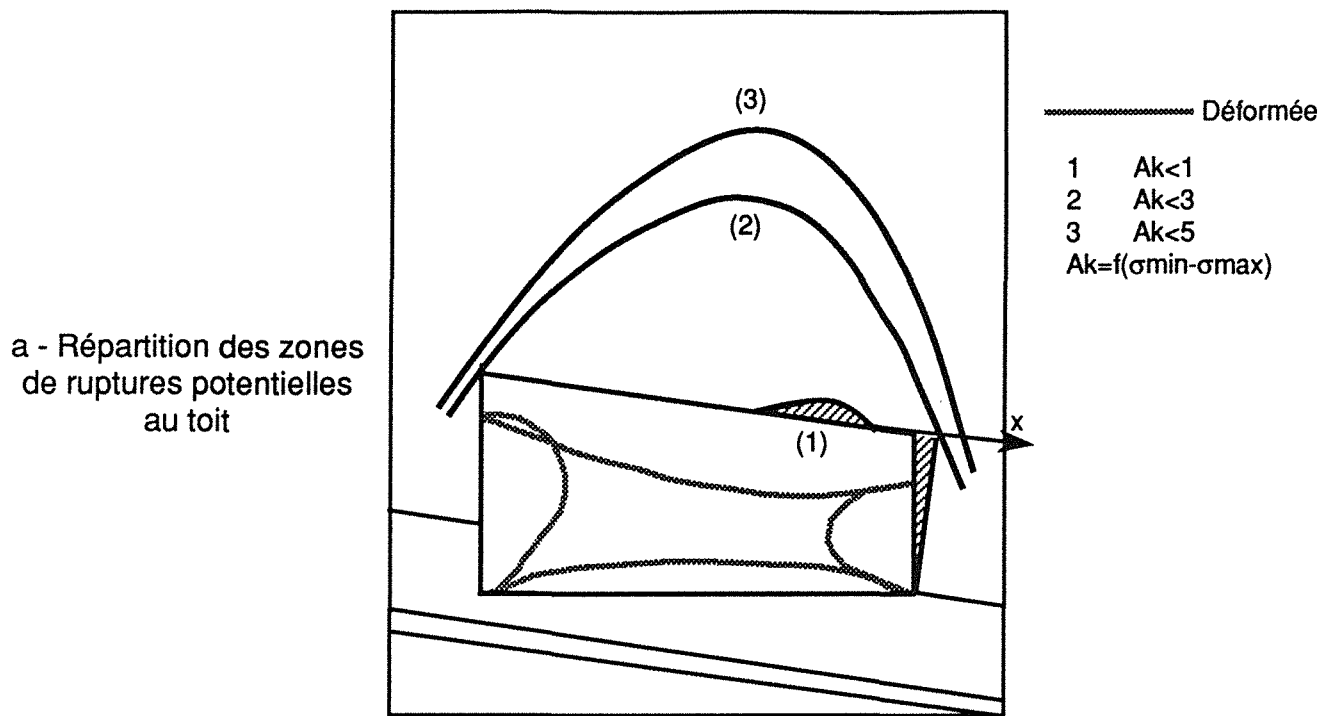


Fig. IV - A 4 : Modélisation par la méthode des éléments finis
 Etude de l'effet de la section de la voie

A131 - Influence de la géométrie de la voie

Dans cette partie nous ne tenons pas compte de la présence des joints de stratification car il est plus facile de comprendre l'influence de la géométrie de la voie en milieu continu que dans un milieu discontinu où plusieurs phénomènes peuvent se combiner et influencer différemment le comportement du massif rocheux .

L'analyse des répartitions des contraintes au toit issues du calcul par éléments finis montre que :

- Au niveau du parement amont ($h = 3,5$ m), la concentration des contraintes horizontales de compression (perpendiculaire au parement) est importante, de l'ordre de 50 MPa . En revanche, au niveau du parement aval ($h = 2,5$ m) celle ci est plus faible de l'ordre de 36 MPa au toit. Le côté situé en amont pendage est donc plus comprimé suivant les plans de stratification, que le côté aval (fig.IV A4b).

- Au niveau des parements, la concentration des contraintes verticales est plus importante du côté aval que du côté amont-pendage . La zone de concentration des contraintes verticales s'étend jusqu'à 2 m dans le parement aval (fig.IVA4c).

- La partie du toit susceptible de subir des ruptures locales ($AK = 3$) a une forme parabolique inclinée vers le côté aval-pendage (fig. IV A4a) . Ces phénomènes dissymétriques s'expliquent par la géométrie de l'ouverture qui favorise, l'ouverture de l'angle obtus côté aval (et donc une tendance à l'extension) et la fermeture de l'angle aigu côté aval amont (et donc une tendance compressive) sous des efforts orientés vers l'intérieur de la voie, lors du creusement .

A132 - Localisation des zones de ruptures locales de la roche dans le toit

Pour tenir compte de la stratification au toit, nous avons introduit dans le modèle précédent des joints au niveau des interfaces, entre les différentes strates . Afin de retrouver des zones sensibles au toit, nous avons amplifié le phénomène de flexion, en affectant aux joints de stratification des caractéristiques mécaniques faibles .

Les calculs montrent que les trois premiers bancs du toit fléchissent sous l'effet combiné de la contrainte naturelle horizontale et verticale, et se décollent les uns des autres. Après un déplacement vertical du toit de 5 cm au centre de la voie, une rupture par traction apparaît au toit.

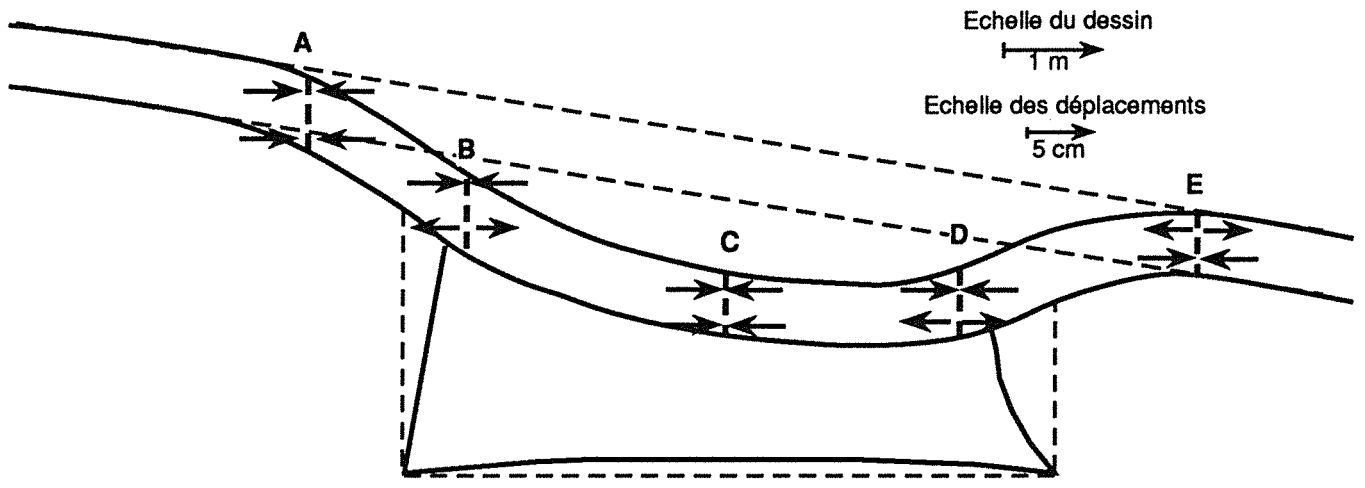
L'analyse de la déformée (fig. IV A5a), et la répartition des contraintes horizontales au toit (fig. IV A5b et c) montrent :

- Au niveau du côté aval-pendage, une torsion assez importante des sections transversales du premier banc du toit . Ceci engendre des contraintes de traction horizontales de l'ordre de 15 MPa au niveau de la section D située à 1 m du parement et de l'ordre de 4 MPa au niveau de la section E située à 1,5 m des parements côté massif.

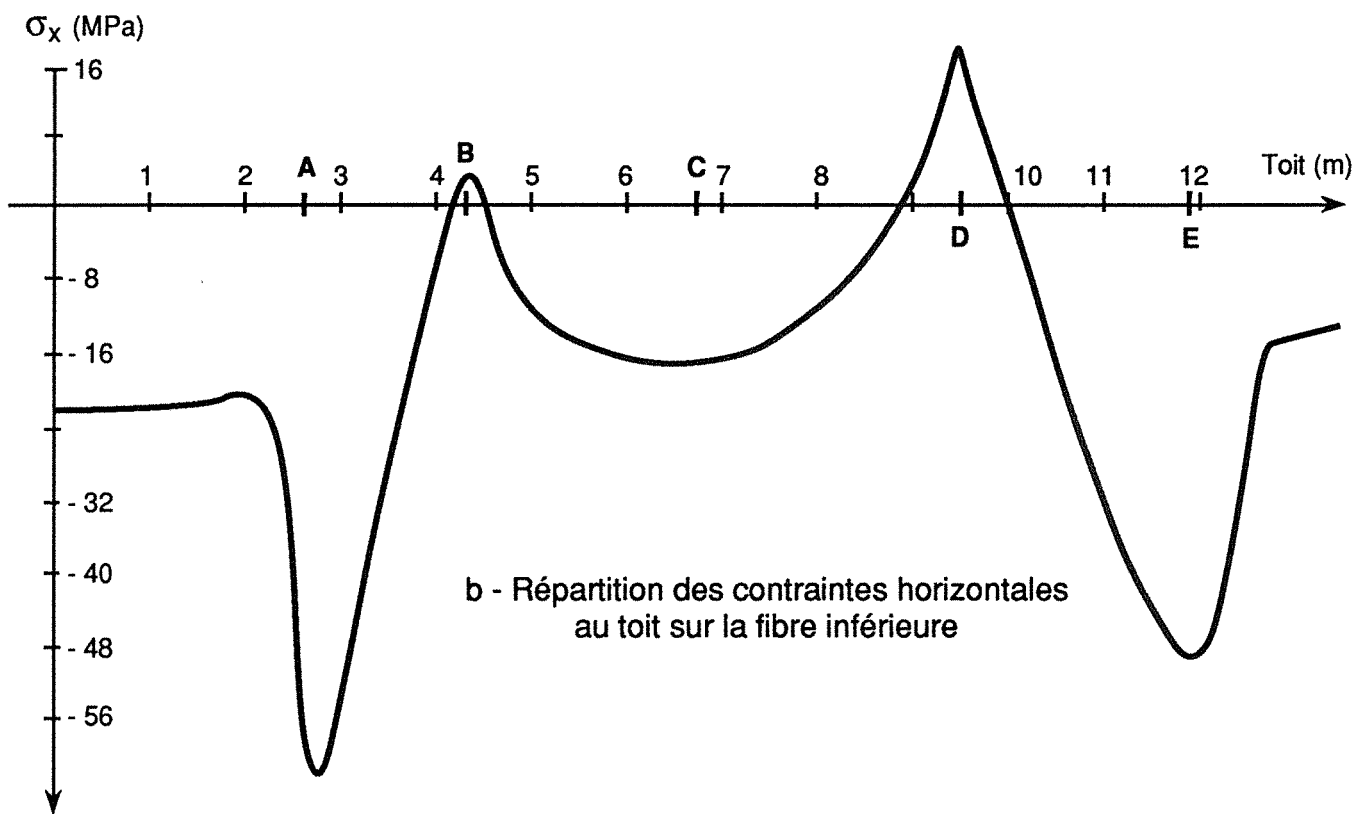
- Malgré l'apparition de contraintes de traction au niveau de la section B situé à 0,8 m du parement, le côté aval pendage reste globalement comprimé.

- Les sections transversales de la partie centrale du banc (section C) présentent de très faibles rotations (flexions) . Celles ci subissent un simple affaissement parallèle au pendage.

Deux faits permettent d'expliquer cette répartition des zones de rupture locales au toit :



a - Allure de la déformée au toit en présence de joint de stratification



c - Répartition des contraintes horizontales dans différentes sections du toit

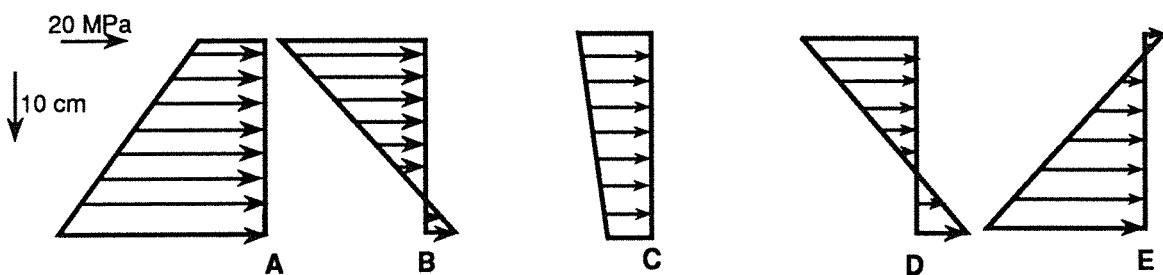


Figure IV -A 5

- *Le phénomène de flexion des bancs du toit provoquant des ruptures au niveau des parements, dans le cas de galerie de grande largeur (cf chap.II) .*

- *La géométrie de l'ouvrage permettant un confinement supplémentaire au toit, du côté amont pendage, qui s'oppose à la détente provoquée par la flexion des bancs (cf paragraphe précédent).*

Au niveau des bancs supérieurs les zones de ruptures prévisibles d'après ce mécanisme sont effectivement similaires à celles observées sur site et découpent le massif rocheux en blocs, parmi lesquels on distingue fig. IV A5b :

- Un bloc latéral de 2,5 m de longueur au dessus du parement aval .
- Un bloc central de 5 m de longueur dans la partie centrale.

A14 - Quatrième étape : Détermination des mécanismes et des critères de l'éboulement .

Nous utilisons dans cette étape le modèle géométrique présenté sur la fig (IV A6) pour pratiquer la modélisation par la méthode des éléments distincts . Dans ce modèle les discontinuités présentent les fractures induites par le creusement .

Les calculs ont montré que l'équilibre de cet assemblage de blocs dépend de la contrainte horizontale naturelle :

A141- Lorsque la contrainte horizontale est faible (de l'ordre de 10MPa)

Après une légère flexion de l'ensemble des bancs du toit, le bloc central bascule légèrement vers le côté aval . Le bloc latéral situé à l'aplomb du parement aval, subit une rotation vers l'excavation . Après un déplacement vertical total de 12 cm, l'équilibre s'établit par arc-boutement au niveau du contact (ou rotule (A) fig. IV A 7a et b) .

Le déplacement vertical du point A résulte de deux mouvements :

- *Un glissement de l'ordre de 8 cm, le long du joint vertical (contact A) .*
- *Un déplacement vertical de l'ordre de 4 cm dû à la rotation du bloc latéral côté aval (fig. IV A7c) .*

Le même phénomène aura lieu au niveau du deuxième banc . Le troisième banc compte tenu de sa fissuration subit une très légère flexion orientée vers l'amont-pendage.

A142 - Lorsque la contrainte horizontale est élevée ($\sigma_h = 25$ MPa : le cas du site étudié)

L'éboulement du premier banc se produit suivant trois étapes :

- *Au cours de la première phase* le bloc central bascule assez rapidement vers l'aval. Ceci se manifeste par un glissement du bloc le long du joint vertical côté aval, et un accroissement de la contrainte de frottement au même endroit (fig. IV A8a et b) .

Après un déplacement vertical, relativement faible (de l'ordre de 2,5 cm à cause de l'importance du frottement $\sigma_h = 25$ MPa), l'arc-boutement se produit au niveau de la rotule (A) et provoque une stabilisation instantanée du mouvement .

- *La deuxième phase* du mouvement se caractérise par une diminution de la contrainte de frottement au niveau de la rotule (A) . Ceci est dû, d'une part, à la déformation du contact, d'autre part à la poussée latérale qui est suffisamment grande ($\sigma_h = 25$ MPa) pour provoquer une rotation importante du bloc latéral aboutissant à l'affaissement vertical de la rotule (A) entre les deux blocs.

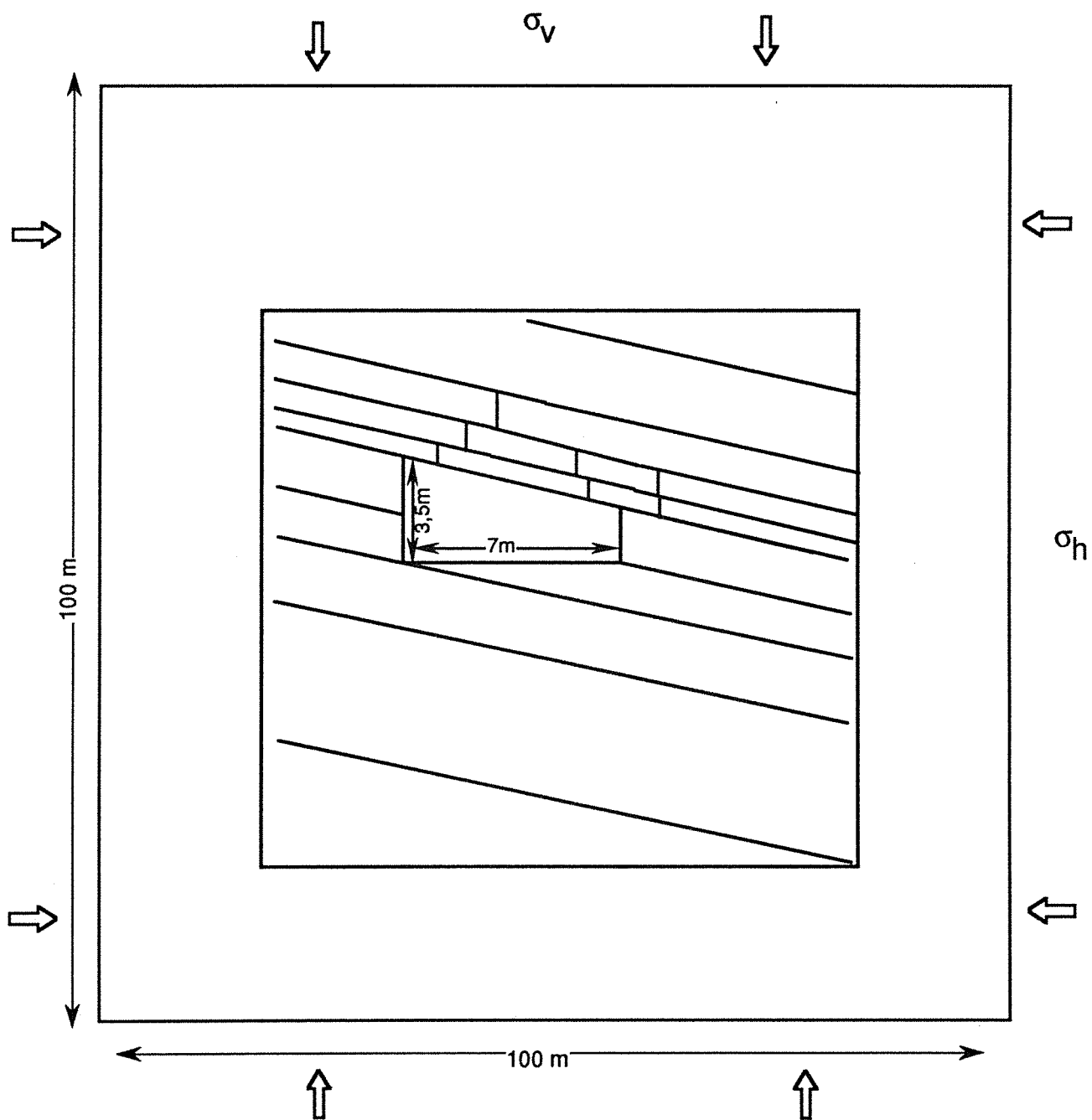
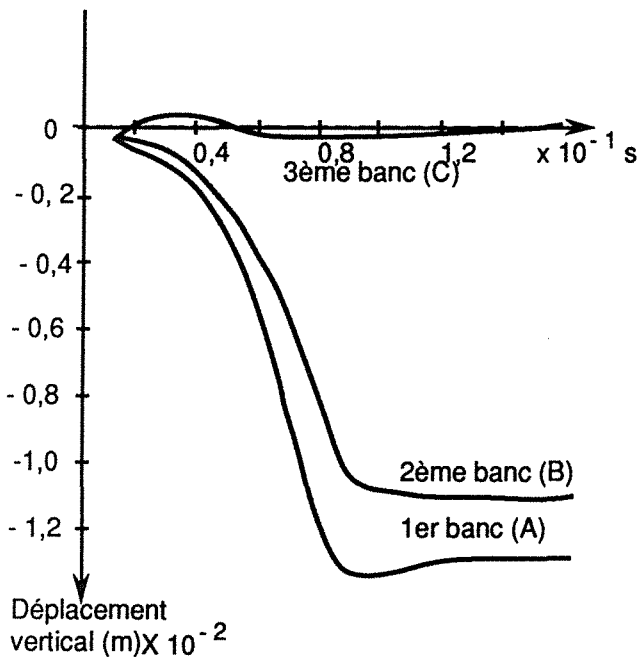
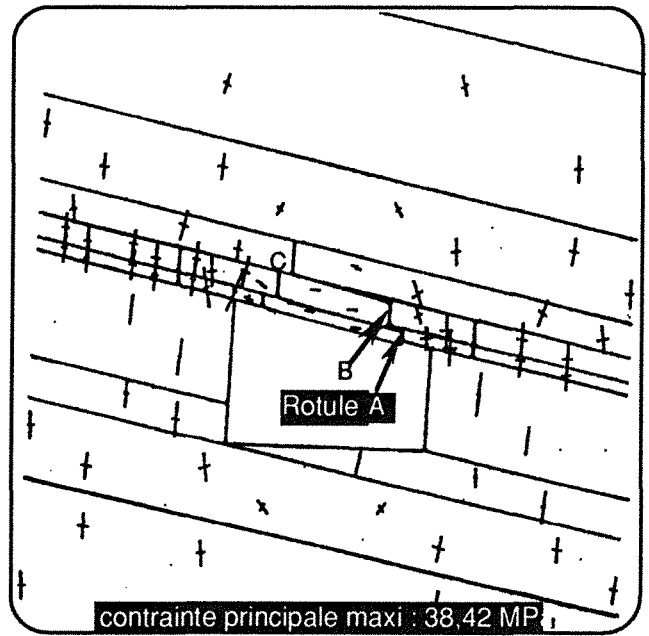


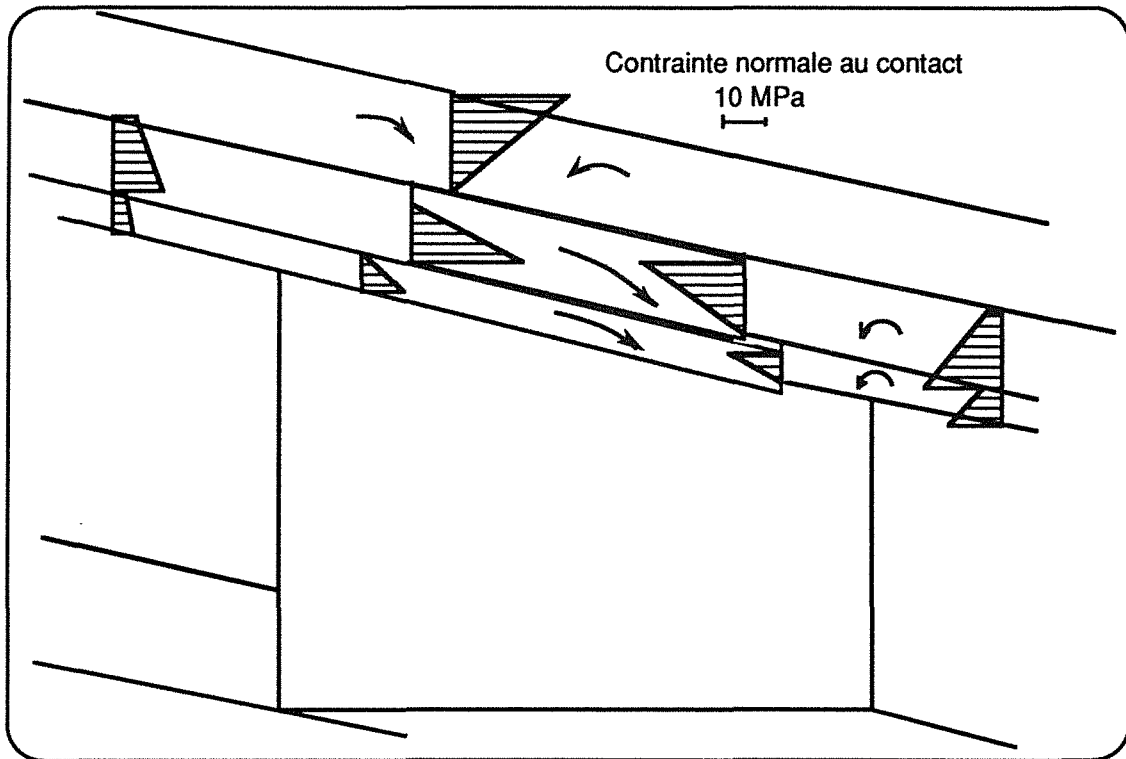
Fig. IV A 6 : Modèle de blocs servant pour l'étude par la méthode des éléments distincts (fracturation induite par le creusement)



a - Evolution du déplacement vertical en fonction du temps



b - Répartition des contraintes principales au toit ; basculement des deux blocs centraux



c - Sens de mouvement des blocs, mécanisme d'arcbutement

Fig. IV - A 7 : Mécanisme de déformation de l'assemblage de blocs au toit ($\sigma_x = 10 \text{ MPa}$ $\theta = 5^\circ$)

* *Au cours de la troisième phase* les contraintes de fretage au niveau de la rotule (A) se stabilisent à une valeur assez faible permettant de débloquer le glissement . Ainsi la rotule (A) disparaît et le bloc central bascule de nouveau jusqu'à l'éboulement (fig. IV A8c).

L'éboulement du deuxième banc est régi par le même mécanisme et a lieu lorsque la contrainte naturelle horizontale est suffisamment élevée pour provoquer le déblocage de l'arc-boutement. En effet, lorsque la contrainte naturelle horizontale est de l'ordre de 10 MPa, c'est simplement le premier bloc central qui s'éboule, par contre si celle ci dépasse 20 MPa l'éboulement concernera les deux premiers bancs successivement (fig. IV A8d).

La synthèse des différentes étapes de notre méthodologie de modélisation montre que, l'instabilité observée dans les voies de taille (quartier de l'Eguilles) est provoquée par la combinaison de trois facteurs :

- **La géométrie** de l'ouvrage qui est à l'origine de la dissymétrie de comportement au niveau des parements .

- **La largeur importante** de la voie qui engendre des risques de flambage importants.

- **La contrainte naturelle horizontale élevée** qui en présence de **stratification importante** au toit amplifie le phénomène de flexion et provoque l'instabilité des blocs du toit. Nous proposons dans la figure IVA9 un schéma d'éboulement pour ce type d'ouvrage .

Pour remédier à cette instabilité il faut :

- **Prévenir** : En creusant des voies sur une largeur qui ne dépasse pas la largeur critique estimée à 6,5 m compte tenu de l'imperfection des opérations d'abattage.

- **Agir** : en adoptant un schéma de soutènement adéquat compte tenu du mécanisme de l'éboulement du toit, et en appliquant une pression de soutènement optimale à partir des connaissances acquises en modélisation.

A2 - L'action : Optimisation de la pression et du schéma de soutènement

A21- Etat actuel du soutènement

* *le soutènement était constitué* :

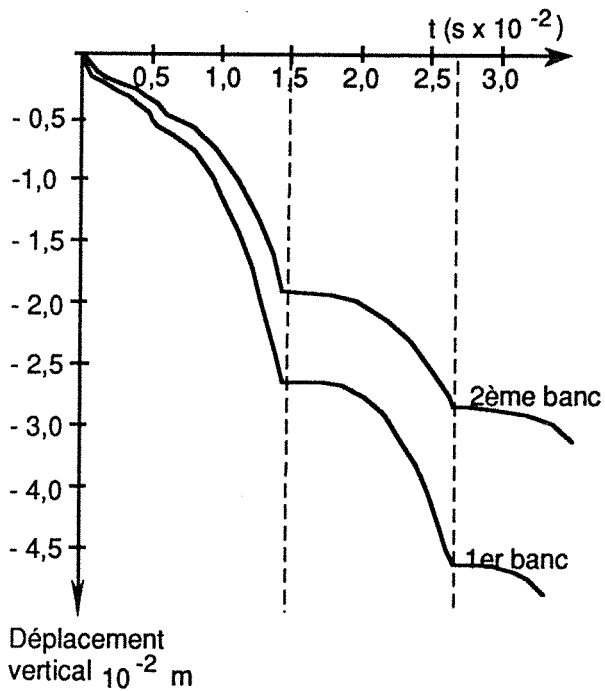
- De 6 à 7 boulons par mètre de galerie, à ancrage mécanique ponctuel et faisant 2,2 m de longueur

- D'une "bille" au toit de 6,20m de longueur (profilé en U 29 Ks), épinglée par deux boulons ponctuels, et soutenue par deux étais métalliques coulissants près des parements, et d'un étai médian . Les billes sont posées à raison d'une "bille" par 2 m de voie.

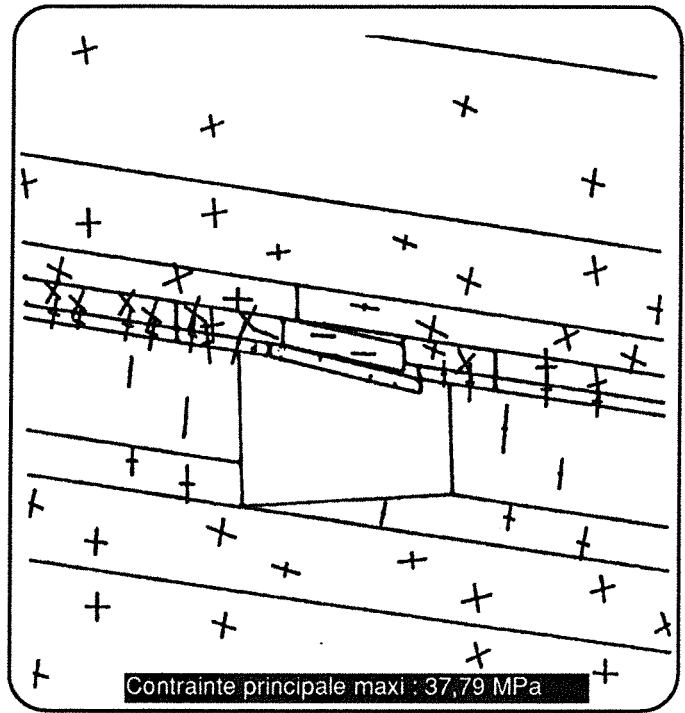
* *Une première amélioration* du soutènement a été mis en oeuvre pour remédier à la rupture. Elle consistait à :

- Utiliser des boulons de 20 mm de diamètre et de 2,2 m de longueur, avec un ancrage à la résine semi-réparti sur 60 cm de longueur . La densité de boulonnage reste identique (6 à 7 boulons/m de galerie).

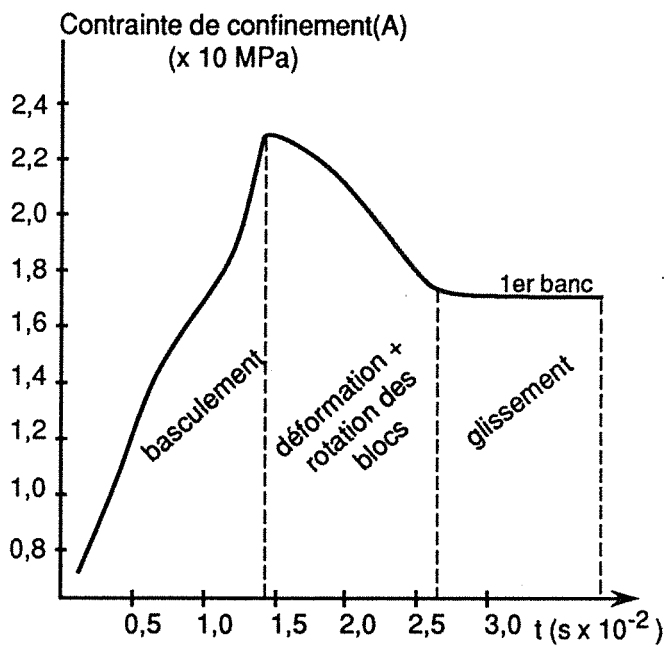
- Boulonner systématiquement les parements et éliminer le soutènement porteur . Ce nouveau procédé a apporté quelques améliorations dans les chantiers traités, mais reste insuffisant pour résoudre définitivement les problèmes d'instabilités, surtout avec la tendance à l'approfondissement de l'exploitation .



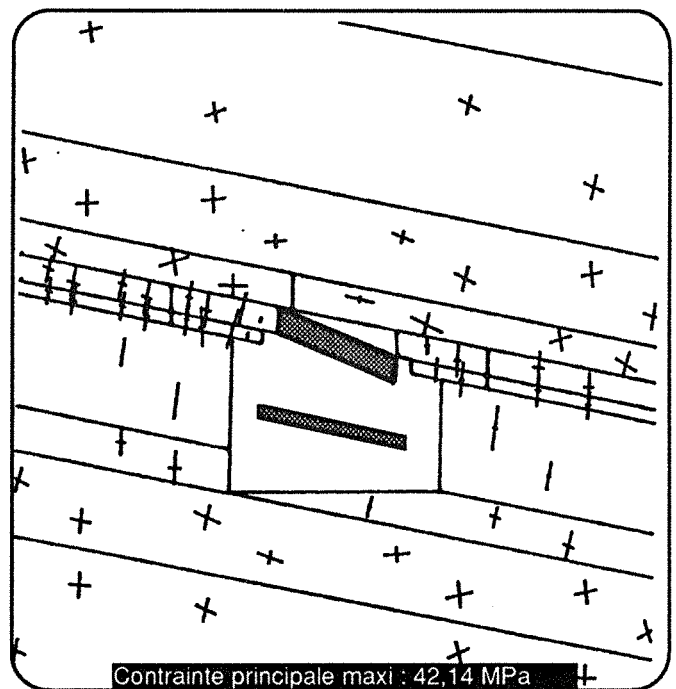
a - Evolution du déplacement vertical en fonction du temps



c - Eboulement du premier banc central

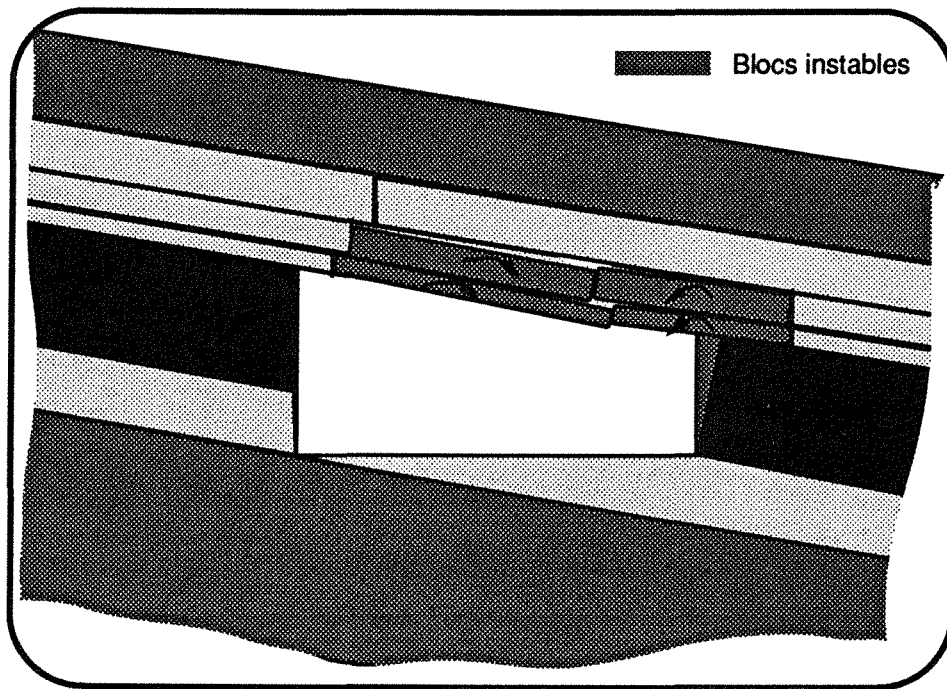


b - Evolution de la contrainte de confinement du premier banc en fonction du temps

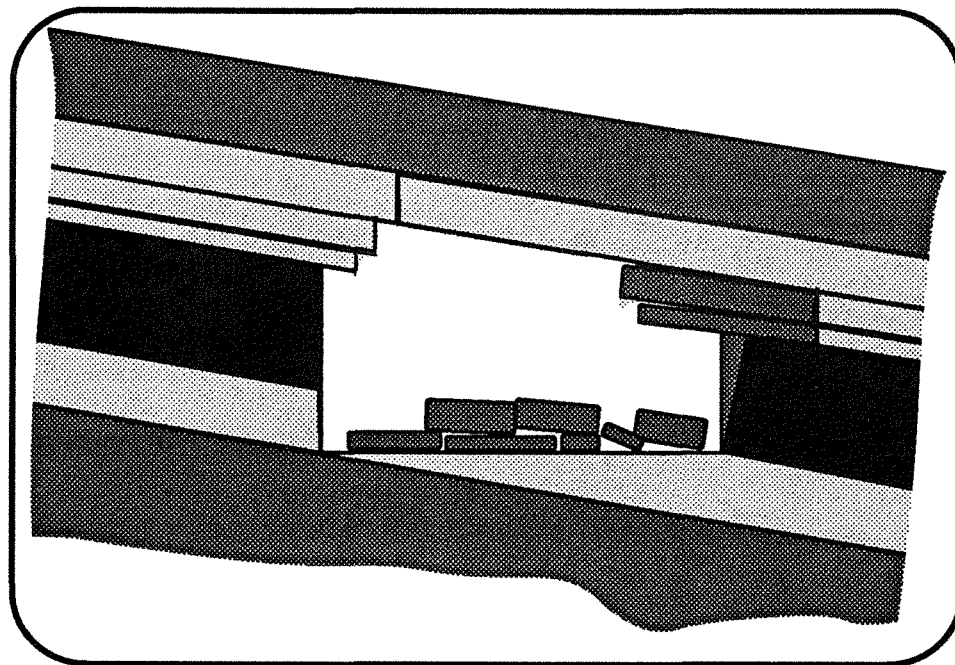


d - Eboulement du deuxième banc du toit

Fig. IV - A 8 : Le mécanisme d'éboulement du toit
 $\sigma_x = 25$ MPa ; $\varnothing = 5^\circ$



a - Mécanisme de basculement-arc-boutement au toit



b - Eboulement des deux premiers bancs

fig IV - A 9 : Mécanisme d'effondrement par flexion - basculement dans le cas des voies de tailles en provence

Nous présentons dans ce qui suit une méthode d'estimation de la pression de soutènement et de son évolution avec la profondeur. Par la suite nous proposons un schéma de boulonnage qui tient compte du mécanisme de l'éboulement décrit précédemment.

A22- Optimisation de la pression de soutènement

Dans ce paragraphe, nous essayons d'appliquer les connaissances acquises à partir de la modélisation pour déterminer par le calcul la pression de soutènement nécessaire pour assurer la stabilité de l'ouvrage au cours des travaux d'exploitation.

Nous supposons que la stabilité du toit est essentiellement liée à la stabilité du premier banc en tenant compte de l'action des bancs supérieurs dans le cas où les différents bancs ne se décolent pas.

Nos calculs se fondent sur deux types de modèle :

- la modélisation par la méthode des éléments finis permettant de définir les sollicitations que subit le premier banc du toit juste, après le creusement (avant le décollement).

- La modélisation analytique basée sur la théorie des poutres qui permet d'étudier l'état de contrainte dans le premier banc après le glissement le long des joints de stratification et le décollement éventuel.

A221 Calcul de la pression de soutènement

Le soutènement doit exercer une pression verticale uniformément répartie sur le premier banc du toit (assimilé à un assemblage de plaques) de façon à empêcher la formation de contraintes de tractions au toit.

D'après l'étude des modèles analytiques basés sur la théorie des poutres (modèle de plaques sur appuis compressibles, cf chapitre II), la section critique au toit d'une galerie large se situe généralement au niveau des parements ($\beta < 0,04 \text{ (mN/m)}^{-1}$).

* La contrainte horizontale sur la fibre supérieure (cf fig. IV A10a) s'écrit sous la forme :

$$\sigma_x = \sigma_h - \frac{a^2}{2h_1^2} \sigma_v \phi'(u) \quad (1)$$

avec

- $\phi'(u) = \gamma \phi(u)$
- $\phi(u) = \text{coef. d'amplification de la contrainte de flexion (dépend de } \sigma_h)$
- $\gamma = \text{coef. d'amplification dû à la compressibilité des parements}$
- $\sigma_v = \text{la contrainte verticale au niveau du premier banc}$

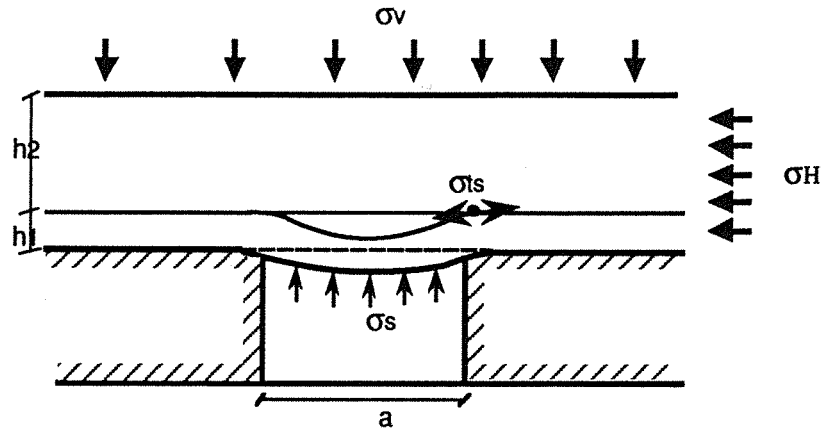
Nous définissons la contrainte équivalente perpendiculaire aux bancs $\sigma_{\text{éq}}$ qui produira le même effet sur le toit que σ_v et σ_h combinés :

$$\sigma_{\text{éq}} = \sigma_v \phi'(u)$$

L'équation (1) devient donc:

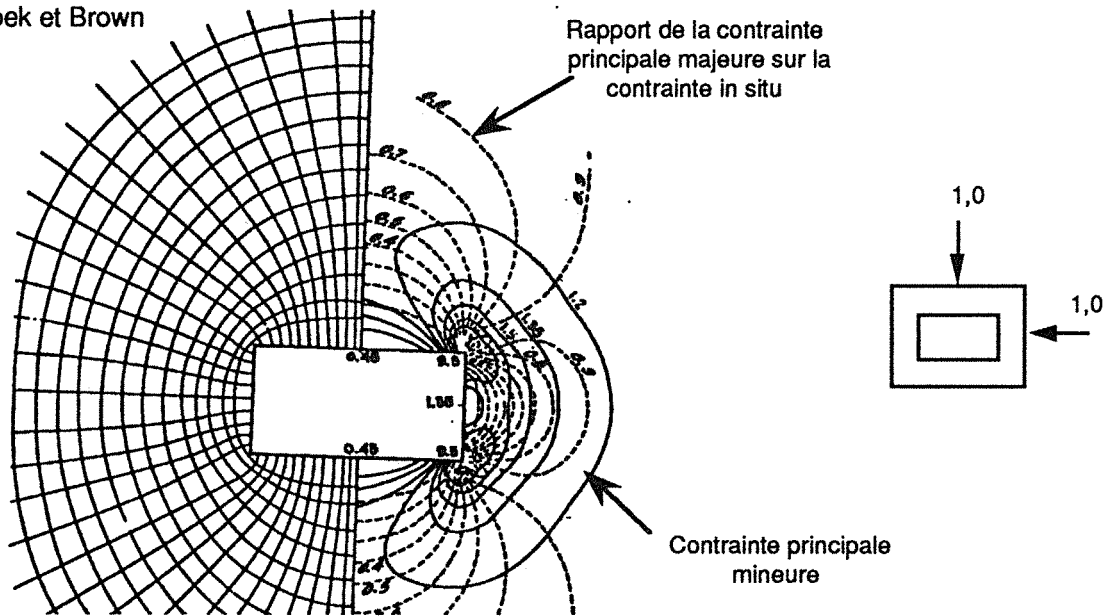
$$\sigma_x = \sigma_h - \frac{a^2}{2h_1^2} \sigma_{\text{éq}}$$

a - Principe de la modélisation de la pression de soutènement



b - Répartition des contraintes autour d'une galerie de grande largeur en terrain homogène

d'après Hoek et Brown



c - Variation de la pression de soutènement en fonction de la contrainte appliquée au toit

- ① $\sigma_v = 0,05 \text{ MPa}$
- ② $\sigma_v = 0,1 \text{ MPa}$
- ③ $\sigma_v = 0,15 \text{ MPa}$
- ④ $\sigma_v = 0,2 \text{ MPa}$

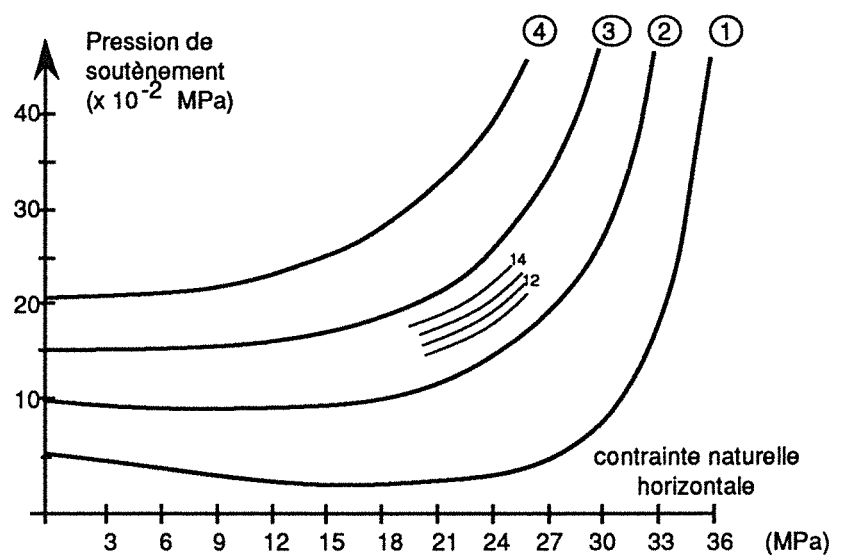


Fig. IV - A 10 : Optimisation de la pression de soutènement pour les galeries quadrangulaires

La contrainte équivalente ($\sigma^0_{\text{éq}}$) correspondant à un effort de traction nul sur la fibre supérieure au niveau du parement ($\sigma_{\text{ts}} = 0$)

$$\sigma^0_{\text{éq}} = 2 \frac{\sigma_h h_1^2}{a^2}$$

La pression de soutènement est égale à la différence entre la contrainte équivalente correspondant à l'état de sollicitation réelle $\sigma_{\text{éq}}$, et la contrainte équivalente $\sigma^0_{\text{éq}}$ correspondant à une contrainte de traction nulle au toit

$$\sigma_{\text{Soutènement}} = \sigma_v \cdot \varnothing'(u) - 2 \frac{\sigma_h h_1^2}{a^2}$$

Les contraintes horizontales σ_h et verticales σ_v sont déterminées de la façon suivante :

- la contrainte σ_h est pratiquement égale à la contrainte horizontale naturelle dans le site (mesures in-situ).

- la contrainte verticale σ_v est calculée à partir de la méthode des éléments finis (fig. IV 10b). Elle correspond à la contrainte au toit au niveau du premier plan de décollement éventuel.

A222 - Etude de la sensibilité de la pression de soutènement avec la profondeur.

Nous avons effectué une étude de sensibilité de la pression de soutènement avec la profondeur pour le cas des voies du quartier de l'Eguilles. Nous avons choisi un coefficient de compressibilité des parements b de l'ordre de $0,015 \text{ (MN/m)}^{-1}$ (charbon - calcaire) et un module d'élasticité moyenne pour les trois premiers bancs du toit de l'ordre de 9000 MPa.

Nous avons remarqué que (cf fig. IV A10c)

* *A faible profondeur* (σ_h faible), la pression de soutènement est légèrement inférieure à la contrainte σ_v . Elle est de l'ordre de 0,02 MPa pour 200 m de profondeur, cette valeur est surestimée car le calcul ne tient pas compte de la résistance à la traction⁽²⁾.

2

² Afin d'utiliser ce genre de calcul pour des galeries situées à faible profondeur (inférieur à 200 m) d'une façon rigoureuse il faut tenir compte de la résistance à la traction du toit en écrivant:

$$\sigma^0_{\text{éq}} = 2 \frac{(\sigma_h - R_t) h_1^2}{a^2}$$

* Lorsque la profondeur atteint 500 m (σ_h compris entre 8 et 15 MPa), la pression de soutènement est minimale, sa valeur est inférieure à la contrainte σ_v (de l'ordre de 0,025 MPa).

* A grande profondeur (σ_h dépasse 20 MPa), la pression de soutènement doit être supérieure à la contrainte σ_v pour s'opposer à l'amplification de la flexion du toit, elle est de l'ordre de 0,1 à 0,2 MPa.

Dans leur situation actuelle, les voies dans le quartier de l'Eguilles sont situées à 1000 m de profondeur. La contrainte horizontale naturelle σ_h mesurée sur site est de l'ordre de 20 à 25 MPa. La contrainte verticale σ_v au niveau du premier plan de décollement est estimée à 0,1 MPa (fig. IV A10b).

Dans ces conditions et en adoptant un coefficient de sécurité de 1,5 la pression de soutènement souhaitable est de l'ordre de 0,18 MPa.

En tenant compte d'une résistance à l'arrachement de 15T le nombre de boulons nécessaire est de 8 à 9 boulons par mètre de galerie ce qui correspond à une densité de boulonnage de 1,14 à 1,28 boulons par m².

Une augmentation de la profondeur de 100 m au delà de 1000m (de 10 %) nécessite un renforcement supplémentaire de l'ordre de 1,5 boulons par mètre de galerie.

Rappelons que dans le cas de la Provence, il s'avère qu'au delà de 1000 m de profondeur la tenue du toit nécessite un soutènement de plus en plus lourd, il peut être plus économique et plus sécurisant de réduire plutôt la largeur de la galerie (voir suggestion précédente chap. IV A1)

A223- Conclusion

Le calcul de soutènement que nous avons présenté est applicable pour le cas des galeries quadrangulaires de grande largeur et situées à grande profondeur, où l'effet de la contrainte naturelle horizontale est dominant. Ce calcul permet de tenir compte du phénomène de flambage :

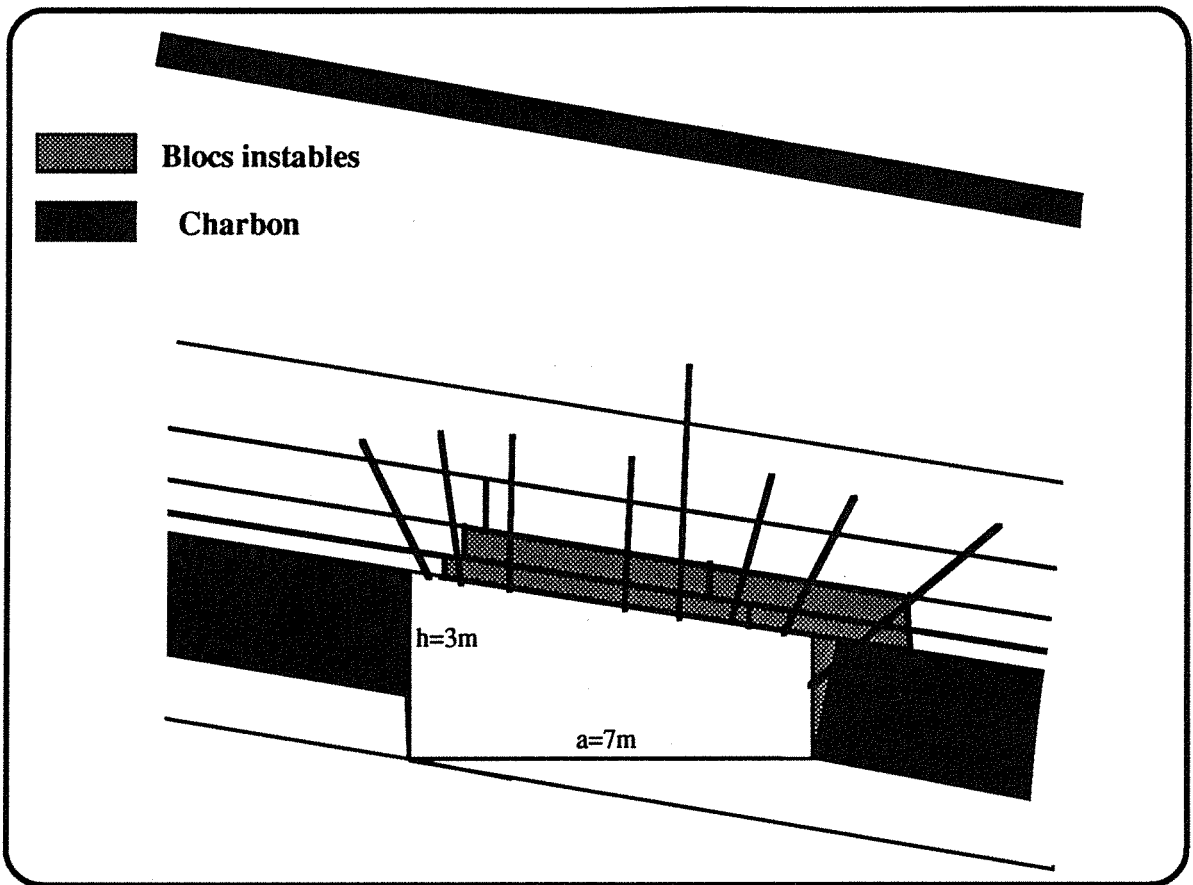
- En reproduisant l'effet de la contrainte naturelle horizontale par une sollicitation verticale équivalente.
- En supposant que la rupture locale d'un banc précontraint aura lieu dès qu'il y a apparition de contrainte de traction (indépendamment de la résistance à la traction).

A23- Schéma de soutènement

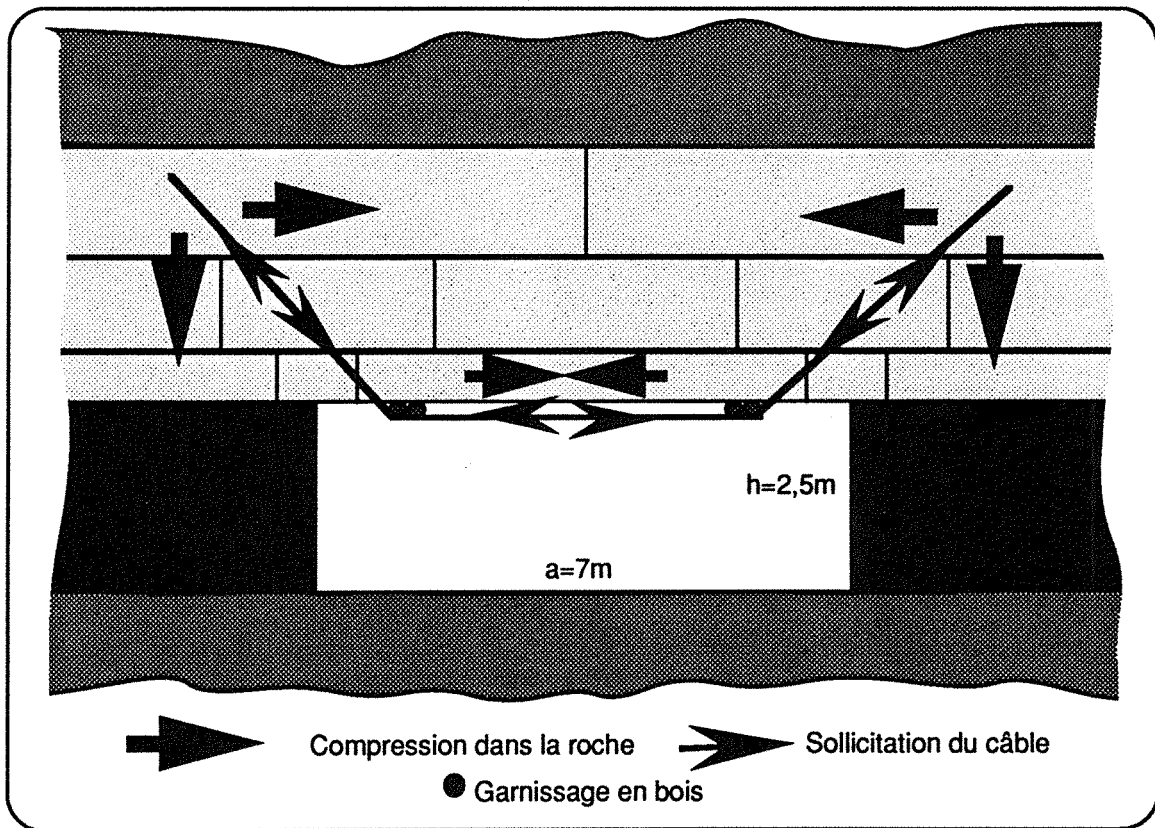
Compte tenu du mécanisme d'éboulement décrit ci dessus et de la pression de soutènement souhaitable à appliquer ($\sigma_s = 0,18$ MPa), nous proposons le schéma de boulonnage présenté sur la figure IV A10a. Ce système de boulonnage se caractérise par la mise en oeuvre de deux boulons de 4 m de longueur au niveau du parement aval, ceux ci ont deux rôles essentiels :

- Renforcer le parement aval afin d'éviter le porte à faux (zone hachurée) et augmenter la rigidité de fixation du toit (diminution de la compressibilité par confinement).

- Empêcher la rotation des blocs latéraux côté aval pour assurer leur rigidité et constituer des appuis solides pour les blocs centraux (rotule rigide d'arc-boutement).



a - Schéma de boulonnage proposé pour les voies de taille (Provence)



b - Principe de soutènement par câble (truss bolt) pour une galerie de grande largeur

Fig. IV - A 11 : Mode de soutènement pour les galeries de grande largeur

Dans le cas général des galeries rectangulaires de grandes largeurs creusées en terrain stratifié nous reconnaissons l'utilité du système de boulonnage "Truss bolt" (fig. IV A11b). Très utilisé aux USA dans les galeries de 6 m de largeur il a permis une amélioration appréciable du comportement du toit en plus de sa rentabilité économique (installation simple et rapide).

Après une étude assez complète sur modèle physique et analytique confronté aux résultats d'expérimentation sur site W. KHAIR /39/ à montré que :

- Par rapport au boulonnage classique (boulons à ancrage réparti), ce système réduit nettement la déformation du toit.

- Depuis la pose, il introduit un confinement horizontal au niveau de la fibre inférieure du premier banc qui s'oppose à l'effet de la flexion du banc. Ce confinement augmente avec l'affaissement du toit.

- L'angle d'inclinaison optimale des câbles latéraux est de 45° par rapport à l'horizontale.

Ce système nous paraît très efficace compte tenu des mécanismes de d'éboulement que nous avons décrit précédemment. En effet tel qu'il est présenté sur la figure (IV A11b) :

- Il permet de renforcer les blocs latéraux et d'empêcher leur rotation vers l'excavation. L'inclinaison des câbles latéraux permet de couvrir grande partie du toit au delà des parements.

- Il introduit un confinement le long des fissures verticales ainsi qu'au niveau des blocs centraux et les empêche de glisser.

Ceci étant, nous pensons que ce système de boulonnage mérite d'être étudié d'une manière plus approfondie. Des tests effectués dans les Charbonnages de France pourront sûrement apporter des renseignements assez précis sur les performances de ce système.

A3 - CONCLUSION

Les résultats de cette étude sur les voies de tailles des Houillères du Bassin du Centre et du Midi (Unité d'Exploitation de Provence) nous ont permis de prouver la souplesse et l'efficacité de notre méthodologie dans l'analyse des instabilités rencontrées dans les ouvrages souterrains quadrangulaires de grande largeur.

Cette étude prouve que les instabilités survenues sur ce site sont le résultat :

- **D'une flexion amplifiée des premiers bancs du toit accompagnée d'un basculement vers l'aval pendage.**

Ces phénomènes se manifestent dans les conditions géologiques suivantes :

- Terrain stratifié
- Grande profondeur (contrainte horizontale naturelle importante)

et les conditions techniques suivantes :

- Grande largeur des voies.
- Problème d'optimisation du schéma de boulonnage, est surtout de mise en oeuvre.

B - APPLICATION A L'ELABORATION DES SCENARIOS DE COMPORTEMENT DU TOIT (cas des montages de taille dans les Houillères du Bassin de Lorraine).

A partir d'une autre application nous allons montrer les possibilités qu'offre notre méthodologie de modélisation pour élaborer des scénarios de comportement du toit selon les sollicitations auxquelles il est soumis .

La définition de ces scénarios peut permettre de guider le choix des méthodes et des critères à mettre en oeuvre pour la détection automatique des instabilités des montages de taille dans les Houillères du Bassin de Lorraine .

Dans le domaine de détection des instabilités des structures naturelles il existe deux techniques essentielles : celles qui consistent à mesurer les émissions micro-sismiques résultant de modifications de l'état de contrainte des terrains (cavités de stockage, barrages...) /40/ et celles qui se basent sur les mesures du mouvement des parois de l'excavation . Cette technique comparée à la première est plus facile à mettre en oeuvre et le matériel nécessaire est moins coûteux /41/.

Le choix s'est donc orienté vers une détection des risques d'instabilité au moyen des mesures des mouvements du toit. Ainsi notre étude sera calée sur des mesures d'expansions et des observations endoscopiques dans des forages au toit des montages de taille .

* Nous avons, en première partie, développé une **méthode d'analyse** et d'interprétation des mesures in-situ fondée sur :

- *L'étude qualitative des différentes phases de mouvement du toit en prenant en compte la méthodologie de modélisations décrite précédemment*
- *La caractérisation quantitative des différentes phases du mouvement du toit à partir des mesures d'expansion in-situ .*

* En deuxième partie, nous décrirons les différents **scénarios de comportement** du toit dans deux cas de montage de taille, dans les Houillères du Bassin de Lorraine.

Les montages de taille étudiés sont situés à 1000m de profondeur, et sont creusés au charbon en section trapézoïdale de 6,5 m de largeur moyenne et sur 3 m de hauteur . Le toit est le mur sont formés d'une succession de bancs de schiste gréseux et de grès compact (annexeV).

Dans chaque montage, nous avons distingué deux zones selon leur emplacement par rapport aux extrémités (fig. IV B1) :

- Une zone située loin des extrémités du montage, soumise à l'état des contraintes naturelles , où nous avons enregistré de faibles déplacements au toit .
- Une zone située à proximité des carrefours entre les voies de tailles, soumise à une concentration de contrainte supplémentaire, où le déplacement du toit mesuré est important .

B1- Présentation de la méthode d'analyse .

L'analyse et l'interprétation des mesures in-situ se déroule en deux phases (fig. IV B2a)

B11- Dépouillement des mesures in-situ :

- A partir des observations endoscopiques dans différents forages au toit nous essayons de définir un schéma de "stratification type" correspondant à la zone étudiée. Les cassures horizontales les plus fréquemment observées dans les forages délimitent les différents bancs du toit.

1ère phase
dépouillement des
mesures in situ

Recherche du schéma le plus
représentatif de la stratigraphie
du toit(4m)

Choix de la station de mesure
d'expansion la plus conforme à
ce schéma de stratification
<théorie des poutres>

Modélisation (UDEEC) : calcul du déplacement
vertical correspondant le plus possible aux
résultats des mesures d'expansion par
variation des raideurs des joints

Calcul (ELFI) de l'état de
contrainte correspondant au
déplacement calculé
précédemment

2ème phase :
modélisation
et calage

Risque de
flambage ou
rupture locale

oui

introduction de la fissuration
induite dans le modèle

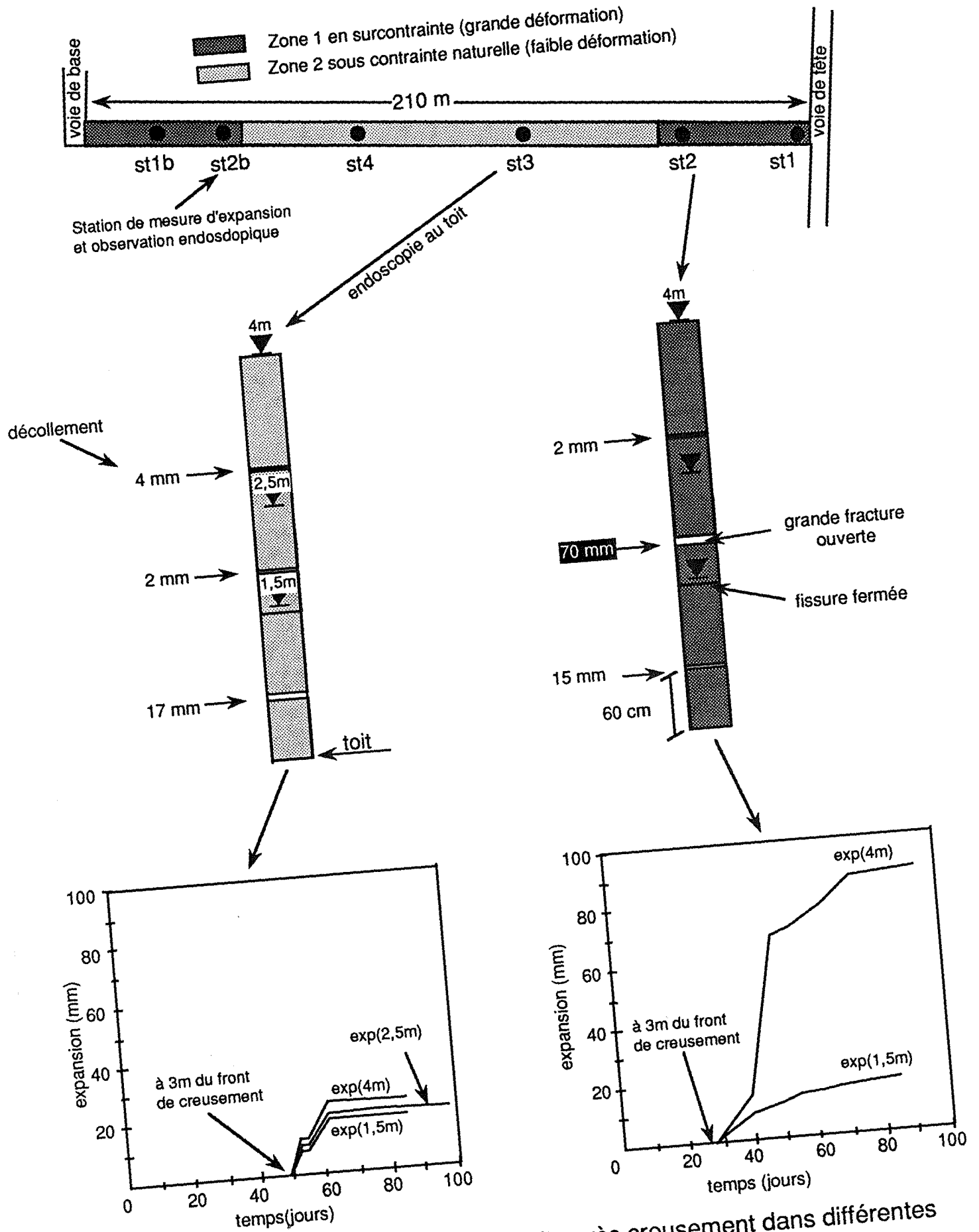
non

Vérification de la conformité
qualitative des résultats des
calculs avec les mesures in situ

modélisation (UDEEC)
calcul des déplacements
définitifs

Détermination de critères
d'alerte

Fig IV B 2a : Méthodologie suivie



figIV B 1 : Etat de fissuration du toit après creusement dans différentes zones du montage(ERNA III nord)

- Nous choisirons ensuite la "station de mesure d'expansion type" qui donne les résultats d'expansion (décollement entre bancs) les plus *conformes* au schéma de "stratification type" défini précédemment . Les critères de conformité sont fondés sur des règles simples de la théorie des poutres (relation entre le décollement et les épaisseurs des bancs) .

- Une correction est apportée au schéma de "stratification type" initial visant à donner plus de poids aux cassures horizontales observées dans le forage correspondant à la "station de mesure d'expansion type" sélectionnée à l'étape précédente.

Ainsi nous aurons pour chaque zone du montage, un schéma de "stratification type" sur 4 m du toit, et "une courbe de mesure d'expansion type" présentant l'évolution du mouvement du toit en fonction du temps écoulé après le creusement .

B12 - Modélisation et calage

Après avoir établi le schéma type de la stratification au toit et le déplacement relatif correspondant, nous passons au stade de la modélisation qui consiste à :

* *Appliquer la méthode des éléments distincts (code UDEC), pour retrouver les valeurs des décollements entre bancs mesurés in-situ* . Pour cela nous faisons varier les raideurs des joints de stratification (des paramètres importants que nous n'avons pas mesurés sur site). Nous aurons en conséquence, les **déplacements absolus** des différents bancs du toit.

* *Appliquer la méthode des éléments finis, pour déterminer l'état de contrainte au niveau de chaque banc du toit*, correspond aux déplacements absolus calculés précédemment . (Le code UDEC ne permet pas de gérer automatiquement des fissures en cas de rupture par traction) :

- Lorsque la modélisation aux éléments finis met en évidence une rupture locale de la roche au toit, nous reprenons la modélisation par la méthode des éléments distincts en simulant une fissuration induite par la rupture .

- Lorsque la modélisation aux éléments finis montre que l'état de contrainte ne dépasse pas les critères de rupture nous supposons que des banc du toit restent continus .

* *Définir des scénarios de comportement du toit à partir des résultats finaux obtenus par la modélisation aux éléments distincts* .

* *Caractériser qualitativement chaque phase du scénario* , en se basant sur les résultats de dépouillement des mesures in-situ .

B2 - Les différents scénarios envisageables dans le cas des montages de tailles étudiés

B21 - 1er scénario : Stabilité du toit en absence de rupture locale (cas du montage Erna III, zone 2)

La zone (2) du montage Erna III (fig. IV B1) est soumise à un état de contrainte supposé quasiment hydrostatique ($\sigma_v = \sigma_h = 20$ MPa) .

* *La modélisation par la méthode des éléments distincts* nous a permis de calculer un déplacement absolu vertical de 3,65 cm au niveau du premier banc du toit (fig. IV B4a) . Celui-ci est obtenu avec des valeurs de décollement entre bancs égales à celles mesurées in-situ (fig. IV B1), et correspondant à des joints de stratification ayant comme caractéristiques ($K_n = 5000$ MPa/m ; $K_s = 1000$ MPa/m ; $\tan \varphi = 0,31$) .

* *La modélisation par la méthode des éléments finis* (fig. IV B2b), montre que la répartition des contraintes au toit (fig. IV B3a et b) témoigne d'une légère flexion des quatre premiers bancs . Nous vérifions que les bancs du toit travaillent en compression et que la rupture

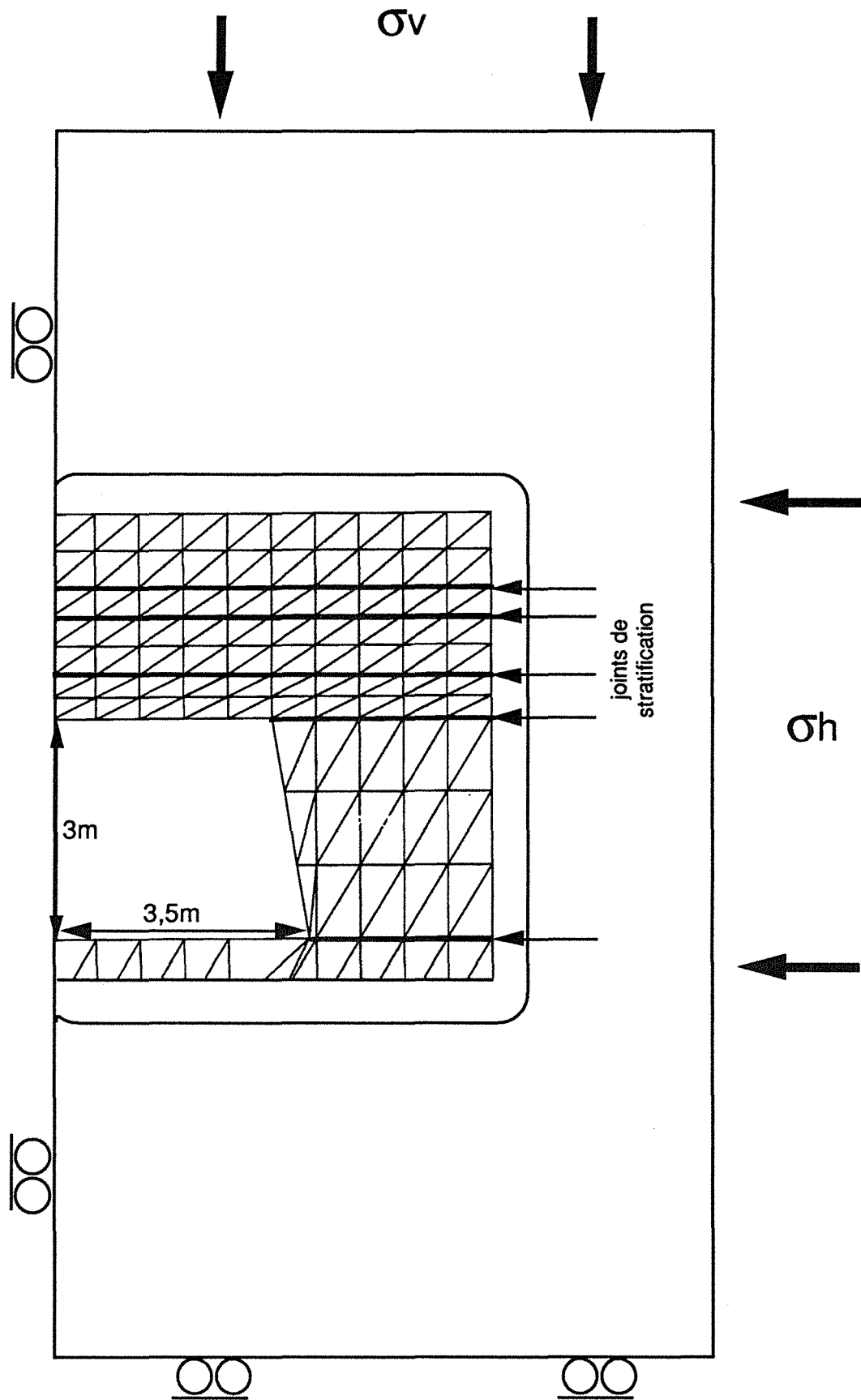
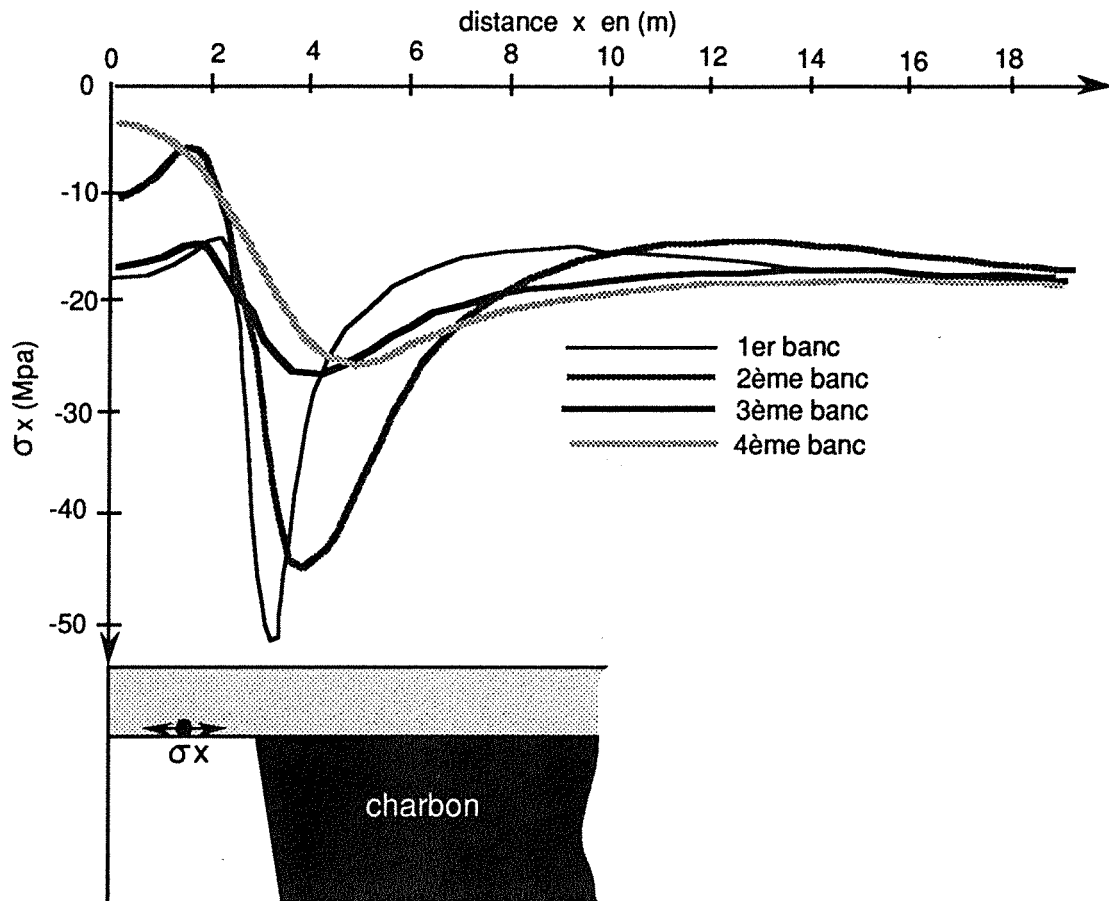
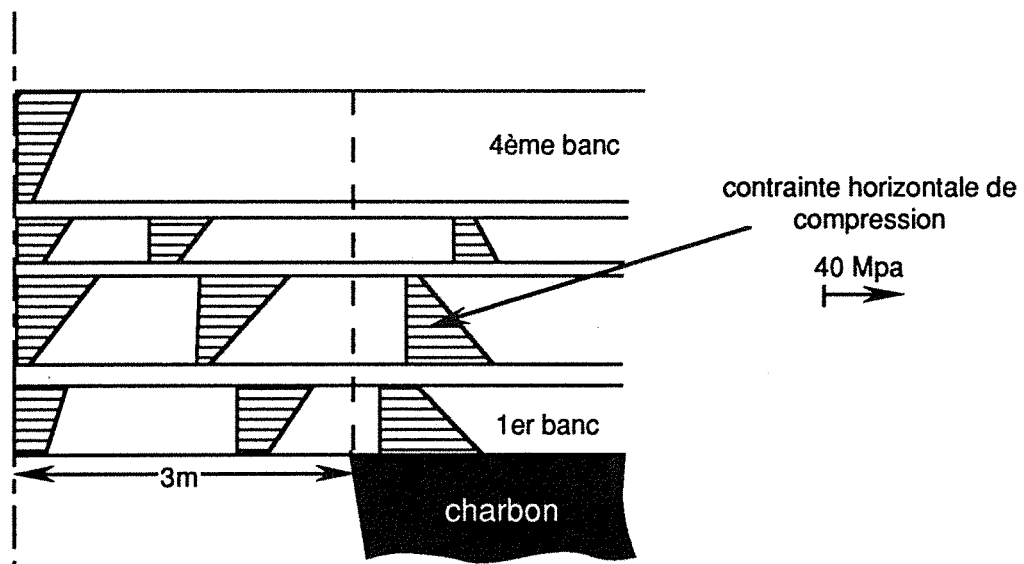


Fig IV B 2b : Modélisation par la méthode des éléments finis



a - Répartition de la contrainte horizontale sur la fibre inférieure dans les bancs du toit



b - Répartition des contraintes horizontales au niveau des sections les plus sollicitées du toit

Fig IV B 3 : Modélisation par la méthode des éléments finis.
Répartition des contraintes horizontales au toit

de la roche par traction est peu probable . Une rupture de la roche par compression peut avoir lieu au niveau du premier banc à 30 cm au delà des parements. Cette rupture étant très locale, elle est supposée sans répercussion significative sur le comportement global du toit . *Les bancs du toit conservent donc leur continuité (pas de rupture locale par traction) .*

* *L'analyse de l'évolution du mouvement* du toit en fonction du temps montre qu'il existe une cohérence qualitative assez significative entre l'évolution des expansions mesurées sur site et celles calculées par la modélisation aux éléments distincts (cf fig. IV B 4d). Le mouvement du toit se décompose en trois phases successives :

- **1er phase** : *Flexion des trois premiers bancs du toit*

+ *Les résultats de la modélisation* montrent qu'elle correspond à la flexion des trois premiers bancs successivement, et se caractérise par une diminution de la contrainte horizontale sur la fibre inférieure au niveau du premier banc et par une vitesse de déformation importante. Le déplacement absolu calculé au niveau du premier banc est de 1,6 cm (fig. IV B4a) .

+ *Les mesures in-situ* ont permis d'évaluer la vitesse de déformation relative (entre 0 et 4 m au toit) à 0,3 cm/j , la durée de cette phase à 4 jours . Le déplacement relatif résultant est de 1,2 cm (fig. IV B1).

- **2ème phase** : *Flexion des bancs supérieurs (4 m au dessus du toit)*

+ *La modélisation* montre que le vide, créé par le décollement successif des trois premiers bancs (pendant la première phase), provoque une détente de la roche et déclenchent un mouvement de flexion d'ensemble des quatre premiers bancs suivi d'un glissement horizontal le long des joints de stratification (fig. IV B4b) . Ceci entraîne un confinement au niveau de la fibre inférieure du premier banc . La vitesse de déformation est plus faible que dans la première phase et le déplacement absolu est de l'ordre de 0,8 cm.

+ *Les mesures in-situ* n'ont pas permis de caractériser quantitativement cette phase, puisque la profondeur de l'ancrage des fils d'expansion n'est que de 4 m. Les mouvements relatifs sont par conséquent nuls . Nous avons pu estimer la durée de cette phase à deux jours .

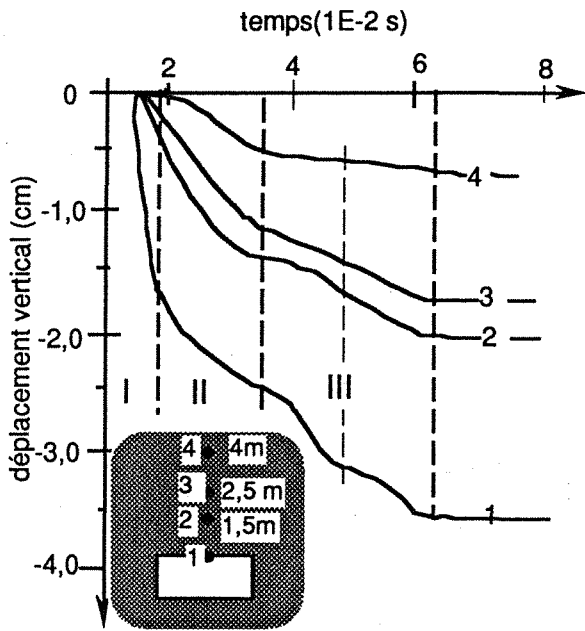
- **3ème phase** : *Stabilisation des déplacements des bancs supérieurs (au dessus de 4 m au toit) .*

+ *Les résultats de la modélisation* montrent que cette phase se caractérise par la stabilisation du mouvement du quatrième banc. Par contre, les trois premiers bancs continuent à se déformer d'où l'augmentation des valeurs d'expansion (entre 0 et 4 m au toit ; fig. IV B4d). La vitesse du mouvement est moins importante que lors de la première phase, le déplacement vertical absolu calculé au cours de cette phase est estimé à 1,1 cm après quoi le mouvement du toit se stabilise totalement.

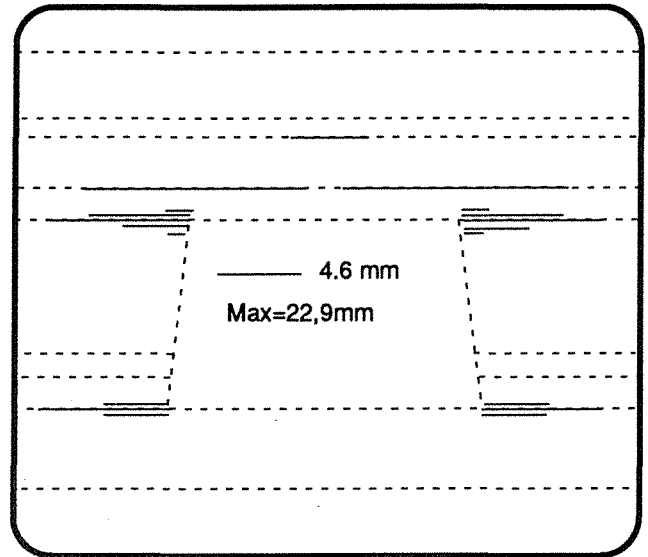
+ *Les mesures in-situ* ont permis d'estimer la vitesse de déformation à 0,17 cm/j, moins importante que lors de la première phase du mouvement . L'expansion mesurée, entre 0 et 4 m au toit, est de l'ordre de 1 cm . Le mouvement se stabilise après une expansion totale de l'ordre de 2,2 cm et dans une durée totale de 11 à 12 jours après le creusement .

B22- Deuxième scénario : Stabilité du toit avec rupture locale de la roche
(Cas du montage Erna III zone (1))

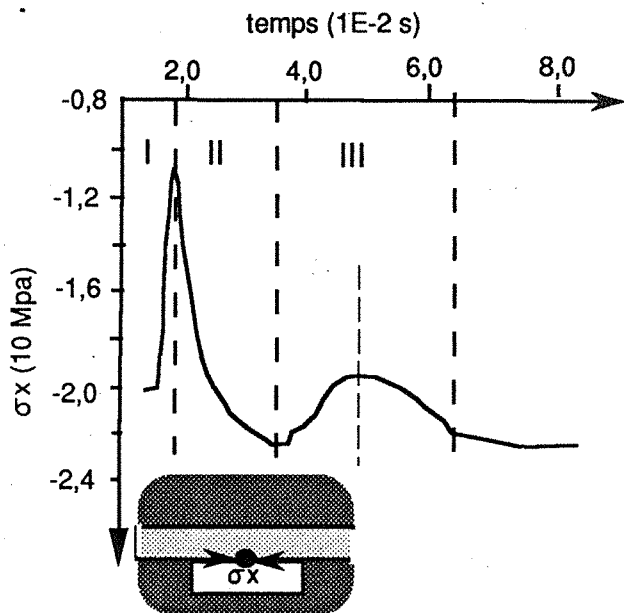
La zone (1) du montage Erna III est située à une distance allant de 10 à 50 m au delà du carrefour entre la voie de taille et le montage . Cette zone est, par conséquent soumise à une concentration de contrainte *verticale* supplémentaire. Pour sa modélisation nous avons adopté (comme approche) l'état de contrainte : $\sigma_v = 40$ MPa ; $\sigma_h = 20$ MPa . La stratification du toit est similaire à celle de la zone (2) (fig. IV B1).



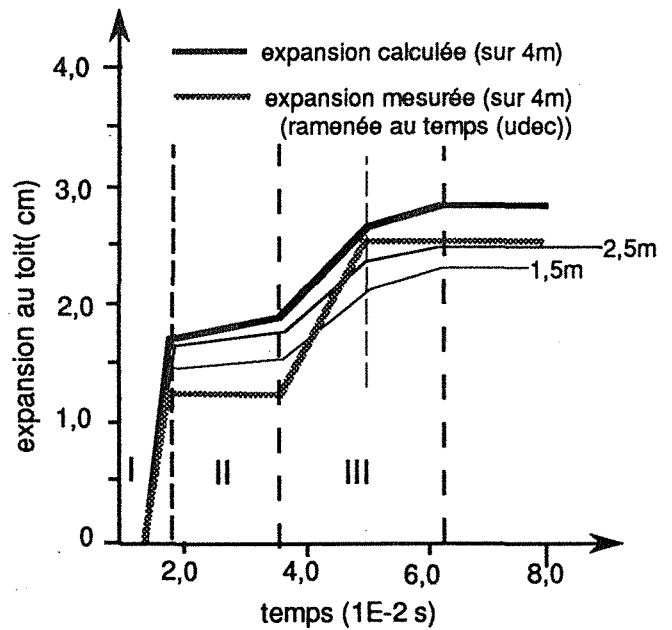
a - Evolution du déplacement vertical au toit



b - Glissement le long des joints de stratification



c - Evolution de la contrainte horizontale σ_x



d - Evolution de l'expansion au toit au milieu du montage

Fig IV B 4 : Modélisation par la méthode des éléments distincts
1er scénario : stabilité du toit en l'absence de rupture locale de la roche

* *La modélisation par la méthode des éléments distincts* montre, que pour retrouver les valeurs de décollement mesuré in-situ (de l'ordre de 7cm) entre les trois premiers bancs et le quatrième, il faut introduire dans le modèle, des caractéristiques de joints de stratification quasiment nulles, ce qui entraîne un déplacement vertical absolu du premier banc de l'ordre de 30 cm.

* *Les calculs obtenus par la méthode des éléments finis* montrent qu'au delà de 5 cm de déplacement vertical au niveau du premier banc, la flexion des bancs du toit devient importante et provoque l'apparition de rupture locale par traction . Les zones de rupture montent jusqu'à 3,8 m au toit (fig. IV B5a) . Pour tenir compte de cette discontinuité, nous avons introduit dans le modèle des fissures verticales .

* En tenant compte des discontinuités au toit . *La modélisation par la méthode des éléments distincts* montre que le mouvement se stabilise après un déplacement vertical absolu de 21 cm au niveau du premier banc . L'analyse de l'évolution du mouvement en fonction du temps révèle l'existence d'une cohérence qualitative entre les résultats de *la modélisation* et les expansions *mesurées in-situ* (fig.IV B6d) .

- 1ère phase : Flexion des premiers bancs du toit

+ *La modélisation* met en évidence une flexion successive des trois premiers bancs accompagnée d'un léger glissement de l'ordre de 1 cm le long des fissures verticales (fig.IV B6 a et b). Cette flexion entraîne une détente sur la fibre inférieure au niveau du premier banc (fig. IV B6c). Le déplacement vertical absolu au toit est de 5,8 cm.

+ *Les mesures d'expansion in-situ* montrent que, dans cette phase, l'évolution de l'expansion (à 4 m du toit) se fait selon deux vitesses : La première estimée à 0,12 cm/j correspondant au début de la flexion . La deuxième, plus élevée, estimée à 0,48 cm/j correspondant probablement à une flexion *accompagnée de fissurations verticales* (cf chap III). Nous notons que la vitesse moyenne au cours de cette étape est de l'ordre de 0,3 cm/j et que l'expansion totale (sur 4 m au toit) est de l'ordre de 6,5 cm (fig. IV B1).

- 2ème phase : Flexion des bancs supérieurs (4ème banc)

+ *La modélisation* met en évidence une flexion qui affecte le quatrième banc (situés à plus de 4 m du toit) et dont le déplacement vertical est de 3 cm . Le déplacement vertical des blocs centraux au niveau des trois premiers bancs se compose (fig IV B6b) :

-D'un glissement le long des fissures verticales estimées à 1,3 cm dans le premier banc.

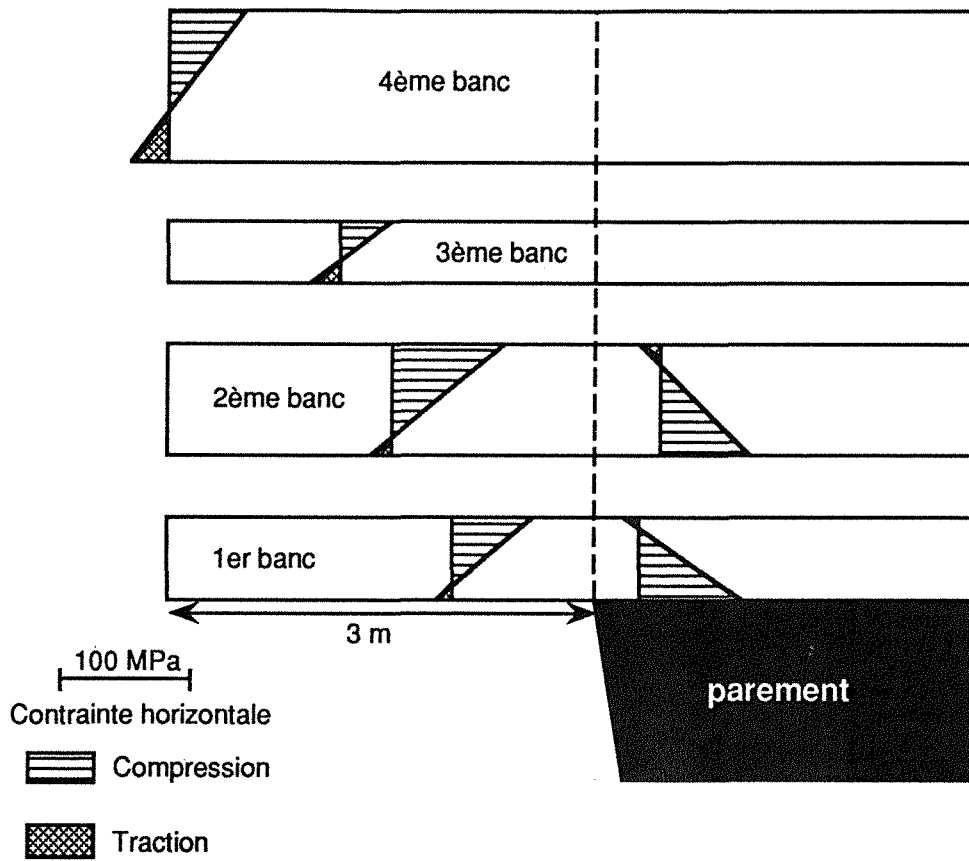
-D'un affaissement vertical résultant de la déformation du contact entre les blocs latéraux et les blocs centraux, estimé à 1cm dans le premier banc (cf chap. III).

La vitesse de déplacement au cours de cette phase est légèrement plus faible que lors de la phase précédente . L'état du toit à la fin de cette phase est présenté sur la figure IV b7a.

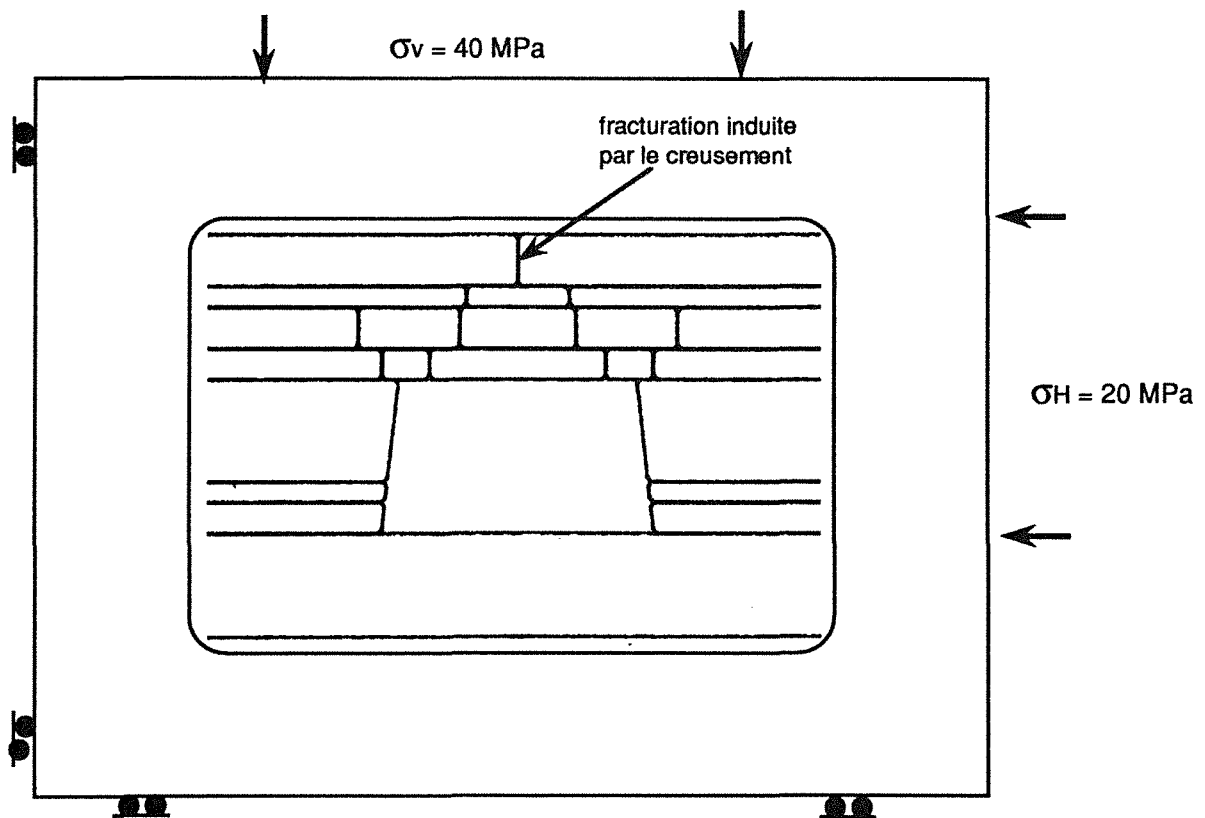
+ Les mesures in-situ compte tenu de la profondeur de l'ancrage des fils d'expansion ne permettent pas d'estimer la vitesse de déplacement absolu, nous avons donc enregistré une vitesse d'expansion relative (entre 0 et 4 m) au toit de 0,07 cm/j qui est probablement un peu plus faible que la vitesse absolue.

- 3ème phase : Glissement et succession d'états d'équilibre instables

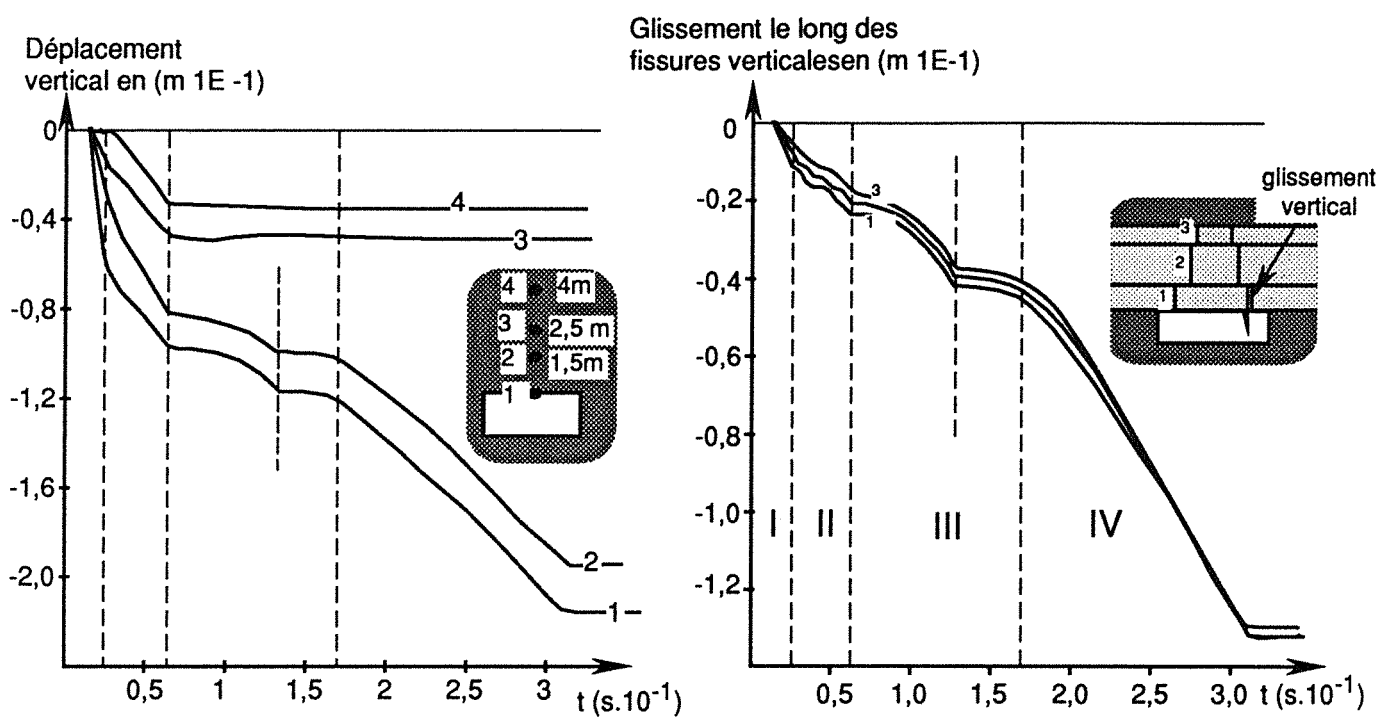
+ *La modélisation* montre que les bancs situés à plus de 2,5m du toit se stabilisent et le décollement entre l'ensemble des trois premiers bancs et le quatrième commence à prendre de l'ampleur (fig. IV B6a et b) . L'état au toit au cours de cette phase est schématisé par la figure IV B7b. Le mouvement du toit résulte essentiellement, d'un glissement des blocs de 2 cm le long des fissures verticales, et d'un léger affaissement de l'ordre de 0,3 cm dû à la rotation des blocs latéraux.



a - Répartition des contraintes horizontales sur les sections les plus sollicitées au toit (zone 1)

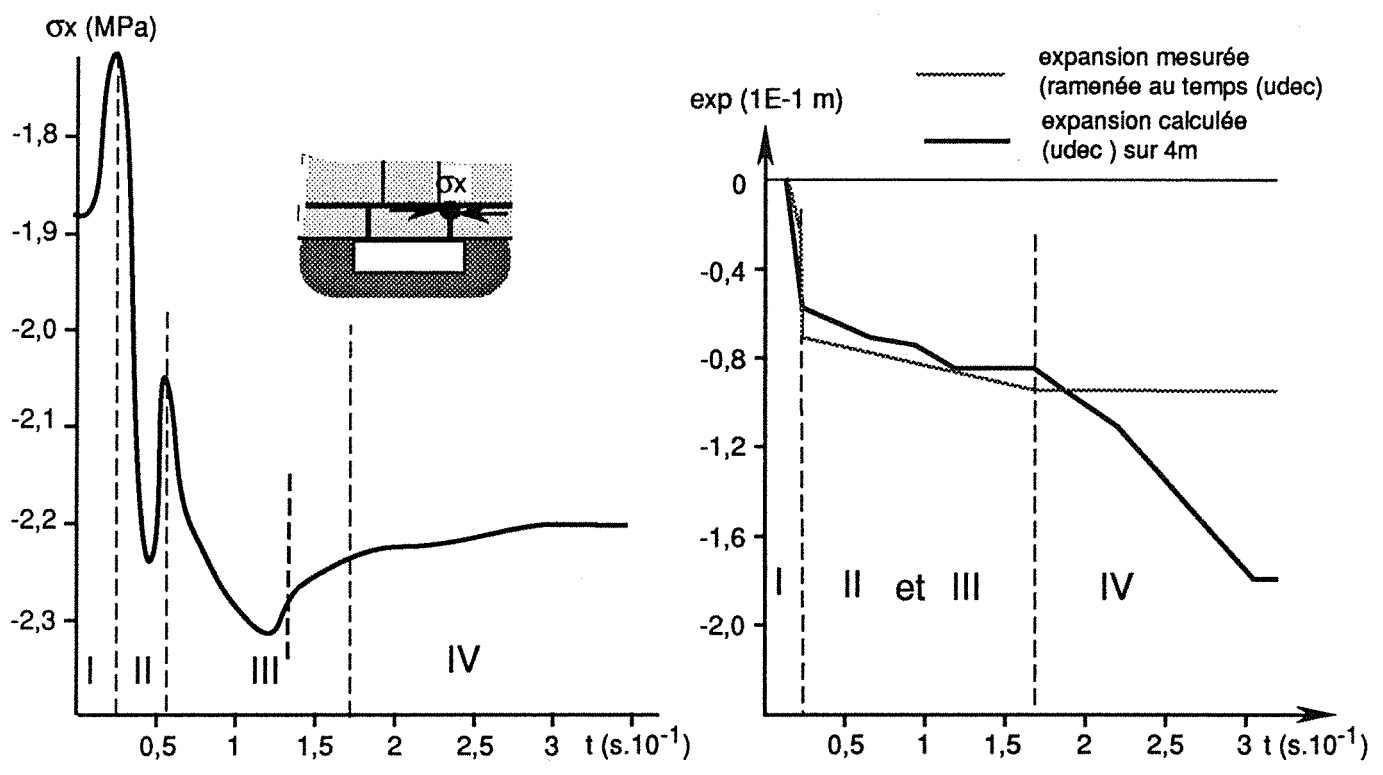


b - Modèle servant pour la modélisation par la méthode des éléments distincts



a - Evolution des déplacements verticaux au milieu du montage

b - Evolution du glissement le long des fissures verticales latérales



c - Evolution de la contrainte horizontale σ_x au niveau du contact

d - Evolution de l'expansion au toit entre 0 et 4 m

Fig. IV - B6 : Modélisation par la méthode des éléments distincts (2ème scénario : stabilité du toit avec rupture locale de la roche)

La vitesse moyenne absolue au cours de cette phase est faible, comparée à celles des phases précédentes puisque le mouvement passe par deux états d'équilibre intermédiaires temporaires (cf chap. III) . Elle est quasiment égale à la vitesse du mouvement de glissement , calculé dans la phase précédente (cf fig. IV B6 b et d) . Par conséquent si on ne tient pas compte de la déformation du quatrième banc, les phases 2 et 3 seront confondues.

Le déplacement relatif total entre 0 et 4m correspondant aux phases 2 et 3 confondues est de l'ordre de 3,6 cm.

+ *Les mesures in-situ* permet d'affirmer que cette phase est confondue avec la deuxième. La vitesse de déplacement réelle est de 0,07 cm/j, elle représente la vitesse absolue du mouvement au cours de la 3ème phase et la vitesse relative (entre 0 et 4 m) au cours de la 2ème phase . L'expansion totale entre 0 et 4 m correspondant à ces deux phases est estimée à 1,86 cm.

- Quatrième phase : *Accélération du mouvement de glissement*

+ *Les résultats de la modélisation* indiquent que le mouvement de glissement des blocs centraux subit une accélération importante provoquée par le lâchage du bloc central dans le 3ème banc (fig. IV B 7c) . Après un déplacement vertical de 8,5 cm le mouvement du toit se stabilise et un équilibre par arc-boutement se réalise (augmentation de la contrainte normale au niveau des fissures verticales ; fig. IV B 6c) .

Le déplacement total depuis le début du creusement est estimé à 20,5 cm .

+ Vu la présence du soutènement porteur, *les mesures in-situ* ne permettent pas de caractériser cette phase d'accélération . En effet le mouvement se stabilise à la fin de la troisième phase, la vitesse de déplacement enregistrée durant cette quatrième phase est de l'ordre de 0,009 cm/j (fig. IV B 1) .

B23 - 3ème scénario : Rupture du toit après un mouvement relatif des blocs important

Ce troisième scénario peut être envisagé dans le cas où la pression de soutènement est insuffisante pour arrêter le mouvement des blocs centraux (exemple ; si la longueur des boulons est inférieure à 2,5m dans le cas des montages de taille étudiés) .

Le mouvement du toit se déroule selon les mêmes phases que dans le deuxième scénario sauf au cours de la quatrième phase où l'accélération du mouvement de glissement des blocs déclenchée par le lâchage du troisième banc ne s'atténue pas, l'équilibre par arc-boutement ne se réalise pas vu la diminution de l'angle de frottement entre les fissures verticales que nous avons introduit dans le modèle (simulation d'une éventuelle dégradation au niveau des fissures verticales fig. IV B7 d) .

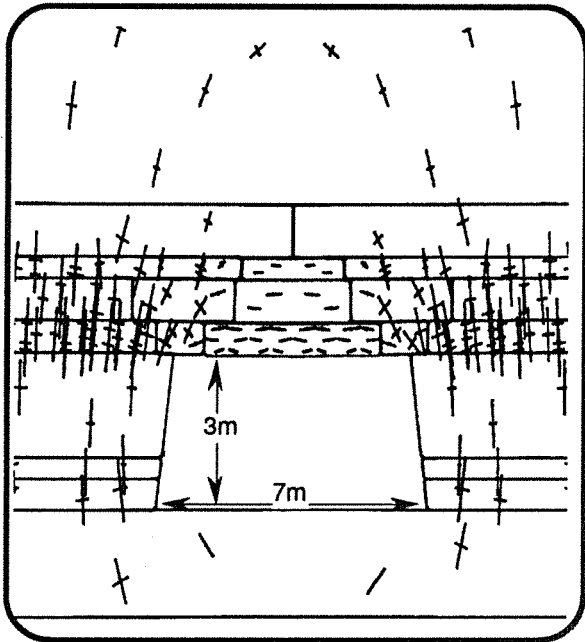
B3 - Les critères de détection d'éboulement .

La détection automatique des instabilités accompagnée d'un système d'alarme sonore, nécessite la définition de critères d'alarme fiabes pour éviter les fausses alertes, qui peuvent engendrer des problèmes sérieux d'organisation, et précis pour donner un temps suffisant pour l'évacuation du personnel.

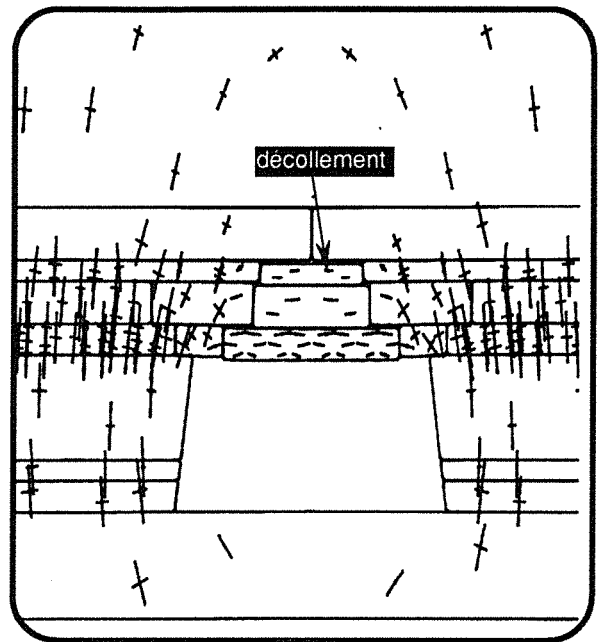
Les scénarios de comportement du toit présenté précédemment et les critères d'éboulement étudiés aux chapitre III, nous permettent de proposer deux critères d'alarme qui dépendent des phases du mouvement du toit :

- Déplacement critique

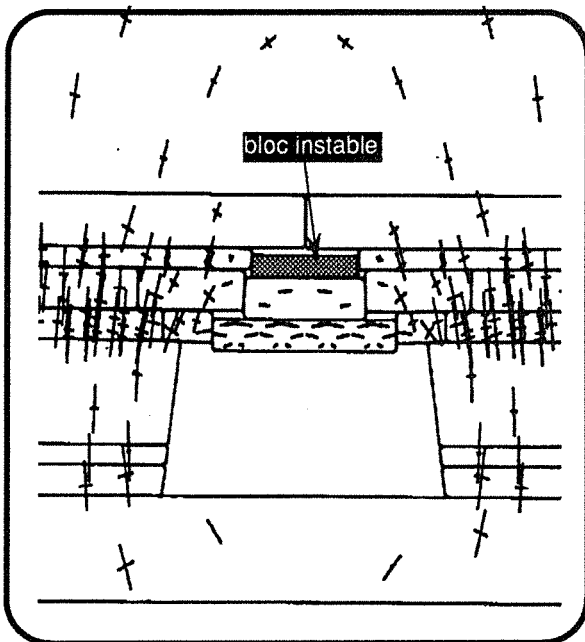
Au cours des deux premières phases du mouvement du toit la vitesse de déplacement peut être assez importante sans danger significatif sur la stabilité du toit . Aussi une accélération du mouvement dû à un faible glissement le long des fissures verticales, ne signifie pas toujours



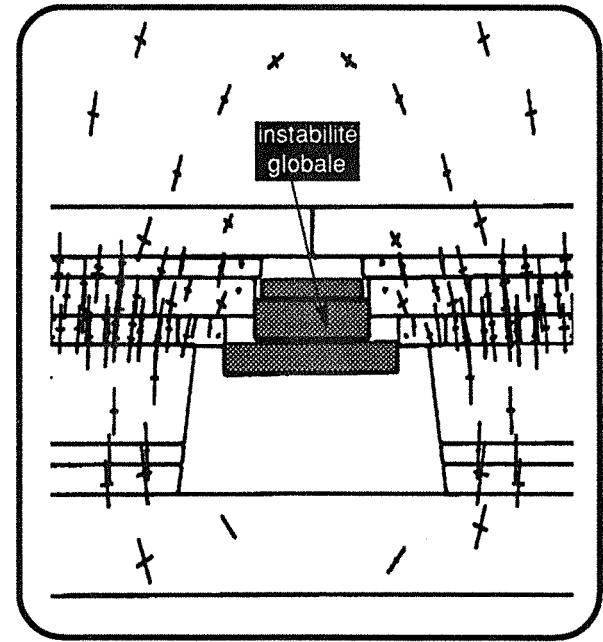
a - Etat du toit après 1500 cycles
($\varphi = 5^\circ$ σ max = 59,2MPa)



b - Etat du toit après 5000 cycles
($\varphi = 5^\circ$ σ max = 64 MPa)



c - Etat du toit après 10000 cycles
équilibre stable $\varphi = 5^\circ$ σ max = 64,2MPa



d - Phase éboulement du toit
 $\varphi = 2^\circ$ σ max = 65 MPa

Fig IV B 7 : Modélisation par la méthode des élément distincts : scénario 2 et 3
Etat du toit au cours des différentes phases du mouvement

	Mécanisme	Déplacement absolu calculé (cm)	Déplacement observé entre 0 et 4 m (cm)	Vitesse observée entre 0 et 4 m (cm/jour)	Vitesse calculée ₂ (cm/s)*10 ²
1er scénario	Phase 1 : flexion des 3 premiers bancs	1,6	1,2	0,3	2,56
	Phase 2 : flexion des bancs supérieurs	0,8	0	0	0,37
	Phase 3 : stabilisation des déplacements des bancs supérieurs	1,1	1	0,17	0,3
2è scénario	Phase 1 : flexion des 3 premiers bancs	5,75	6,5	0,3	6,38
	Phase 2 : flexion des bancs supérieurs	3,3	1,8	0,07	0,86
	Phase 3 : glissement et succession d'états d'équilibre temporaire	2,3			0,22
	Phase 4 : accélération du mouvement de glissement	8,5 sans soutènement	0,1 avec soutènement	0,009	0,62
3è scénario	Phase 1	5,75	idem scénario 3		6,3
	Phase 2	2,6			0,9
	Phase 3	3,2			0,25
	Phase 4	Eboulement			0,8

Tableau IV - B1 : Synthèse des différents scénarios de comportement du toit

l'éboulement.

Ce qui nous paraît primordial au cours des deux premières phases (10 jours après le creusement) est de fixer la valeur de déplacement critique au delà de laquelle la rupture locale engendre l'éboulement du toit, Le 1^{er} critère est donc : *le déplacement maximal au delà duquel il sera impossible d'obtenir un équilibre par arc-boutement*.

D'après l'étude du phénomène d'arc-boutement présentée dans le troisième chapitre nous proposons un seuil de déplacement critique de l'ordre de h_1 / s (le coefficient s correspond aux risques de glissement au niveau de l'arc-boutement h_1 et l'épaisseur du premier banc du toit).

Ce critère est adopté pour des ouvrages situés à grande profondeur (flexion amplifiée) où le toit peut subir de fortes déplacements avant la rupture locale de la roche (banc précontraint chap. II).

- Accélération critique

Au cours de la troisième phase (10 à 15 jours après le creusement pour le cas des montages étudiés en Lorraine), La vitesse moyenne de déplacement est faible. Ce mouvement à tendance à se stabiliser par arc-boutement, dans le cas du deuxième scénario, ou par blocage du glissement des bancs le long des joints de stratification horizontaux dans le cas du premier scénario.

Dans ces conditions nous proposons un critère d'alarme à deux composantes :

- *Accélération du mouvement de déplacement vertical*

- *Déplacement critique après accélération* (correspondant à un saut ; fig. IV B 8).

Ce déplacement est compté à partir de chaque accélération (point zéro). Pour le cas des montages étudiés en Lorraine, nous avons estimé le déplacement critique (d_{cri}) à partir des résultats de la modélisation à 8cm.

Nous avons introduit cette deuxième contrainte de déplacement critique car pendant cette troisième phase, caractérisée par des successions d'états d'équilibre temporaires (donc plusieurs accélérations du mouvement), il est difficile de distinguer entre l'accélération qui précède l'éboulement de celle qui précède un état d'équilibre stable.

Les critères d'alarme dépendent essentiellement du mécanisme d'éboulement du toit, leur quantification est plutôt liée à la nature des terrains, à la rigidité des bancs à la flexion, et à la possibilité de glissement des blocs le long des discontinuités (caractéristiques des discontinuités)

Les critères qualitatifs que nous avons proposé dans cette étude nous paraissent applicable de manière générale à tout type d'ouvrage souterrain, creusé en section quadrangulaire de grande largeur.

B4- Conclusion

* La méthodologie de modélisation que nous avons adoptée nous a permis d'élaborer des scénarios de comportement du toit de galeries quadrangulaires de grande largeur. Ceux-ci ont prouvé leur efficacité comparé aux résultats des mesures in-situ.

* Cette approche nous paraît crédible pour deux raisons :

- L'ordre de grandeur des déplacements réels que l'on arrive à retrouver par le calcul.

- L'évolution qualitative du mouvement du toit dans le temps, confirmé par les mesures d'expansion sur site.

* Dans le comportement du toit, trois scénarios sont envisageables (cf tab IV B1) :

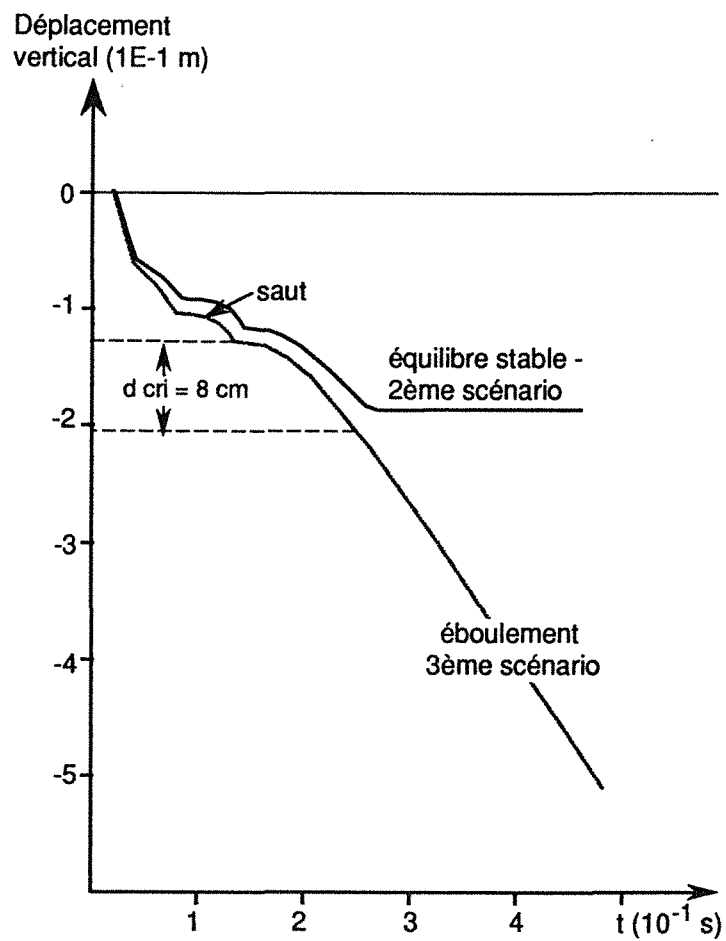


Fig. IV - B 8 : Evolution des déplacements au toit au cours de l'éboulement : détermination du déplacement critique

- Le premier conduit à la stabilité sans rupture locale de la roche.
- Le deuxième aboutit à la stabilité, malgré des ruptures locales et des mouvements relatifs de blocs .
- Le troisième peut conduire à l'éboulement après rupture locale et mouvement relatif des blocs important .

* Les mesures in-situ vont de paire avec le travail de modélisation . Comme nous l'avons démontré précédemment, si la modélisation nous à permis de définir des scénarios plausibles pour envisager le comportement du toit et de définir qualitativement les différentes phases de son mouvement, les mesures in-situ sont indispensables pour qualifier ces différentes phases et définir les seuils permettant la détection des instabilités du toit.

Pour cela deux types de mesures in-situ s'avèrent indispensables :

- Des observations endoscopiques et des sondages carotté au toit . Ils permettent la définition des plans de discontinuité horizontaux au toit et la détermination des caractéristiques mécaniques des bancs du toit . Ces observations doivent se faire périodiquement au moins 2 à 3 fois au cours du creusement de la galerie au niveau de stations suffisamment éloignées du front.

- Des mesures d'expansion au toit périodiques (tous les 7 jours par exemple) avec des ancrages remontant au moins à 6 m dans le toit (contrairement aux montages étudiés où nous montrons que la hauteur maximale d'ancrage des fils d'expansion adopté (4m) est trop faible pour détecter tous les déplacements du toit)

* La surveillance en continu et automatisée des risques d'instabilités dans les ouvrages souterrains nécessite :

- Une bonne connaissance du site et des particularités de son comportement .
- Une bonne connaissance des phénomènes qui régissent le mécanisme de déformation et de l'éboulement du toit . Pour cela la maîtrise de la modélisation analytique et numérique s'avère indispensable .

C - SYNTHÈSE ET ASPECTS PRATIQUES

La décision des moyens à mettre en oeuvre pour prévenir et remédier aux instabilités dans les galeries souterraines de grande largeur, doit reposer sur une analyse des mécanismes d'instabilité qui risquent de se produire dans ce genre d'ouvrage.

L'analyse rigoureuse des instabilités nécessite deux types de connaissances :

- * une connaissance minimale des caractéristiques de l'ouvrage et du terrain environnant,
- * une connaissance en matière de modélisation des structures naturelles.

Nous présentons dans ce qui suit notre méthodologie d'étude des instabilités, en proposant quelques conseils pratiques, à partir de notre expérience en matière de modélisation et nos enquêtes dans différents chantiers (Houillères de Provence et de Lorraine) (Fig. IV.C1) :

C1 - Détermination des caractéristiques mécaniques et géométriques du toit.

La fiabilité des résultats de la modélisation numérique, est liée en grande partie à la précision sur la détermination des caractéristiques du toit, les plus importantes parmi celles-ci sont :

- *L'épaisseur des différents bancs* jusqu'à au moins 5 m au toit. La méthode la plus précise consiste à faire des observations endoscopiques, dans des forages dans la partie centrale de la galerie. Ces observations doivent être réalisées loin du front de creusement (30 à 40 m). L'épaisseur du premier banc est fixée par la distance entre le toit et le premier plan de discontinuité parallèle au toit. (il ne faut pas confondre l'épaisseur des bancs avec la distance entre les joints de stratification qui séparent deux bancs de nature géologique différente.)

Les applications étudiées dans le chapitre IV (les Houillères de Provence et de Lorraine) montrent qu'un banc homogène situé entre deux joints de stratification peut être divisé par un ou deux plans de discontinuités parallèles au banc.

- *Le module d'élasticité et la résistance à la compression de la roche* constituant les différents bancs du toit, ceci à partir d'essais classiques de compression simple.

- *Le module d'élasticité de la couche excavée* qui permet de quantifier approximativement la compressibilité des parements.

- *La densité de la fissuration naturelle* perpendiculaire au banc.

- *L'état de contrainte initial dans le massif rocheux* : cet état est caractérisé par la valeur des contraintes principales et leurs orientations par rapport à l'axe de la galerie. L'état de contrainte est généralement lié à la profondeur, mais il est très affecté par l'histoire géologique des terrains, ce qui rend indispensable la réalisation de mesures in-situ.

C2 - L'étude de la rupture macroscopique de la roche à l'échelle locale

Dans l'étude de la rupture locale de la roche nous cherchons à répondre à deux questions :

- Y a-t-il des risques de flambage ?
- Dans quelle partie de l'ouvrage se situerait une éventuelle rupture locale ?

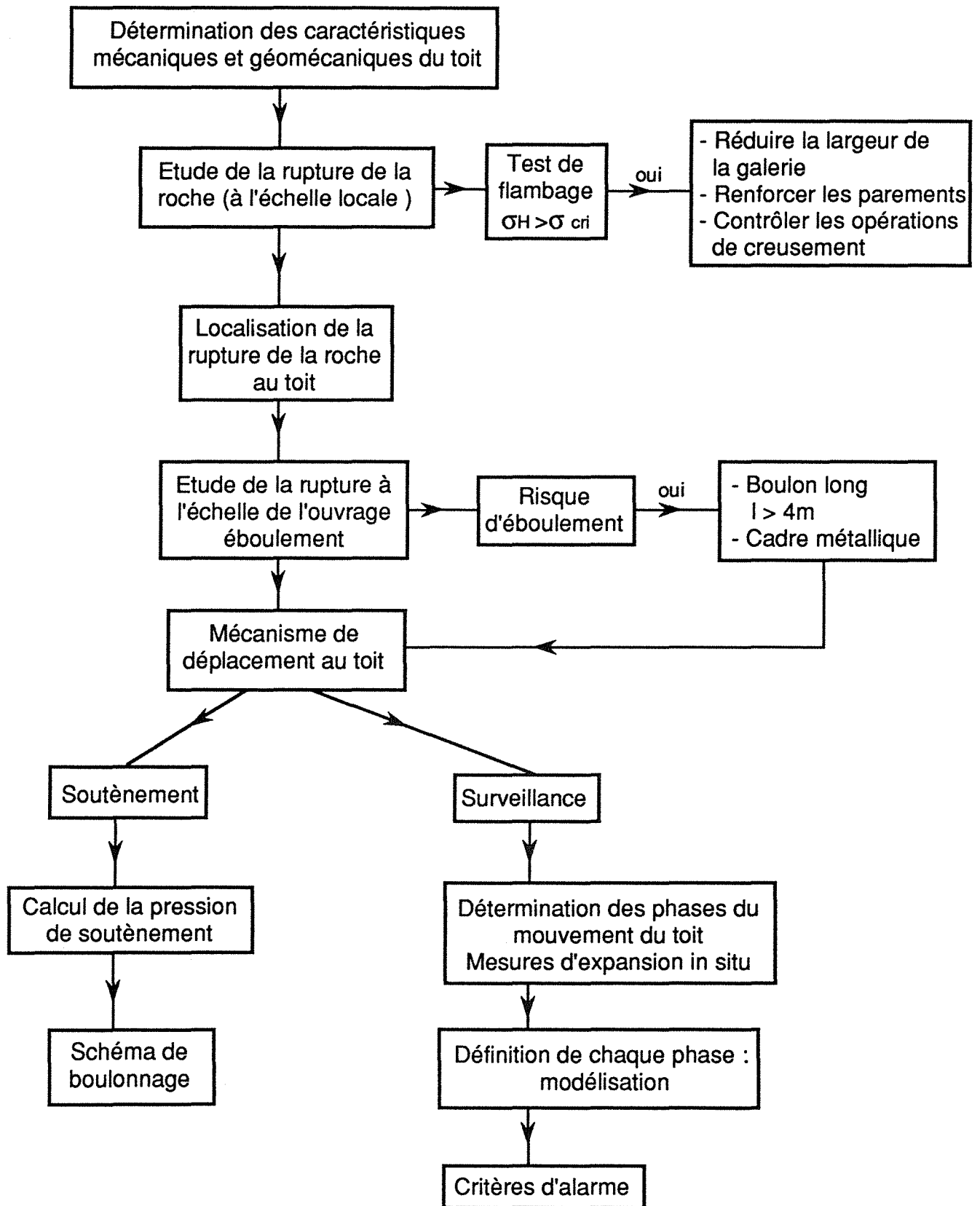


Fig IV C 1. : Méthodologie de l'étude des instabilités dans les galeries de grande largeur

C21 - Les risques de flambage

* Deux paramètres sont déterminants pour la définition des risques de flambage dans le toit d'une galerie quadrangulaire :

- le rapport de l'épaisseur du premier banc sur la largeur de la galerie
- la contrainte horizontale naturelle.

* Les relations suivantes permettent de vérifier la susceptibilité du banc au flambage :

- Dans le cas où la couche excavée est très rigide ($E_0 > 7000$ MPa), la condition de non flambage est :

$$\sigma_H < \frac{2,46}{s} \frac{E}{1-\nu^2} \left(\frac{h}{a}\right)^2$$

- Dans le cas où la couche excavée est très compressible et susceptible de dégradation (charbon, phosphate, argile ... $E_0 < 3000$ MPa).

$$\sigma_H < \frac{1,64}{s} \frac{E}{1-\nu^2} \left(\frac{h}{a}\right)^2$$

- Dans le cas où une fissuration verticale naturelle affecte le banc nous proposons une approximation grossière :

$$\sigma_H < \frac{0,6}{s} \frac{E}{1-\nu^2} \left(\frac{h}{a}\right)^2$$

s est un coefficient de sécurité estimé à 1,5 pour des bancs de 30 à 40 cm d'épaisseur, mais peut atteindre 2,5 lorsqu'il s'agit de bancs très minces ($h < 20$ cm).

La présence de bancs minces au-dessus du premier banc peut réduire la valeur de la contrainte de flambage du toit.

* Lorsque les risques de flambage sont importants, nous conseillons de suivre les consignes suivantes :

- réduire la largeur de la galerie,
- renforcer les parements pour éviter leur dégradation et constituer des appuis rigides pour les bancs du toit,
- contrôler les opérations de creusement pour éviter les imperfections qui contribuent généralement à un élargissement imprévu de la galerie.

C22 - La localisation de la rupture macroscopique de la roche au toit

Il est possible de voir apparaître des ruptures locales par traction ou compression au toit même en l'absence de risques de flambage.

* Une modélisation par la méthode des éléments finis permet d'étudier la rupture locale en l'absence du phénomène de flambage. Dans cette étude, le nombre et l'emplacement des plans de discontinuité au toit introduit des variations importantes dans les résultats.

Une modélisation rigoureuse permet de déterminer :

- la possibilité de cisaillement et de décollement entre les différents bancs,
- la localisation des zones de rupture éventuelle au niveau des différents bancs du toit,
- la hauteur de la zone détendue au-dessus de la galerie (cloche).

* Notre expérience en matière de modélisation par la méthode des Eléments Finis et la méthode analytique, nous a permis d'aboutir aux constatations suivantes qui peuvent servir de référence en cas d'absence de moyen de modélisation :

- lorsque les épaisseurs des premiers bancs sont inférieures à 40 cm ($a/h > 15$), le toit est assez sollicité en flexion, des ruptures locales par traction ou compression peuvent apparaître au toit, ce qui nécessite généralement un renforcement du massif rocheux.

Si le rapport entre l'épaisseur du deuxième banc sur celui du premier dépasse 1,5, des contraintes de cisaillement importantes se développent à l'interface entre bancs et provoquent généralement la rupture de la surface de glissement, puis le décollement entre les deux bancs. L'expansion du toit sera donc assez importante (la valeur de l'expansion est proportionnelle au rapport des épaisseurs).

Dans le cas des galeries de grande largeur (de l'ordre de 6 m), nous observons généralement une rupture locale au toit, qui se manifeste par l'apparition de contraintes de traction (fissuration ou ouverture des fissures naturelles) réparties différemment dans les bancs du toit :

- au niveau du premier banc, la rupture est localisée à 0,5 m de part et d'autre des parements,
- au niveau du deuxième banc, lorsque celui-ci est plus épais, la rupture se localise à 1,5 m de part et d'autre du parement. Par contre, si le deuxième banc est moins épais, la rupture se superpose avec celle qui apparaît au premier banc.
- au niveau des bancs supérieurs, les zones de rupture se rapprochent de la partie centrale du toit.

L'enveloppe des zones de rupture au toit (ou cloche) a généralement une forme triangulaire, mais dans certains cas, où le dernier banc affecté par la rupture est plus mince que les bancs sous-jacents, la forme de la cloche devient trapézoïdale. En l'absence de bancs compétents au toit immédiat, la rupture peut monter à 2 ou 3 m au toit, selon l'épaisseur des bancs et leur mode de superposition.

Un banc homogène de 70 à 80 cm d'épaisseur avec un module d'élasticité dépassant 8000 MPa, est peu sollicité en flexion. Il peut être considéré comme un banc compétent au toit. Sa présence au niveau du toit immédiat limite la propagation de la rupture en hauteur, et peut donc servir de support pour les bancs sous-jacents (boulonnage par suspension).

L'analyse de la rupture locale de la roche ne peut pas, à elle seule, permettre de juger des risques d'instabilité du toit, celles-ci dépendent des possibilités d'équilibre de l'assemblage de blocs qui se forment au toit après la fissuration de la roche, il est donc nécessaire d'étudier la

rupture à l'échelle de l'ouvrage et la possibilité d'éboulement.

C3 - Etude de la rupture à l'échelle de l'ouvrage (éboulement)

La stabilité du toit de la galerie est liée au comportement de l'assemblage de blocs qui se forment au toit, dans cette phase nous cherchons à répondre aux questions suivantes :

- Quels sont les critères qui traduisent les risques d'éboulement ?
- Quels est le mécanisme de déplacement du toit ?

Une modélisation rigoureuse par la méthode des éléments distincts (méthode des blocs) permet de répondre à ces questions. Ce genre de modélisation nécessite une bonne précision dans la définition du réseau de blocs qui se forment au toit suite à une fracturation induite ou naturelle, de la géométrie la galerie et du massif rocheux ainsi que de la contrainte horizontale naturelle.

Actuellement, les codes de calculs utilisant la méthode des éléments distincts ne sont pas encore simples à manipuler. Vue la complexité des lois qu'ils font intervenir dans les calculs, l'utilisateur doit avoir un minimum de qualification.

Nous présentons à partir de notre étude des cas d'application chap.IV, quelques résultats qui peuvent aider l'exploitant à comprendre les mécanismes de déplacement et les critères de l'éboulement du toit.

C31 - Les critères de l'éboulement du toit

A grande profondeur (800 à 1000 m), en présence de fracturation naturelle importante (de l'ordre d'une fissure/mètre de largeur de la galerie), il est difficile d'envisager un équilibre par arc-boutement des blocs au toit. La présence de contrainte horizontale naturelle élevée provoque le flambage des bancs ainsi fissurés et entraîne l'éboulement. La hauteur de la cloche d'éboulement peut dépasser 3m, celle-ci augmente avec la largeur de la galerie et la densité de fracturation au toit (fracturation verticale et plans de discontinuités horizontaux).

Lorsque le toit est constitué de bancs minces (de l'ordre de 30 cm) et est assez déformable ($E < 5000$ MPa et $R_c < 50$ MPa), l'équilibre par arc-boutement au toit est peu probable, l'éboulement du toit aura lieu dès l'apparition de ruptures locales par traction au toit.

A faible profondeur (200 à 400 m), lorsque la densité de fracturation est faible (de l'ordre de 2 f/m), il est possible d'avoir un équilibre par arc-boutement entre blocs qui résulte du frettage naturel.

C32 - Le mécanisme de déplacement du toit

Dans les galeries de grande largeur et après l'apparition de la rupture locale de la roche, le déplacement du toit résulte de deux mouvements :

- une rotation des blocs latéraux à proximité des parements,
- un glissement des blocs latéraux le long de fissures verticales.

Les zones critiques se situent donc à 0,5 m de part et d'autre des parements.

C4 - Le soutènement

Dans le cas où le toit présente des risques de ruptures locales de la roche par traction ou par compression, un renforcement doit être introduit au toit.

* A partir des modèles analytiques et en utilisant quelques résultats de la modélisation par la méthode des éléments finis, nous avons élaboré une formule permettant d'estimer la pression de soutènement nécessaire, pour éviter l'apparition de contrainte de traction au toit.

Les calculs ont permis de donner des ordres de grandeur de la pression de soutènement souhaitable dans des galeries de (6 à 7 m) de largeur et en présence de bancs au toit d'épaisseur moyenne de 30 à 40 cm :

- à faible profondeur (200 à 400 m) la pression de soutènement est de l'ordre de 0,5 à 1 bar)

- à grande profondeur (800 à 1000 m), la pression de soutènement souhaitable est de l'ordre de 1 à 1,5 bars, au-delà de 1000 m, un approfondissement de 100m nécessiterait un renforcement supplémentaire de 1 à 2 boulons par mètre de galerie.(à prouver par la pratique)

* Pour les galeries quadrangulaires creusées en terrain stratifié, le boulonnage reste le moyen de soutènement le plus adéquat. Le schéma du boulonnage dépend du mécanisme de déplacement du toit et des risques d'éboulements.

Dans le cas des galeries de grande largeur, il est nécessaire de rigidifier la roche au niveau des points critiques situés à 0,5 m de part et d'autre des parements, en effet ces points présentent les charnières qui guident tout le mouvement du toit.

Nous proposons donc de suivre les deux règles suivantes :

- La densité de boulonnage doit être croissante du centre de la galerie vers les parements,
- Respecter une inclinaison au niveau des parements de l'ordre de 40 à 45° par rapport au plan du toit,
- A grande profondeur, la longueur des boulons ne doit pas être inférieure à 2,80 m.

Dans le cas où les risques d'éboulement sont importants, il est indispensable de pratiquer un soutènement sûr, nous conseillons d'utiliser :

- Des boulons longs (> 4 m), permettant de suspendre la partie du toit susceptible de s'effondrer à un banc résistant au toit, et assurant éventuellement un certain confinement des discontinuités.
- Des cadres métalliques additionnés aux boulons en cas de zones très fracturées (présence de failles) et en l'absence de bancs compétent à une distance raisonnable du toit.(d < 3 m)

C5 - La surveillance

La surveillance des galeries de grande largeur est une démarche indispensable pour éviter les dégâts matériels et humains que peut provoquer un éboulement imprévu.

La surveillance automatique nécessite une bonne connaissance de l'état du toit au cours de son mouvement et une bonne maîtrise du mécanisme de déplacement précédent l'éboulement.

Ceci se réalise par deux moyens :

- *une modélisation de l'éboulement* par la méthode des éléments distincts qui permet de définir les différentes phases du mouvement du toit,
- des mesures d'expansion in-situ permettant de quantifier les caractéristiques de chaque phase du mouvement (durée de la phase et vitesse moyenne de déplacement).

En l'absence de moyens de modélisation, nous conseillons, à partir des mesures d'expansion de repérer et quantifier les caractéristiques des phases suivantes du mouvement du toit :

- phase cisaillement horizontal et flexion des premiers bancs du toit,
- phase flexion du haut toit,
- phase glissement le long des fissures verticales accompagné d'arc-boutement jusqu'à l'éboulement ou la stabilité.

Pour l'automatisation de la surveillance, nous proposons deux critères d'alerte :

- au cours de la première et de la deuxième phase, le critère d'alerte est un seuil de déplacement vertical au-delà duquel l'équilibre du toit (par arc-boutement) ne sera plus possible (déplacement critique = h_1/s , h_1 épaisseur du premier banc , s est un paramètre à déterminer empiriquement),

- au cours de la troisième phase, le critère sera sous forme d'accélération du mouvement qui entraîne un déplacement important (à titre indicatif ; 5 à 6 cm).



CONCLUSION GENERALE

Les développements récents de la modélisation en mécanique des roches appliquée aux études des ouvrages, doivent beaucoup aux méthodes numériques, elles-mêmes rendues de plus en plus performantes grâce aux progrès spectaculaires de l'informatique.

* Plusieurs formes de modélisation se sont succédées pour décrire le comportement des ouvrages souterrains, en se complexifiant, en s'adaptant et en s'enrichissant face à des problèmes nouveaux et à des 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. Dans le cas de la modélisation des ouvrages quadrangulaires en terrain stratifié:

Les modèles analytiques fondés sur la théorie des poutres et dits traditionnels, malgré leur simplicité, restent toujours opérationnels. En effet c'est la forme de modélisation qui nous paraît la mieux adaptée à l'étude du phénomène *de la flexion amplifiée* au toit.

Les modèles basés sur la méthode des éléments finis restent toujours très efficaces et rigoureux pour l'étude de *la répartition des contraintes* autour d'une excavation dans le massif rocheux à son état initial continu ou pseudo-continu.

La modélisation par la méthode des éléments distincts est à présent la méthode la plus performante pour étudier le comportement du massif rocheux dans son état fracturé où les discontinuités jouent un rôle essentiel. La crédibilité de cette méthode vient de ce qu'elle rend compte de l'ordre de grandeur des déplacements réels mis en jeu.

Toutes ces formes de modélisation s'harmonisent et se complètent pour contribuer à la compréhension des phénomènes observés sur sites.

* C'est à partir de cette idée que nous avons élaboré la méthodologie de modélisation des voies quadrangulaires. Celle-ci se compose de deux étapes essentielles :

- l'analyse de la rupture macroscopique de la roche à **l'échelle locale** en utilisant deux formes de modélisation des milieux continus ou pseudo-continus : La méthode des éléments finis et la théorie des poutres.

- l'étude de la rupture à **l'échelle de l'ouvrage**, en mettant en oeuvre une modélisation qui tient compte de la fracturation (rupture locale de la roche) du massif rocheux : La méthode des éléments distincts.

Dans le cas des ouvrages quadrangulaires de grande largeur et creusés en terrain stratifié, les instabilités se manifestent par :

- Une rupture macroscopique de la roche à l'échelle locale : essentiellement à l'origine du phénomène de flexion amplifiée. Celui-ci est particulièrement sensible à la largeur de la galerie, l'épaisseur des bancs ainsi que la valeur de la contrainte horizontale naturelle. Nous distinguons deux critères de rupture ; *le premier est intrinsèque à la roche*. Il est lié à la microfissuration et les possibilités de sa propagation (R_c , R_t ...). Le deuxième est totalement indépendant de la roche; il est défini par les conditions aux limites critiques produisant le *flambage* des bancs au toit. Ces conditions sont liées à la géométrie (largeur de l'ouvrage, épaisseur des bancs...) et à l'état de contrainte naturelle horizontale.

- Une rupture à l'échelle de l'ouvrage (ou éboulement) : elle est gérée par un mécanisme de glissement le long des fissures suivies de phases d'arc-boutement entre blocs. Le critère de la rupture dépend principalement, des *caractéristiques des discontinuités* (angle de frottement interne, déformabilité de la surface...), *des caractéristiques de la matrice rocheuse*

intacte (déformabilité et R_c), *des paramètres géométriques de l'ouvrage et du massif* (dimensions et formes de blocs et largeur de l'ouvrage), enfin de l'état des contraintes naturelles horizontales.

* Tous les modèles, reposent sur des hypothèses simples pour pallier l'éventuelle absence d'informations. La validation est donc indispensable. Cette opération est assurée par la confrontation des résultats de la modélisation avec le comportement réel observé, ou apprécié par des mesures. Nous nous sommes conformés à cette règle dans les deux applications présentées dans le quatrième chapitre .

C'est ce qui nous permet de prouver la crédibilité de notre méthodologie pour expliquer les phénomènes de rupture, et pour élaborer des scénarios plausibles du comportement de l'ouvrage.

Cette démarche a permis d'orienter l'exploitant vers, une amélioration du soutènement, et un choix adéquat des moyens de surveillance à mettre en oeuvre.

PERSPECTIVES

* La modélisation dite " *mécaniste* ", s'appuie sur l'expérience en amont de son emploi (pour son élaboration) et en aval (pour le calage) : *le développement de tel modélisation doit donc aller de paire avec le développement des moyens d'auscultation et d'expérimentation sur site*. Il est absurde de développer des modèles complexes, mettant en jeu des paramètres, dont on ne possède pas les moyens de leur caractérisation et dont on ignore parfois la signification physique.

* La modélisation du massif rocheux limitée à deux dimensions de l'espace a donné satisfaction dans le cas des sites étudiés, où l'orientation de la fracturation est particulièrement favorable. Ceci n'est pas toujours le cas dans le milieu fissuré, les recherches doivent s'orienter vers une modélisation tenant compte de la tridimensionalité du massif rocheux.

* La fracturation induite par le creusement est une phase importante de la rupture de l'ouvrage (initiation des fissures et propagation). Plusieurs tentatives de modélisation physiques ont été entreprises avec succès. Il convient donc de mettre au point des méthodes permettant une modélisation numérique de ce phénomène. La méthode des éléments distincts, combinée avec des procédés de maillage orienté vers les zones de cisaillement maximales dans la roche intact, peuvent répondre à ce problème.

* En ce qui concerne les sites étudiés :

- Dans le cas des voies de taille en Provence, il convient de poursuivre l'étude, pour tenir compte du soutènement dans la modélisation et pour découvrir d'autres mécanismes surtout dans les zones de failles et après le passage de la taille.

- Dans le cas des montages de taille, il sera souhaitable de continuer le calage vers une quantification des critères de surveillance, et de reconduire la modélisation en introduisant des sollicitations dynamiques, afin d'étudier l'effet de la sismicité induite par l'exploitation sur ce type d'ouvrage.

BIBLIOGRAPHIE

- 1) **W. J. Gale et R. L. BLACKWOOD**
Stress Distribution and Rock Failure Around Coal Mine Roadways.
Int. Jour. Rock mech. Min. sci. et Geomech. abstr. Vol.24 n°3 pp.165-173. 1987
- 2) **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)
- 3) **M.B. WORL and J. Pala.**
Thee-Dimensional Stress Changes in pillars during long wall Mining at Ellalong Colliery.
Report N° 65. P.O. BOX 54, Mount Waterley, vic 3149, AUSTRALIA.
- 4) **P. STASSEN.**
" La mécanique des massifs rocheux appliquée à l'exploitation des mines."
Volume I Presse Universitaire de LIEGE A.S.B.L. 1982
- 5) **A.K SAAC et A.R PAYNE.**
The influence of monolithic permanent roadside support upon coalrib pillar design in longwall mining.
26th US.Symposium Rock Mech./Rapid City,SD/26-28/june 1985.
- 6) **ZHANG KEBIN et DAI JIN**
Analyse des mécanismes de rupture et de chute du haut toit et influence sur la manifestation et le contrôle de la pression des terrains.
8th Strata Control Conference 1989. DUSSELDORF . RFA
- 7) **J. P. PIGUET.**
La mécanique des terrains dans les couches puissantes des charbonnages .
Thèse de doc.INPL.1974 (Labo de Méca. Ter. NANCY).
- 8) **J. F. RAFFOUX.**
Etude des déformations des terrains dans les voies soumises à l'influence de la taille qu'elles desservent.
R.I. 1967 Labo de Méca. Ter. NANCY.
- 9) **M. GHOREYCHI.**
Stabilité d'exploitation partielles avec piliers en état post rupture (application au cas des carrières souterraines de craie)
Thèse de Doc INPL. 1983 (Labo de Méca.Ter. NANCY).
- 10) **D. H. LAUBSCHER**
Geomechanics classification of jointed rock masses. Mining applications.
Symp. on Rock Engineering, Johannesburg 1976.
- 11) **M. A. BIOT**
General theory of three dimensional consolidation .
J. app. Phys. 12. 1967.

- 12) **M. ROQUES**
Chimie des carbonates et hydrogéologie karstique.
Mémoire et doc. Phénomènes Karstiques. Edition du CNRS Vol.4
- 13) **M. PANET**
Propriété mécanique des roches. La mécanique des roches appliquée aux ouvrages de Génie Civil.
Laboratoire Central des Ponts et Chaussées PARIS 1976.
- 14) **J. L. PINEAU**
Contribution à la caractérisation géomécanique des roches et application au minerai de fer de Lorraine.
Thèse de Doc. INPL 1978.
- 15) **K. S. BAWA.**
Design and Instrumentation of an underground station for Washington Metro System.
"Large Permanent underground openings" 1969. Ed.TOR L. BREKKE and FINN A.JORSTAD - SCANDINAVIAN UNIVERSITY BOOKS
- 16) **Hansjorg. WEBER**
Method of retaining or Improving the properties of rock surrounding underground construction.
"Large Permanent underground openings" 1969. Ed.TOR L. BREKKE and FINN A.JORSTAD - SCANDINAVIAN UNIVERSITY BOOKS
- 17) **S. TIMOSHENKO**
"Théorie des plaques et coques" ed. DUNOD 1962.
- 18) **E. TINCELIN et P. SINOU**
Mode d'action du boulonnage en roches sédimentaires fissurées (galerie rectangulaire)
R.I.M.octobre 1978.
- 19) **D. H. Y. TANG and SYDS. PENG**
Reinforcement analysis and design of mechanical roof bolting systems in horizontally bedded mine roofs.
Int. Jour. of Mining Engineering. 1985
- 20) **B. KARTOZIA**
Méthode analytique de calcul des déplacements dans les galeries isolées
R.I. Labo. de Méca. des ter. - CERCHAR - Ecole des Mines de Nancy. 1976
- 21) **H. H. FAOUZI**
Modélisation du comportement mécanique d'un massif rocheux à fissuration orientée par un milieu continu
Thèse de Doc. Ecole des Mines de Paris 1988.
- 22) **R. FRANCK, A. GUENOT, P. HUMBERT .**
Etude par éléments finis de quelques critères de plasticité orientés.
Laboratoire Central des Ponts et chaussés. PARIS 1982.

- 23) **J. P. PIGUET.**
La modélisation en mécanique des terrains et son application à l'exploitation minière
Thèse Doctorat es sciences INPL Labo. de méca. des terrains ;Ecole des Mines de
Nancy 1983.
- 24) **H. E. Mc NABB et L. J. WAROLLE.**
Numerical Modelling of Development Roadways, German Creek Central Colliery
/Central Queensland/.
Report N°63 Mars 1986, Commonwealth Scie. and Indus. Research organisation .
P.O. BOX 54, Mount Waterley, vic 3149, AUSTRALIA.
- 25) **S. S. PENG, L. B. GUO**
Effet des terrains tendres sur la distribution des contraintes autour des excavations et
principes du boulonnage.
8th Strata Control Conference 1989. DUSSELDORF . RFA
- 26) **R. GOODMAN**
" Methods of Geological Engineering in Discontinuous rock ".
West Publishing Company, St Paul Minnesota, U.S.A. 1985
- 27) **P. CUNDALL.**
Generalised distinct element program for modelling jointed rock
Final Tech. Rep. to European Research Office (1980)
- 28) **Y. MOHNISMI, M. MUROTT, TAKEWAKIN, YOSMIDAJ.**
Vérification of in put parameters for distinct element analysis of jointed rock mass
Proceeding of the 26 th U. S. Symposium on rock mechanics 26-28 juin 1985.
- 29) **A. SASSI**
Analyse numérique de la déformation cassante.
Thèse de 3ème cycle université Paris XI. 1985.
- 30) **J. LEMOS , R. HART, P. CUNDAL.**
A generalised distinct element program for modelling jointed rock mass, a key note
lecture.
Proceedings of the international symposium on fundamentals of rock joints.
Bjorkliden, Liniek Publischers pp. 335-348.1985
- 31) **J. P. BARDET et R. SCOTT**
Seismic stability of fractured rock masses with the distinct element method.
Proceeding of the 26 th U.S. Symposium on rock mechanics 26-28 juin 1985.
- 32) **T. ISHIDA, M. CHIGIRA et S. HIBINO**
Application of the Distinct Element Method for Analysis of toppling observed on a
fissures rock slope.
Rock Mechanics and Rock Engineering Vol. 20.1987
- 33) **BARTON et al**
Engineering classification of rock masses for desing of tunnel support.
Rock Mecanics. Vol 6 n° 4 .1974.
- 34) **BIENIAWSKI**
Rock mass classification in rock engineering.
Symposium on rock engineering. Johannesburg 1976.

- 35) **GROTOWSKY**
Nouvelles techniques de soutènement en voies.
6ème conférence sur les pressions de terrains. Banff 1977.
- 36) **H. BAROUDI**
Choisir le soutènement des galeries : réalisation d'un système expert.
Thèse de Doc. INPL Ecole des Mines de Nancy décembre 1988.
- 37) **E. HOEK , E. T. BROWN**
" Underground excavations in rock".
Institution of Mining and Metallurgy, 1980.
- 38) **J. MANDEL**
Les calculs en matière de pression de terrains.
R. I. M. Janv 1959
- 39) **A. W. KHAIR**
Physical and analytical modeling of the behavior of truss boted mine roafs.
Proceeding of the International Symposium on Rock Bolting/Abisko.
28 Août-2 sept. 1983
- 40) **R. C. REPSHER et B. STOBLAY**
Structure stability monitoring using hight frequency microseismics
26 th U.S. Symposium on Rock Mecanics V2 p. 707-713. 1985.
- 41) **J. R. M. HILL**
Utilisation des mouvements du sol pour détecter des problèmes de stabilité du toit .
8th. Int. Strata Control Conférence 1989 DUSSELDURF.
- 42) **I. VARDOULAKIS, J. SULEM, A. GUENOT**
Bore hole instabilites as bifurcation phenomena
Int.J.Rock Mech.Min.Sci et Geomech.Abst .Vol 25 N°3 1988
- 43) **I.VARDOULAKIS**
Bifurcation analysisin the plane rectangulaire deformation on dry sand sample.
Int. Solids Structures 17, 1085-1101 (1981).
- 44) **D. HELIOT**
Conception d'un outil intégré de Modélisation des massifs rocheux fracturés en blocs
Thèse de doc. INPL Ecole des Mines de NANCY 1988
- 45) **P. CUNDALL, R. HART**
Numerical Modeling of discontinua
Key note Adress. Ist U.S. :Conference on discrete element methods 19-20 oct. 1989
- 46) **D. DRADY, J. LEMOS**
Dynamic Analysis of surface rock structure
Itascat Consulting group,Inc. MINNEAPOLIS,U.S.A.
- 47) **F. D. WRIGTH**
Arching action in cracked roof beams.
5th. Int.Strata Control Conf. 1972

- 48) **M. J. PENDER**
 Prefailure joint dilatancy and behaviour of a beam with vertical joints
 Rock.Mech. and Engeneering 18 -1985 .
- 49) **E. L. J. POTTS, A.SZEKI , S.H. WATSON , P. MOTTAHED**
 The evaluation of the disign criteria for an underground roof strata consideredas a linear arch structure .
 Departement of Mining Enginneering, University of Newcastle upon tyne, ENGLAND.
- 50) **A. K. CHUGTH**
 Stability analysis of a jointed beam
 Int. J. for Numerical and Analytiqual Meth. in Geomech. 1977
- 51) **M. PANET**
 La stabilité des ouvrages souterrains"soutènnement et revêtement"
 L.C.P.C. PARIS, 1973
- 52) **V. MAURY**
 Mécanique des milieux stratifiés.
 ed.DUNOD, PARIS 1970
- 53) **J. COURBON**
 Resistance des materiaux I.
 ed. DUNOD, PARIS 1971
- 54) **P. BEREST**
 Problème de mecanique associés au stokage souterrain
 Thèse de Doc. Ecole des Mines de Paris 1989
- 55) **P. A. WITHERSPOON, J. GALE et al**
 Rock mass characterisation for storage of nuclear waste in granite
 Lawrence Berkeley Labo. California, Dep of Earth Scie. University of
 WATTERLOO, CANADA
- 56) **J. M. DELBECQ**
 Analyse de la stabilité des voûtes en maçonnerie de Charles Augustin COULOMB
 à nos jours
 Annales des Ponts et Chaussées 1981
- 57) **B.TSHICHIMBI**
 Contribution à l'étude des Déformations des voies de taille.Influence de la profondeur
 et de la lithologie.
 Thèse de Doc. INPL Ecole des Mines de NANCY 1979
- 58) **BENINA**
 Influence du degré de stratification des terrains et de la section des ouvrages sur le
 caractère de leur déformation
 Publ. Tech. CERCHAR N°45632 Sept.1964
- 59) **A. BORISENKO**
 Convergence at the face of developpement working
 Soviet Mining Scie. Mai 1978
- 60) **ATLAS COPCO**
 Roof bolting in coal mines with evaluation of swellex
 Bulletin technique N° 46

61) **ROKO et DAEMEN**

Laboratory study bolt reinforcement influence on beam building, beam failure and arching in bedded mine roof .

Proceeding of the Int. Symp. on Rock Bolting, ABISK, Sept. 1983.

62) **K. SU et P WEBER**

Détermination des caractéristiques thermiques des roches anisotropes par une méthode de choc thermique

R.I Ecoles des Mines d'ALEX



ANNEXES

- I - Modélisation analytique locale du toit .
(théorie des poutres)
- II - Aperçu sur la modélisation par la méthode des éléments distincts.
- III- Quelques résultats sur le comportement des galeries quadrangulaires.
A travers la bibliographie
- IV - La variation des contraintes naturelles avec la profondeur
- V - Données de sondages (Montages de taille aux houillères de bassin de lorraine).

ANNEXE I

MODELISATION ANALYTIQUE LOCALE DU TOIT

- A - Concept général de la modélisation
- B - Modèle de poutre mince sur appuis infiniment rigides
- C - Modèle de poutre sur appuis compressibles
- D - Modèle de poutre épaisse
- E - Modèle de poutre fissurée (à trois charnières)

A - CONCEPT GENERAL DE LA MODELISATION

Dans un massif stratifié les strates se présentent généralement sous forme d'empilement de dalles de différentes épaisseur et avec des limites bien nettes. Le contact est généralement formé de joints de caractéristiques mécaniques très faibles. Afin de simplifier la modélisation nous négligeons l'effet des joints en supposant que les forces de frottement et la cohésion entre ces différentes dalles sont nulles.

Dans les modèles que l'on présentera nous supposons que les différentes dalles sont composées de matériaux homogènes, continus et isotropes et obéissent aux lois d'élasticité linéaire.

nous distinguerons deux grands types de modèles selon les dimensions longitudinales des dalles formant le toit de l'excavation (voir fig. I 1a) :

- **Cas des dalles longues** ($b/a > 3$) /17/ : le calcul peut se faire en déformation plane, le toit est donc assimilé à un système de poutres (fig. I 1b).

- **Cas des dalles courtes** ($b/a < 3$) il est indispensable de faire le calcul à trois dimensions en assimilant le toit à un système de plaque (fig. I 1c). les dimensions de la dalle sont fixées d'une part par le pas de fissuration "b" perpendiculaire à l'axe de la voie et d'autre part la distance "a" entre les appuis (largeur de la galerie).

Ceci dit, pour une galerie de 6 m de largeur on ne peut appliquer le modèle de poutre que si le pas de fissuration parallèle au front de creusement est supérieur à 18m.

Dans cette étude nous nous limitons au modèle de dalles longues, cas le plus fréquent dans les galeries minières.

Le calcul dans le cas des dalles longues est différent selon l'épaisseur de la dalle ce qui nous amène à distinguer les dalles minces et les dalles épaisses.

A1 - Dalles ou poutres minces

On considère comme poutre mince toute poutre dont l'épaisseur ne dépasse pas le 1/5 de la largeur de la voie, dans ce cas nous négligeons l'effet de l'effort tranchant sur la flexion du banc.

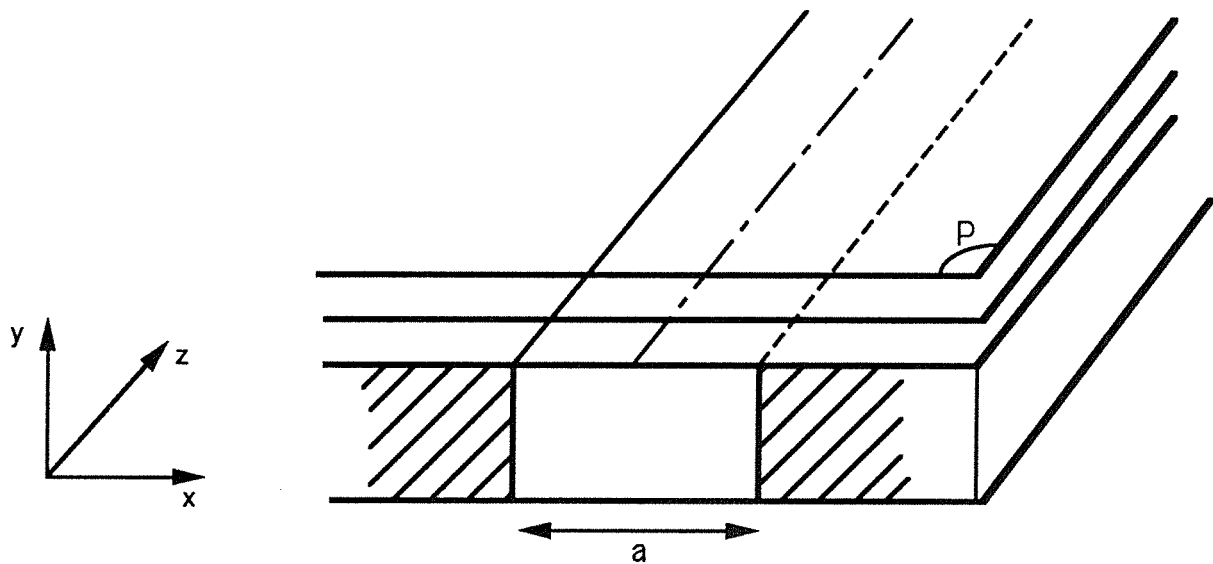
Le comportement des poutres minces dépend de la nature de la fixation de ces bords au niveau des parements ; nous distinguons deux cas les plus fréquents en mine :

** Poutre sur appuis infiniment rigides*

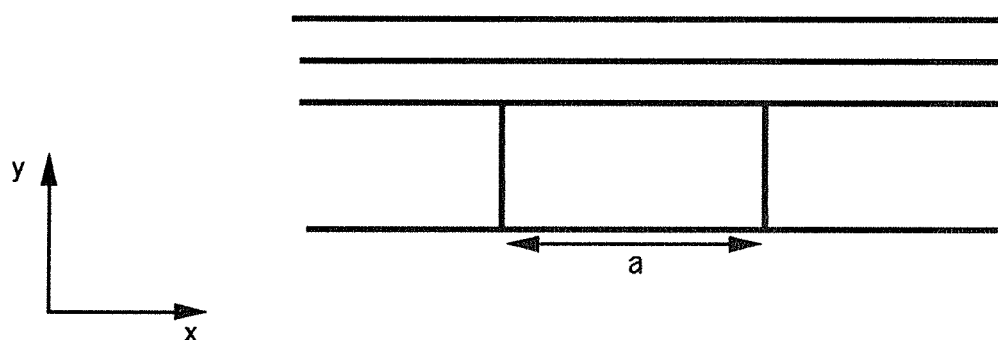
On suppose dans ce cas que la couche exploitée de hauteur H est incompressible ce qui empêche toute rotation et déplacement vertical de la poutre au niveau des appuis ($y = 0$; $\theta = \Delta y / \Delta x = 0$) (voir fig. I 2a).

** Poutre sur appuis compressibles*

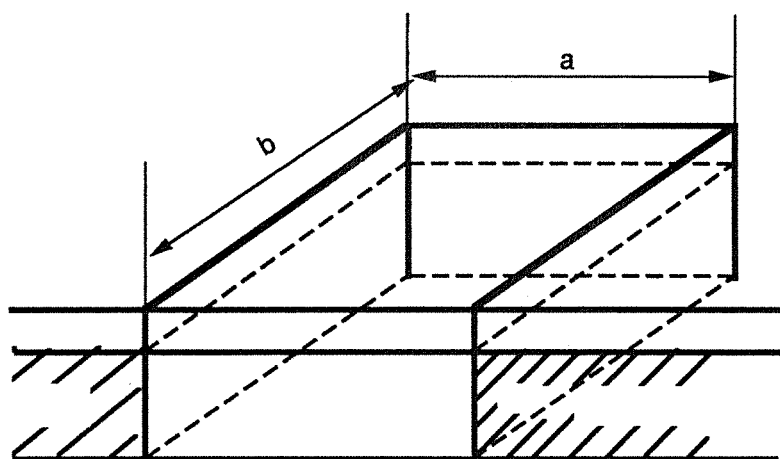
Une approche plus réaliste consiste à supposer que lors de la flexion les bords longitudinaux du premier banc tournent d'un angle proportionnel au moment de flexion aux appuis. Nous aurons donc ($y = 0$; $\theta = \beta M_0$) où β présente la compressibilité des appuis (fig. I 2b).



a - Schématisation d'une galerie quadrangulaire

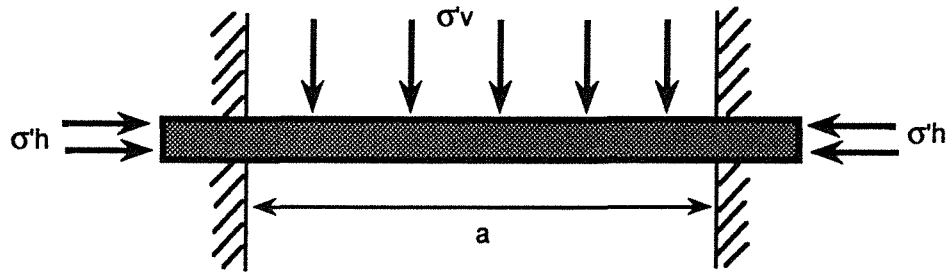


b - Schématisation des bancs du toit sous forme de système de poutres



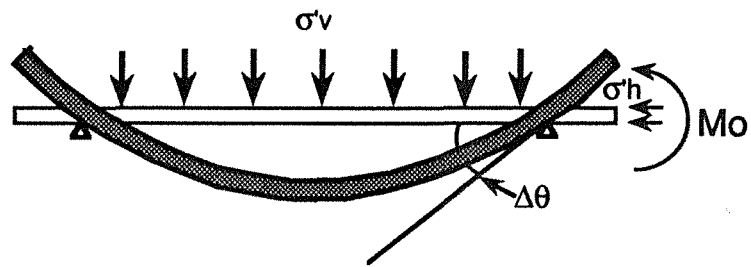
c - Schématisation du premier banc du toit sous forme de plaque de dimension $a \times b$

fig I 1 Différents type de modélisation du toit d'une galerie rectangulaire par la méthode analytique



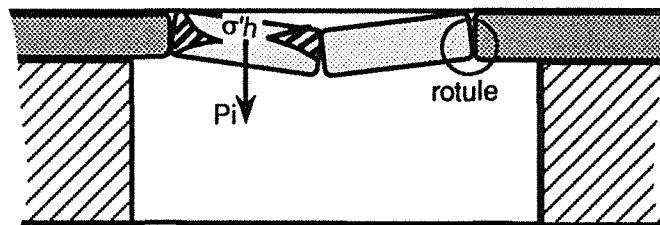
On néglige Δy et $\Delta \theta$ dû à la compressibilité des appuis

a - appuis non compressibles



$\Delta\theta = \beta M_0$; b représente la rigidité de fixation des bords

b - appuis élastiques ponctuels(compressibles)



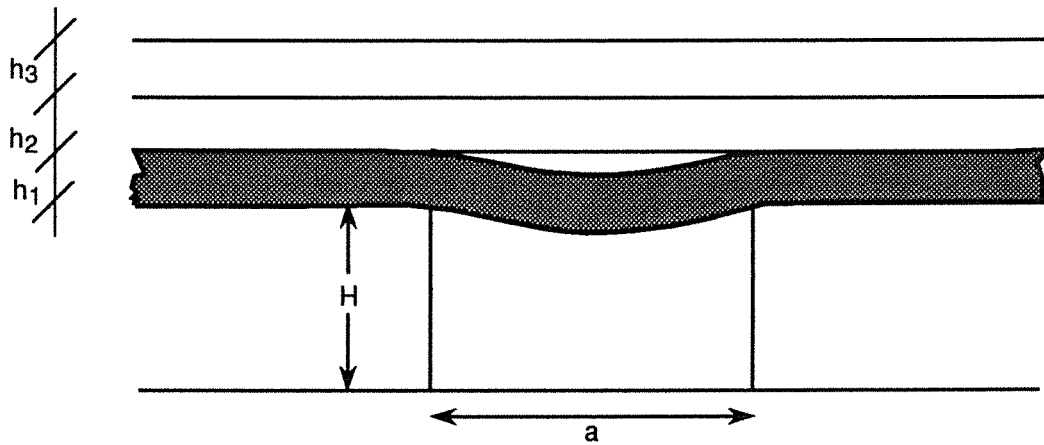
c - Modèle de blocs à 3 charnières

Fig. I 2 : Modélisation analytique des galeries quadrangulaires

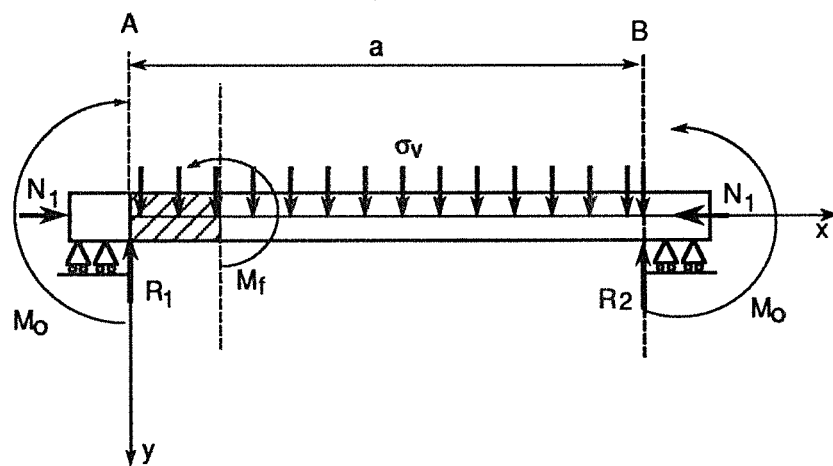
A2 - Poutre épaisse

Quand l'épaisseur des bancs dépasse le cinquième de la largeur de la voie il ne sera plus possible de négliger l'effet de l'effort tranchant . Nous ajoutons alors à la flèche un terme qui correspond à cet effet .

La modélisation présentée précédemment repose sur l'hypothèse de continuité de la poutre. Afin d'étudier le comportement de la poutre après la fissuration nous développons un modèle de poutre à trois charnières (fig. I 2c) qui se base sur les résultats des calculs de poutre élastique et l'étude de l'équilibre statique des deux blocs qui forment l'arc .



a - Schématisation du décollement entre le premier et le deuxième banc du toit



b - Mode de chargement et conditions aux limites sur la poutre

fig.I 3 :Modélisation du toit sous forme d'empilement de poutres sur appuis non compressibles

B - MODELE DE POUTRES MINCES SUR APPUIS INFINIMENT RIGIDES

Chaque banc du toit subit une flexion selon la sollicitation à laquelle il est soumis et suivant ses caractéristiques mécaniques et géométriques . Ceci nous amène à distinguer au moins deux types de configurations :

B1 - Le 1^{er} banc du toit se décolle des bancs supérieurs

Lorsque les dimensions du banc du toit le permettent, le calcul revient à un calcul de poutre /53/ en remplaçant le module d'élasticité E de la plaque par $E' = E / (1 - \nu^2)$. Ceci se démontre facilement en partant de la loi de HOOKE et en supposant que les dimensions de la plaque justifient de travailler :

- En déformation plane dans le plan de la plaque (infiniment longue)
- Et en contrainte plane dans le plan transversal (faible épaisseur)

Le 1er banc sera soumis aux sollicitations suivantes (fig. I 3a et b) :

- Poids propre $\sigma_v = \gamma_1 h_1$
- Frettage horizontal $N = \sigma_h h_1$
- Réaction des appuis $R_1 = R_2 = \sigma_v \cdot a / 2$
- Moment de fixation M_0

* Détermination de l'équation de la flèche :

Le moment de flexion de la bande en toute section transversale est :

$$M_f = \frac{\sigma_v a}{2} x - \frac{\sigma_v x^2}{2} + Ny + M_0 \quad (B. 1)$$

$$M_f = -D \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} \quad (B.2)$$

En remplaçant M_f dans (B.1) on obtient l'équation différentielle de la flèche :

$$\frac{d^2 y}{dx^2} + \frac{N}{D} y = - \frac{\sigma_v a}{2D} x + \frac{\sigma_v x^2}{2D} - \frac{M_0}{D} \quad (B. 3)$$

La solution générale de (B.3) pour $N > 0$ est de la forme :

$$y = A \cos \frac{2u}{a} x + B \sin u \frac{2u}{a} x - \frac{\sigma_v a^3 x}{8u^2 D} + \frac{\sigma_v a^2 x^2}{8u^2 D} - \frac{\sigma_v a^4}{16u^4 D} - \frac{M_0 a^2}{4u^2 D}$$

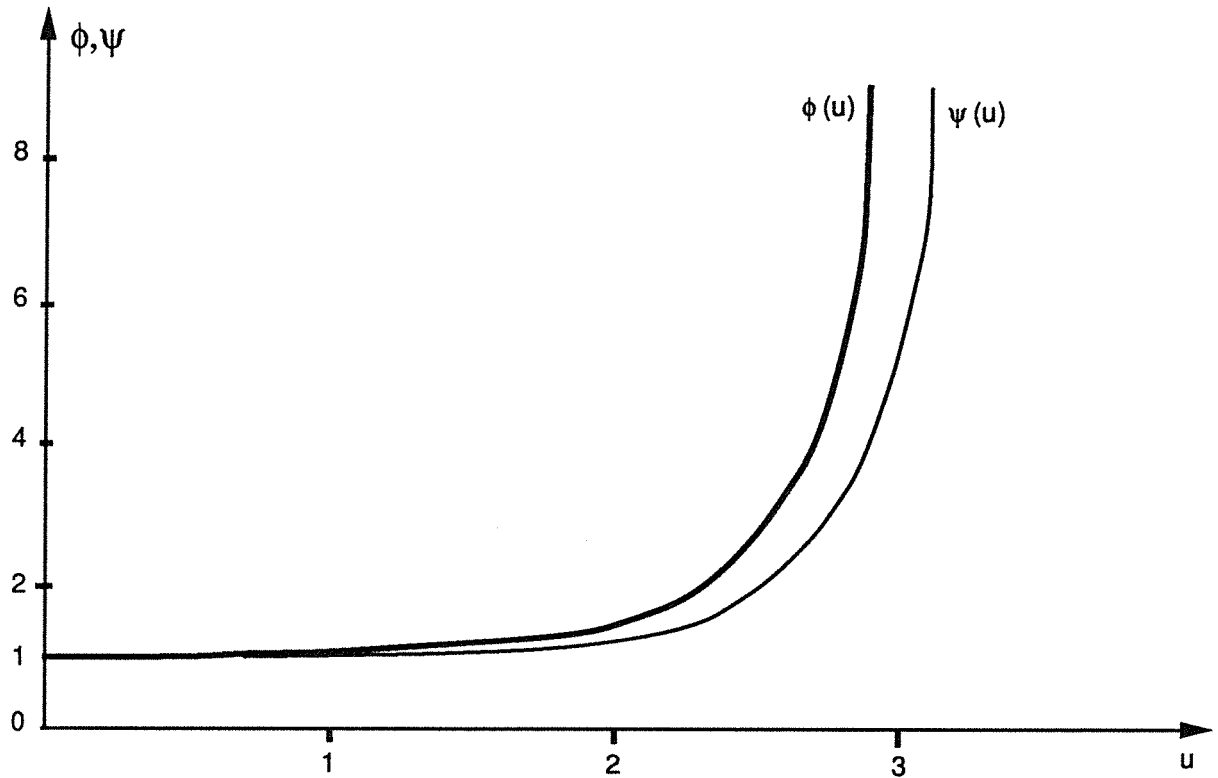


fig I 4 - Variation des fonctions d'amplification de la flexion avec le facteur de flambage u

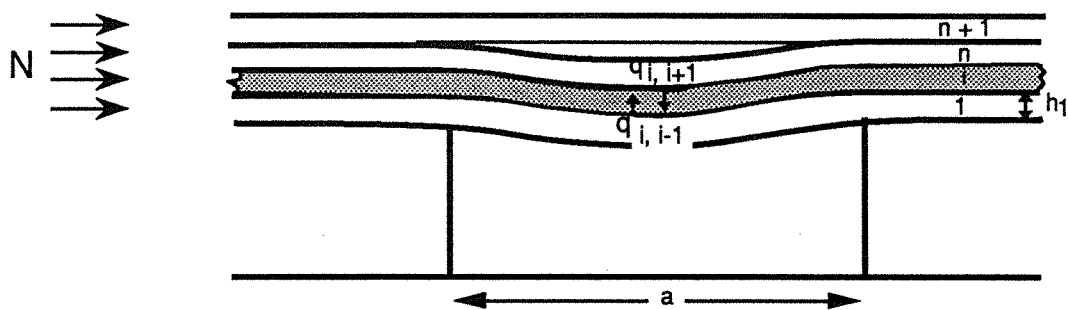


fig I 5 Schématisation de l'interaction entre le 1er et le 2ème banc du toit

avec

$$D = \frac{E_1 h_1^3}{12 (1 - \nu^2)} \quad , \quad u^2 = \frac{N}{D} \frac{a^2}{4}$$

A partir des trois conditions aux limites :

$$\begin{array}{ll} \Delta y / \Delta x = 0 & \text{pour } x = 0, \quad x = a/2 \quad \text{et } x = a \\ y = 0 & \text{pour } x = 0 \end{array}$$

On trouve les constantes :

$$A = \frac{\sigma_v a^4}{16 u^3 D} \cdot \cot u$$

$$B = \frac{\sigma_v a^4}{16 u^3 D}$$

$$M_0 = \frac{\sigma_v a^2}{12} \cdot \frac{3 (\operatorname{tg} u - u)}{u^2 \operatorname{tg} u}$$

L'équation de la flèche sera donc :

$$y = \frac{\sigma_v a^4}{16 D u^2} \left[\frac{\cos u \left(1 - \frac{2x}{a}\right)}{u \sin u} - \frac{1}{u \operatorname{tg} u} - 2 \frac{(a-x)x}{a^2} \right] \quad (\text{B. 4})$$

La flèche est maximale au milieu de poutre et peut s'écrire sous la forme :

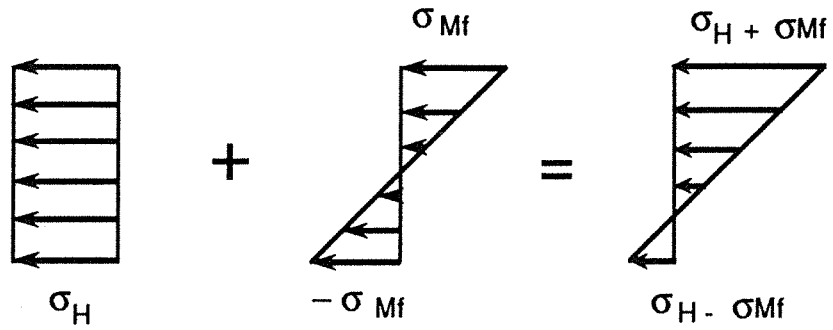
$$y_{\max i} \left(x = \frac{a}{2} \right) = \frac{\sigma_v a^4}{384 D} \psi(u) \quad (\text{B. 5})$$

$$\psi(u) = \frac{12}{u^2} \cdot \left(\frac{2 \operatorname{tg} \left(\frac{u}{2} \right) - u}{u} \right)$$

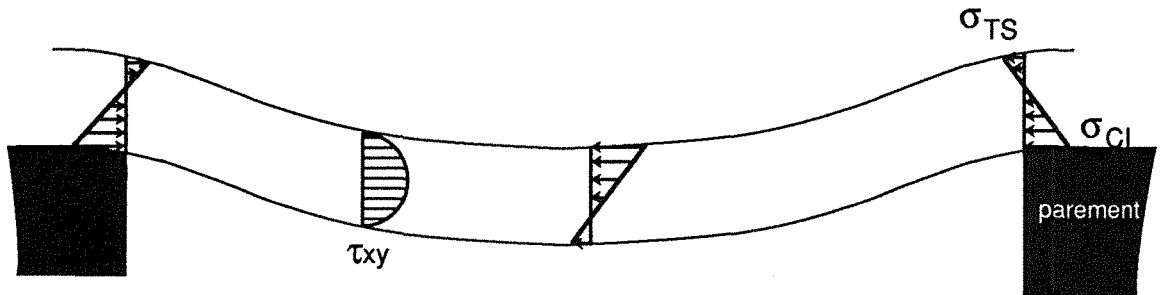
avec

* Détermination du moment fléchissant dans la poutre

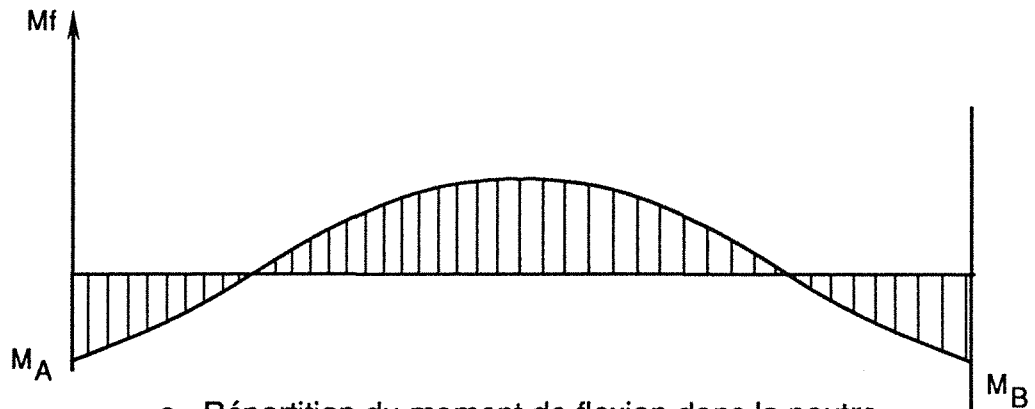
$$M_f = -D \cdot \frac{d^2 y}{dx^2}$$



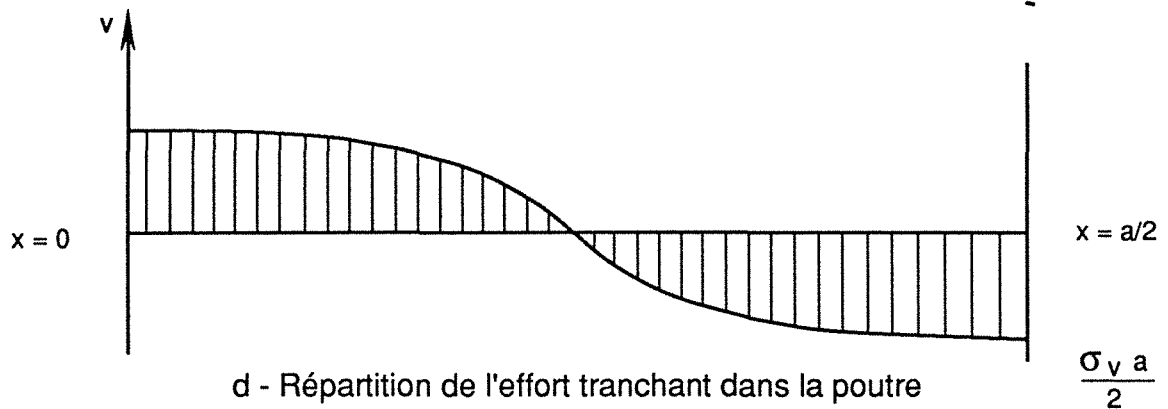
a - Superposition de la contrainte de compression naturelle et de l'effet de la flexion sur la répartition des contraintes dans une section de la poutre



b - Répartition des contraintes horizontales et des contraintes de cisaillement dans différentes sections de la poutre



c - Répartition du moment de flexion dans la poutre



d - Répartition de l'effort tranchant dans la poutre

fig I 6 les différents types de sollicitations à l'intérieur d'une poutre en flexion composée

Donc si on dérive deux fois (B.4) on obtient :

$$M_f(x) = \frac{\sigma_v a^2}{12} \left(\frac{3}{u^2} - 3 \frac{\cos u}{u \sin u} \left(1 - \frac{2x}{a} \right) \right) \quad (\text{B. 6})$$

Le moment fléchissant est maximum au niveau des encastremets :

$$M_{\max} \begin{pmatrix} x=0 \\ x=a \end{pmatrix} = \frac{\sigma_v a^2}{12} \Phi(u) \quad (\text{B. 7})$$

$$\text{avec} \quad \Phi(u) = 3 \frac{(\text{tg } u - u)}{u^2 \text{tg } u}.$$

Les fonctions $\Psi(u)$ et $\Phi(u)$ tendent vers 1 pour un effort de frettage correspondant à $\sigma_h=0$, par conséquent on retrouve les résultats connus (en résistance des matériaux) pour une poutre encastree et soumise à son propre poids et de longueur a :

$$\left(y_{\max} = \frac{\sigma_v a^4}{384 D} \quad \text{et} \quad M_{\max} = \frac{\sigma_v a^2}{12} \right).$$

Les fonctions $\phi(u)$ et $\psi(u)$ croissantes entre 0 et π représentent des coefficients d'amplification de la flèche et du moment de flexion dans la poutre en présence de l'effort de frettage N (fig. I 4). Elles tendent vers l'infini quand $u = \pi$ ce qui correspond au flambement de la poutre.

La valeur de N correspondant à ($u = \pi$) est la charge critique d'Euler pour une poutre encastree à ces deux extrémités

$$N_{\text{cri}} = \frac{4\pi^2 D}{a^2}$$

Les valeurs de N proches de N_{cri} produisent de très grandes déformations qui conduisent généralement à un dépassement de la limite élastique du matériau, si bien qu'après de telles sollicitations le banc du toit perd toute stabilité.

Il est important de noter que cette charge critique est indépendante du critère de rupture du matériau. Elle ne dépend que de la rigidité du matériau de la géométrie de la poutre et de la nature de fixation au niveau des appuis (conditions aux limites).

** Détermination de la contrainte de cisaillement dans la poutre*

La distribution de l'effort tranchant dans la poutre est comme schématisée sur la figure I6d.

La contrainte de cisaillement s'écrit sous la forme :

$$\tau_{xy} = -\frac{V}{2 \cdot I} \left(\frac{h^2}{4} - y^2 \right) \quad \text{avec} \quad I = \frac{h^3}{12}$$

L'effort tranchant dans la poutre est :

$$V = -\frac{dMf}{dx} = \frac{\sigma_v \cdot a}{2} \left(\frac{\sin u \left(1 - \frac{2x}{a} \right)}{\sin u} \right)$$

τ_{xy} est maxi sur la fibre centrale au niveau des encastremets
($x = 0$ et $x = a$ $y = 0$) (cf fig. I 6 b).

$$\tau_{\max} = \frac{3\sigma_v a}{4h}$$

B2 - Les n premiers bancs se décollent du banc n + 1,

cette configuration aura lieu dans les conditions suivantes :

$$\frac{E_1 h_1^2}{\gamma_1} > \frac{E_2 h_2^2}{\gamma_2} > \dots > \frac{E_n h_n^2}{\gamma_n} < \frac{E_{n+1} h_{n+1}^2}{\gamma_{n+1}}$$

Donc le premier banc sera soumis à l'action des n - 1 bancs qui le surmontent (fig. I 5).
Afin de simplifier le calcul on admet les hypothèses suivantes :

- on néglige les frottements entre bancs
- le freinage N est constant sur les différents bancs
- les flèches des n premiers bancs sont les mêmes en tout points

Selon ces hypothèses le ième banc sera soumis aux efforts suivants :

- l'action de son propre poids σ_{vi}
- la pression normale du banc i + 1 sur i : $q_i, i + 1$
- la pression normale du banc i - 1 sur i : $q_i, i - 1$
- l'effort de freinage N

La flèche au milieu de chaque banc s'écrit donc sous la forme :

$$y_{i \max} = \frac{\bar{\sigma}_{vi} a^4}{384 D_i} \psi(u_i)$$

avec $\bar{\sigma}_{vi}$: somme des pressions perpendiculaires à l'axe de la poutre

En faisant la somme des termes suivants :

$$\begin{aligned}
 y_1 \frac{D_1}{\psi(D_1)} * \frac{384}{a^4} &= \sigma_{v1} + q_{1,2} \\
 + y_2 \frac{D_2}{\psi(D_2)} * \frac{384}{a^4} &= \sigma_{v2} - q_{2,1} + q_{2,3} \\
 \\
 + y_n \frac{D_n}{\psi(u_n)} * \frac{384}{a^4} &= \sigma_{vn} - q_{n,n-1} \\
 \hline
 &= \sum_1^n y_i \frac{D_i}{\psi(u_i)} * \frac{384}{a^4} = \sum_1^n \sigma_{vi}
 \end{aligned}$$

Et puisque les y_i sont les mêmes on peut écrire :

$$y_i \cdot \frac{384}{a^4} \sum_{i=1}^n \frac{D_i}{\psi(u_i)} = \sum_{i=1}^n \sigma_{vi}$$

Par équivalence nous déterminons aisément la résultante des charges verticales sur le premier banc :

$$\sigma_{v1} = \frac{D_1}{\psi(u_1)} \left[\frac{\sum_1^n \sigma_{vi}}{\sum_1^n \frac{D_i}{\psi(u_i)}} \right]$$

Nous pouvons donc facilement calculer la flèche maximale au milieu de la galerie ainsi que le moment fléchissant au niveau des parements en remplaçant σ_{v1} par $\bar{\sigma}_{v1}$ dans les équations (B.5 et B.7).

$$y_{1\max} = \frac{\bar{\sigma}_{v1} a^4}{384 D_1} \psi(u_1)$$

$$M_{\max} = \frac{\bar{\sigma}_{v1} a^2}{12} \Phi(u_1)$$

B3 - L'étude de stabilité

La stabilité du toit est liée essentiellement à la stabilité du premier banc ce qui nous amène à étudier l'état de contrainte dans le premier banc.

Chaque section du banc est soumise à une superposition de deux états de contraintes (fig. I 6 a) :

- une contrainte à répartition triangulaire dans les sections résultant du moment fléchissant. Elle est maximale au niveau des fibres extrêmes du banc et s'annule le long de la fibre centrale .

$$\sigma_x = \pm \frac{6Mf}{h_1^2}$$

- une contrainte uniformément répartie dans les différentes sections résultant du freinage horizontal σ_h .

Les sections les plus critiques se situent au niveau des encastrements (appuis) où le moment fléchissant et l'effort tranchant sont maximum (cf fig. I 6c et d). D'après l'orientation de la courbure du banc au niveau des appuis l'état de contrainte est le suivant (fig. I 6b) :

- sur la fibre supérieure on aura une traction simple :

$$\sigma_{ts} = \sigma_H - \frac{\sigma_{v1} a^2}{2h_1^2} \Phi(u_1)$$

- sur la fibre inférieure on aura une compression simple :

$$\sigma_{ci} = \sigma_H + \frac{\sigma_{v1} a^2}{2h_1^2} \Phi(u_1)$$

Par contre au niveau du centre de la galerie (mi-portée) la fibre supérieure est en compression et la fibre inférieure est en traction (la normale à la courbure est orientée vers le haut).

* *Le critère de stabilité*

Le critère de stabilité se résume aux trois conditions suivantes :

$$\sigma_H - \frac{\sigma_v \cdot a^2}{2h_1^2} \Phi(u_1) < R_t$$

$$\sigma_H + \frac{\sigma_v \cdot a^2}{2h_1^2} \Phi(u_1) < R_c$$

$$\frac{3\sigma_v a}{4h_1} < \tau_{\text{cisa}}i$$

* Facteur de sécurité au flambage

Un facteur de sécurité est généralement affecté au flambage vu la brutalité du phénomène, ce facteur dépend selon, Timoshenko /17/ de l'élancement " λ " du banc.

Pour les bancs très élancés λ supérieur à 104, il faut attribuer un coefficient de sécurité assez important de l'ordre de 3,5.

Pour les valeurs de λ comprises entre 20 et 104 le coefficient de sécurité est compris entre 1,7 et 3,5.

λ est calculé à partir de la formule :

$$\lambda = a \sqrt{\frac{A}{I}}$$

avec
 a : largeur de la galerie
 I : le moment d'inertie de la poutre
 A : la section transversale de la poutre

Si la section est rectangulaire l'élancement sera :

$$\lambda = \frac{a}{h}$$

Le coefficient de sécurité de flambage s est affecté directement à la contrainte critique, on aura donc :

$$\sigma_{\text{cri}} = \frac{4\pi^2 D}{sa^2 h}$$

Pour une galerie de 7 m de largeur, le coefficient de sécurité qu'il faut affecté au flambage d'un banc de 40 cm d'épaisseur doit être supérieur à 1,7.

C - Modèle de poutre sur appuis élastiques :

Dans ce modèle, nous avons essayé de modéliser l'effet de la couche exploitée par un appui élastique qui lors de la flexion du banc oppose un moment de fixation (encastrement) proportionnel à la rotation des sections longitudinales au niveau des appuis (fig.I 2.b) .

Contrairement au modèle précédent, la tangente à la déformée du 1er banc aux points d'appuis n'est plus nulle, mais proportionnelle à la valeur du moment en ces points.

$$\left. \left(\frac{\partial y}{\partial x} \right) \right|_{\substack{x=0 \\ y=0}} = -\beta \cdot M_0$$

où β est fonction de la compressibilité de la couche exploitée.

C1 - calcul de la déformation et du moment fléchissant dans le banc.

Comparé au modèle précédent, il s'agit du même calcul, nous retrouvons la même équation générale de la déformée:

$$y = A \cos\left(\frac{2u}{a}x\right) + B \sin\left(\frac{2u}{a}x\right) - \frac{\sigma_v^* a^3}{8u^2 D} x + \frac{\sigma_v^* a^2}{8u^2 D} x^2 - \frac{\sigma_v^* a^4}{16u^4 D} - \frac{M_0 a^2}{4u^2 D}$$

Les constantes A, B et M_0 sont calculées à partir des conditions aux limites suivantes :

$$\begin{aligned} \frac{\partial y}{\partial x} &= -\beta M_0 \rightarrow x = 0 \\ \frac{\partial y}{\partial x} &= 0 \rightarrow x = a / 2 \\ y &= 0 \rightarrow x = 0 \end{aligned}$$

Le système devient :

$$1 \rightarrow \frac{2u}{a}B - \frac{\sigma_v^* a^3}{8u^2 D} = -\beta M_0$$

$$2 \rightarrow -\frac{2u}{a}A \sin u + \frac{2u}{a}B \cos u = 0$$

$$3 \rightarrow A - \frac{M_0 a^2}{4u^2 D} - \frac{\sigma_v^* a^4}{16u^4 D} = 0$$

Ceci nous donne :

$$M_0 = -\frac{\operatorname{tg}(u) - u}{\frac{2\beta D u}{a} + \operatorname{tg}(u)} \cdot \frac{\sigma_v^* a^2}{12}$$

En posant:

$$\gamma = \frac{\operatorname{tg}(u)}{\operatorname{tg}(u) + \frac{2\beta D u}{a}}$$

nous trouvons:

$$M_0 = -\gamma \cdot \frac{\sigma_v^* a^2}{12} \Phi(u) \dots \dots c \cdot 1$$

$$A = \frac{\sigma_v^* a^4}{16u^2 D} [1 - \gamma \cdot \Phi(u)]$$

$$B = \frac{\sigma_v^* a^4}{12u^2 D} \operatorname{tgu} \cdot [1 - \gamma \cdot \Phi(u)]$$

L'équation de la déformée sera alors :

$$y = \frac{\sigma_v^* a^4}{16u^4 D} \cdot \frac{\operatorname{tgu} - \gamma(\operatorname{tgu} - u)}{\operatorname{tgu}} \left[\frac{\cos\left[u\left(1 - \frac{2x}{a}\right)\right]}{\cos u} - 1 \right] - \frac{\sigma_v^* a^2}{8u^2 D} x(a - x)$$

Dans l'équation (c.1) nous remarquons que le moment M_0 aux appuis dépend du coeff. β définissant la rigidité de fixation des bords, quand β est faible, le coeff. γ tend vers 1 et M_0 tend vers la valeur calculée pour les bords complètement encastres (cf B.7), lorsque β est très grand, γ tend vers zéro et le moment devient nul aux appuis, cas où les appuis sont infiniment compressibles: appuis simples.

La flèche est maximale au milieu de la voie pour ($x = a/2$) car $\frac{\partial y}{\partial x} = 0$

$$y_{\max}(x = a/2) = \frac{\sigma_v^* a^4}{16u^2 D} \cdot \left[\frac{\operatorname{tgu} - \gamma(\operatorname{tgu} - u)}{u^2} \operatorname{tg}\left(\frac{u}{2}\right) - \frac{1}{2} \right]$$

L'équation du moment fléchissant dans la poutre s'écrit sous la forme :

$$M_{rx} = -D \cdot \frac{\partial^2 y}{\partial x^2}$$

$$M_{rx} = -\frac{\sigma_v^* a^2}{4u^2} \cdot \left[1 - \frac{[\operatorname{tgu} - \gamma(\operatorname{tgu} - u)]}{\sin u} \right] \cdot \cos\left[u\left(1 - \frac{2x}{a}\right)\right]$$

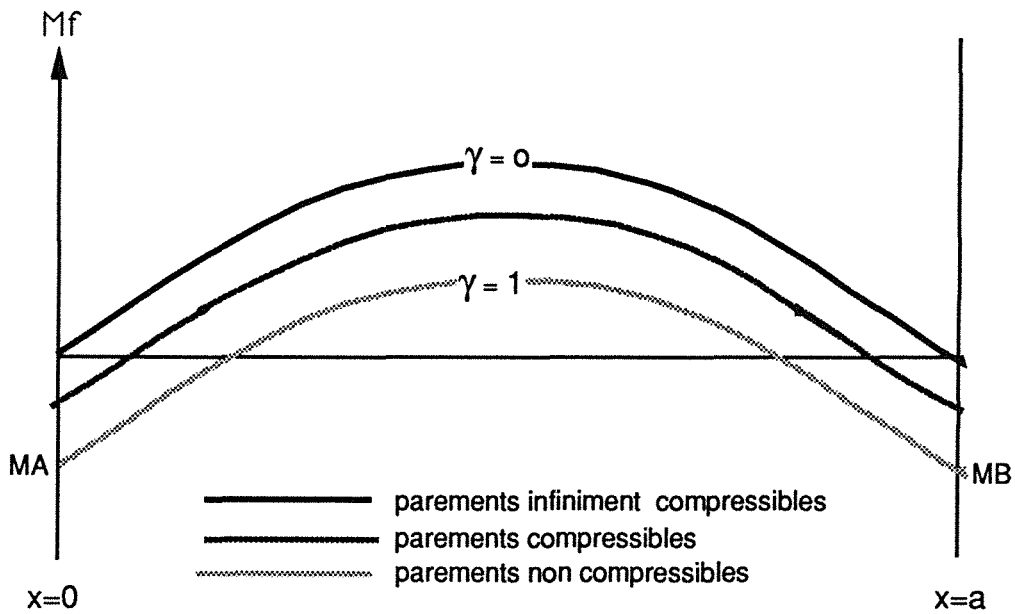
Le moment fléchissant présente des maximaux aux appuis et, au milieu du 1er banc, voir fig. I 7

- Au milieu du banc, le moment fléchissant est :

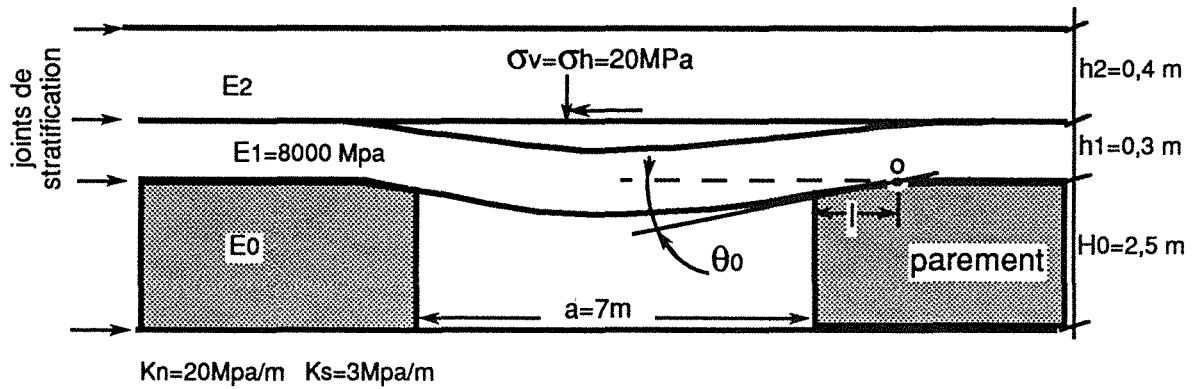
$$M_{(a/2)} = -\frac{\sigma_v^* a^2}{4u^2} \left[1 - \frac{\operatorname{tgu} - \gamma(\operatorname{tgu} - u)}{\sin u} \right]$$

- Aux appuis, le moment fléchissant est :

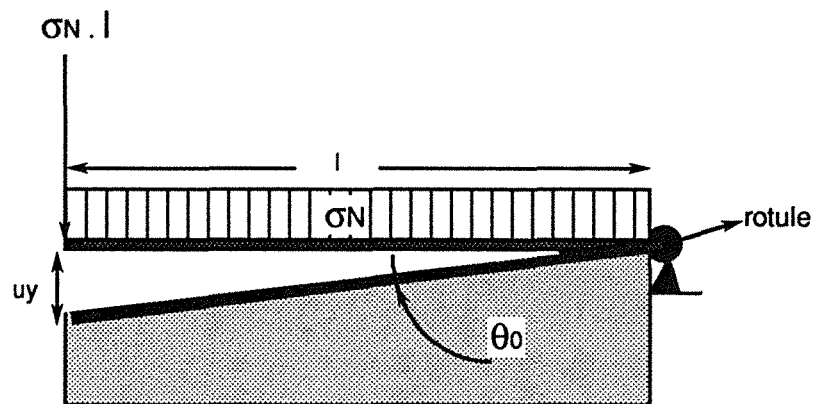
$$M_0 = -\frac{\sigma_v^* a^2}{4u^2} \cdot \left[\frac{\operatorname{tgu} - u}{\operatorname{tgu} + \frac{2\beta D u}{a}} \right]$$



a - Répartition du moment de flexion dans la poutre en fonction de la compressibilité des parements



b - Estimation du coeff. de compressibilité des parements par la m. des éléments finis



c - Estimation du coeff. de compressibilité des parements par calcul analytique

Fig I 7 Prise en compte de l'effet de la compressibilité des parements dans le calcul analytique

Les fonctions $M(a/2)$ et M_0 ne varient pas dans les mêmes proportions. En fonction de β . En effet pour les petites valeurs de β comprises entre :

$$\left\{ 0; \frac{2 \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{u}{2}\right) - u}{2Du \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{u}{2}\right)} \cdot a \right\}$$

Le moment fléchissant est maximum aux appuis, pour les grandes valeurs de β le moment sera maximum au milieu du banc, cas des poutres sur appuis infiniment compressibles (appuis simples).

C2 - Evaluation du coeff. de rigidité des appuis

Le coeff. β tel qu'on l'a défini précédemment, n'est pas intrinsèque à la couche exploitée, il dépend bien entendu de la rigidité à la flexion du 1er banc du toit. Il est donc indispensable de fixer une valeur moyenne de la rigidité à la flexion du 1er banc pour pouvoir calculer des ordres de grandeur du coeff β .

C21 - Estimation de β à partir du Modèle de Mandel /38/

Mandel dans son modèle considère que le toit est formé d'un seul banc compris entre deux couches plus compressibles. Il trouve que l'équation de la déformée entre les parements est de la forme :

$$y = A + Bx + \frac{\sigma_v^* \cdot x^4}{24D} \dots \dots \dots (c \cdot 3)$$

$$B = - \frac{\sigma_v^* \cdot a^2}{48D} \cdot \left(\frac{u^2 + 3u + 3}{u(1+u)} \right)$$

$$u = a / 2 \sqrt{\frac{K_1 + K_2}{4D}}$$

$$K_1 = \frac{E_0}{(1 + \nu_1^2)H_0}$$

$$K_2 = \frac{E_2}{(1 + \nu_2)(1 - 2\nu_2)H_0}$$

h_1 , H_0 et h_2 sont respectivement les épaisseurs, du 1er banc, de la couche exploitée et du 2ème banc du toit.

Notre calcul consiste à déterminer la rotation des sections et le moment fléchissant au niveau des appuis ($x = \pm a/2$) puis à imposer entre les deux une relation de la forme:

$$\Delta\theta_0 = \beta M_0$$

ce qui revient à écrire :

$$\frac{\partial y}{\partial x}(x = a/2) = \beta D \frac{\partial^2 y}{\partial x^2}$$

Après une double dérivation de l'équation (C.3) nous aurons :

$$\beta D = \frac{Bx + \sigma_v^* x^2}{B + \frac{\sigma_v^* x^2}{2D}}$$

En remplaçant B et x par leurs valeurs nous obtenons :

$$\beta = \frac{a}{2D} \left(\frac{2u + 3}{3 - 2u^2} \right)$$

Nous vérifions que lorsque E_0 et E_2 diminuent, la fixation au niveau des appuis est plus souple, β augmente et tend vers la valeur $a/2D$. Si E_0 et E_2 augmente on s'approche des appuis infiniment rigides et β tend vers zéro.

Le tableau (I.1) est réalisé dans les conditions suivantes :

$$h_1=0,3\text{m} \quad H_0=2,5\text{m} \quad h_2=0,5\text{m} \quad \nu=0,25 \quad a=7\text{m} \quad E_1=8000\text{MPa}$$

On remarque que même en présence de calcaire très dur avec des modules d'élasticité de l'ordre de 40000 MPa il est difficile d'avoir un encastrement parfait.

Nature de la couche exploitée	Nature du toit	E1 (MPa)	E2 (MPa)	β (MN.m) ⁻¹
Charbon	calcaire	2000 à 4000	8000-20000	0,0141
			20000-40000	0,010
charbon	schiste	2000 à 4000	5000-10000	0,019
			10000-20000	0,015
fer	conglomérat	5000	6000-15000	0,0164
			15000-25000	0,0138
		15000	6000-15000	0,016
			15000-25000	0,013
calcaire	calcaire	20000 à 40000	20000-40000	0,007
		100000	10000	0,003

Tableau I - 1

C22 - Tentative d'estimation du coeff. β par la méthode des éléments finis.

La deuxième approche de calcul du coeff. β repose sur un calcul par éléments finis de l'angle θ_0 que fait le 1^{er} banc du toit avec l'horizontale au niveau des parements (voir fig. I 7b)

On écrit par la suite que :

$$\theta_0 = \beta M'_0$$

où M'_0 est le moment de flexion dans le 1^{er} banc au niveau des parements, calculé à partir du modèle de poutre.

On trouve :

$$\beta = \frac{\theta_0 \operatorname{tgu}}{M_0 \cdot (\operatorname{tgu}) - \frac{2Du\theta_0}{a}}$$

avec

$$M_0 = \frac{\sigma_v^* a^2}{12} \Phi(u)$$

C221 - Etude de l'influence des caractéristiques des joints sur l'angle θ_0

Nous nous sommes aperçu que l'angle θ_0 est sensible aux caractéristiques mécaniques des joints de stratification. θ_0 passe du simple au quadruple quand la raideur normale du joint est divisée par 10. La diminution de la raideur tangentielle provoque une légère augmentation de l'angle θ_0 voir tab I 2. D'autre part, quand l'épaisseur du joint augmente, l'angle θ_0 augmente à son tour tab I 3.

En effet, dans le calcul par la méthode des éléments finis l'angle θ_0 résulte d'une rotation due à la compressibilité du joint qui se trouve entre la couche exploitée et le toit, et d'une rotation due à la compressibilité des terrains environnants. Puisque la compressibilité du joint est faible par rapport à celle des terrains environnant son effet devient prépondérant.

C222 - Résultats.

Dans nos calculs, nous avons pris des caractéristiques moyennes des joints voir fig. I 7b. Ceci étant, les résultats de l'étude présentés dans le tableau I 4, restent très aléatoires.

Compte tenu de la précision des calculs par la méthode des éléments finis, nous pouvons dire a priori que les variations du coeff. β ne sont pas significatives en fonction de la compressibilité des terrains environnants. Ceci est dû à la présence des joints de part et d'autre du 1^{er} banc, qui emmagasinent presque la totalité des déformations verticales au niveau des contacts, et ne transmettent pas la totalité de l'effort exercé par le toit sur la couche exploitée après son écrasement (limite des calculs en élasticité).

Tableau (I - 2)

Kn (MN/m)	K_T (MN/m)	θ (rd)
50	0,5	0,0948
500	0,5	0,0203
10	1	0,3
100	1	0,053
500	5	0,0237

Kn (MN/m)	K_T (MN/m)	e (m)	θ (rd)
10	1	0,01	0,307
10	1	0,02	0,342

Tableau (I - 3)

E_o (MPa)	1000	2000	4000	6000	8000	10000	15000	20000	30000	40000
β (MN.m)⁻¹	0,027	0,0135	0,007	0,0046	0,0034	0,0027	0,0018	0,0014	0,0009	0,0006

Tableau (I - 4)

D'autre part un modèle sans joints, ne peut pas apporter des réponses au problème car la notion de bancs n'existe plus et le coeff. β n'aura plus de sens.

C23 - Estimation directe du coeff. β à partir de la compressibilité des appuis.

Soit K_n la compressibilité de la couche exploitée, on peut écrire que le déplacement du toit au niveau des appuis est égal au tassement de celui-ci sous l'effet de la contrainte σ_v

$$\sigma_v = K_n u_y \quad \text{avec} \quad u_y = \frac{\Delta y}{H_0}$$

or le moment dans le toit par rapport au point o' , au niveau des appuis (fig 8b), s'écrit sous la forme:

$$M_o = \sigma_v \frac{l^2}{2}$$

posant:

$$\theta_o = \beta M_o \quad \text{et} \quad \frac{u_y}{l} \approx \theta_o$$

nous obtenons :

$$\beta = \frac{2}{K_n l^3}$$

D'autre part, si on suppose que dans la couche exploitée, la contrainte horizontale est nulle près des parements ($\varepsilon_z = \sigma_x = 0$) nous pouvons écrire:

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E_0} - \nu_0 \sigma_z \quad \text{et} \quad \sigma_z = \nu_0 \sigma_y$$

Ce qui donne:

$$\sigma_y = \frac{\Delta y}{H_0} \cdot \frac{E_0}{1 - \nu_0^2}$$

$$K_n = \frac{E_0}{1 - \nu_0^2}$$

$$\beta = \frac{2(1 - \nu_0^2)}{E_0 l^3} \dots (\text{MN} \cdot \text{m})^{-1}$$

E₂ (MPa)	E₀ (MPa)	β (MN.m)⁻¹
5000	2000	0,0418
	5000	0,0422
6000	2000	0,0409
	5000	0,0418
7000	2000	0,0399
	5000	0,0413
	7000	0,0418
8000	2000	0,0399
	5000	0,0413
	7000	0,0413
9000	2000	0,0399
	5000	0,0409
	7000	0,0409
10000	2000	0,0399

Tableau I - 5

En se fixant une valeur de "l" de l'ordre de 0,4 m (cf fig. I 7 c), nous calculons les valeurs de β correspondant à différents modules d'élasticités de la couche exploitée (cf tab. I 5)

Les valeurs de β correspondant aux faibles valeurs du modules d'élasticité de la couche exploitée sont assez proches des valeurs de β calculées à partir du modèle proposé par Mandel.

C24 - Conclusion.

Ces quelques tentatives d'estimation du coefficient β nous ont permis d'avoir un ordre de grandeur de la valeur qu'il faut donner à β en fonction de la compressibilité de la couche. Nous restons incapables de prédire des valeurs fiables de ce coefficient sans validation des modèles par mesures in-situ (mesures de convergence du toit au niveau des parements).

D - POUTRES EPAISSES :

Quand l'épaisseur du 1er banc du toit dépasse 1/5 de la largeur de la voie, la théorie des poutres minces n'est plus applicable /17/. L'effet de l'effort tranchant qu'on a négligé dans la flexion des poutres minces, devient important dans le cas des poutres épaisses .

Nous vérifions que lorsque $u < \pi$ le rapport $\frac{\Phi(u)}{\Psi(u)} \geq 1$ ainsi le rapport de la flèche due à l'effort tranchant sur la flèche due au moment de flexion s'écrit sous la forme :

$$\frac{y_1}{y_2} \geq 5,33(1+\nu) \left(\frac{h}{a}\right)^2$$

pour $\nu = 0,25$ nous obtenons

$$\frac{y_1}{y_2} \geq 7 \left(\frac{h}{a}\right)^2$$

(ex : pour une poutre de grande rigidité, la flèche due à l'effort tranchant est de l'ordre de 7 % de la flèche totale si $h/a = 1/10$).

D1- Calcul de la flèche

Lorsqu'il s'agit de banc épais la déformée de celui-ci est faible, les possibilités de décollement sont peu probables, par conséquent le 1er banc sera soumis à un effort suivant : fig. 18

- son propre poids et la contrainte verticale transmise par les bancs susjaccents
- la contrainte horizontale de freinage.

En appliquant les formules de flexion et compte tenu de l'effort tranchant, nous trouvons que la flèche maximale au milieu du toit est :

$$y_{\max} = \frac{\sigma_v \cdot a^4}{384D} \Psi(u) + \frac{\sigma_v \cdot a^2}{12G \cdot h} \Phi(u)$$

$$G = \frac{E'}{2(1+\nu)}$$

D2 - La contrainte de cisaillement dans la poutre est :

$$\tau_{xy} = \frac{V}{2 \cdot I_z} (h^2 - y_h^2)$$

avec :

V : effort tranchant dans la poutre

y_h : la distance de l'axe neutre aux fibre extèmes.

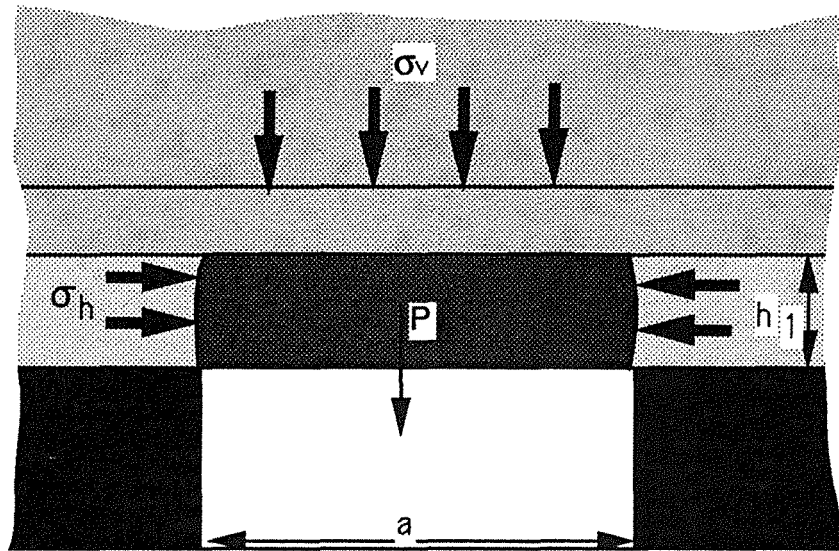


fig I 8 Etude de la stabilité d'un banc épais au toit

Le cisaillement est maximal au niveau de l'encastrement sur la fibre neutre :

$$\tau_{xy\max} = \frac{3\sigma_v \cdot a}{4 \cdot h_1}$$

D3 - Critère de rupture :

Pour les bancs épais, la rupture se manifeste généralement par cisaillement au niveau des encastrements, ou glissements le long de fissures verticales.

La condition de stabilité du 1er banc sera alors :

$$\tau_{xy} < \frac{N}{h} \operatorname{tg}(\varphi) + c$$

A partir de cette condition, il est possible de déterminer une largeur critique de creusement de la voie

$$a_{\text{cri}} = \frac{4(N \operatorname{tg}(\varphi) + h_1 c)}{\gamma_1 \cdot h_1 + \sigma_v}$$

avec :

- N : effort horizontal de freinage
- c : cohésion
- φ : angle de frottement interne
- γ_1 : poids volumétrique du 1^{er} bancs

D4 - Conclusion :

Ce genre de calcul malgré sa simplicité, peut constituer un moyen de vérification de la stabilité ou de la déformation de plusieurs bancs minces correctement boulonnés, ainsi que des bancs épais avec fissuration verticale.

E - Modèle de poutre à 3 charnières :

Inspiré des résultats d'essais sur maquettes, ce modèle permet d'étudier le comportement du toit après l'apparition de rupture (fissuration des bancs du toit)

Dans ce modèle le premier banc du toit est assimilé initialement à une poutre mince. Une flexion importante de la poutre peut provoquer des ruptures par traction au niveau des parements et au centre de la galerie.

Ces ruptures très localisées (fissures) délimitent en conséquence deux blocs dont l'équilibre est lié à la stabilité de leurs surfaces de contact (charnières) (cf fig. I 9 a)

E1 - Formulation du modèle :

La formulation du modèle revient à l'étude de l'équilibre du système de blocs au toit. La symétrie du modèle par rapport à l'axe de la galerie permet de se limiter à l'étude d'un seul bloc.

Chaque bloc du toit est soumis à l'action de son poids propre et aux deux réactions opposées des contacts (fig. I 9b)

Nous définissons un coefficient de contact k représentant le rapport h' / h_1 ; h' étant l'épaisseur du contact.

si σ_n est la contrainte normale à la surface de contact la force de réaction sera donc :

$$T = \frac{\sigma_n \cdot h'}{2 \cdot \cos \alpha}$$

La force, de pesanteur au niveau du centre de gravité du bloc est :

$$P = \frac{\gamma \cdot h_1 \cdot a}{2}$$

L'équilibre des forces et des moments revient à écrire :

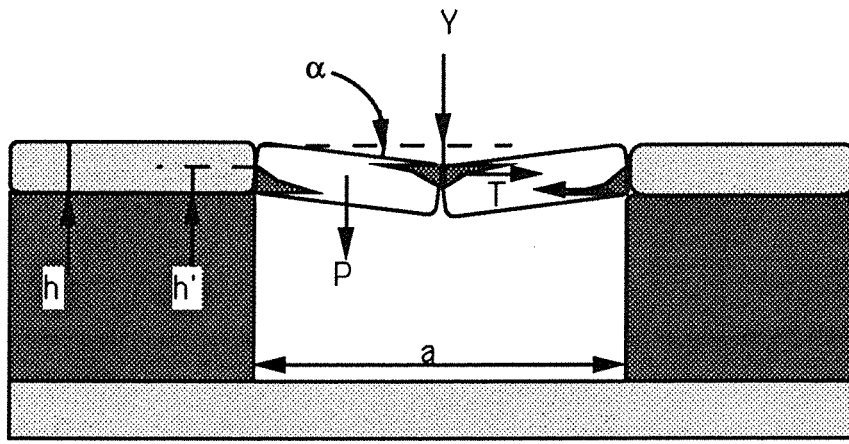
$$\frac{\gamma \cdot h_1 \cdot a^2}{8} - T \cos \alpha \cdot \left[h_1 - \frac{2 \cdot k h_1}{3} - \gamma \right] = 0$$

ou encore :

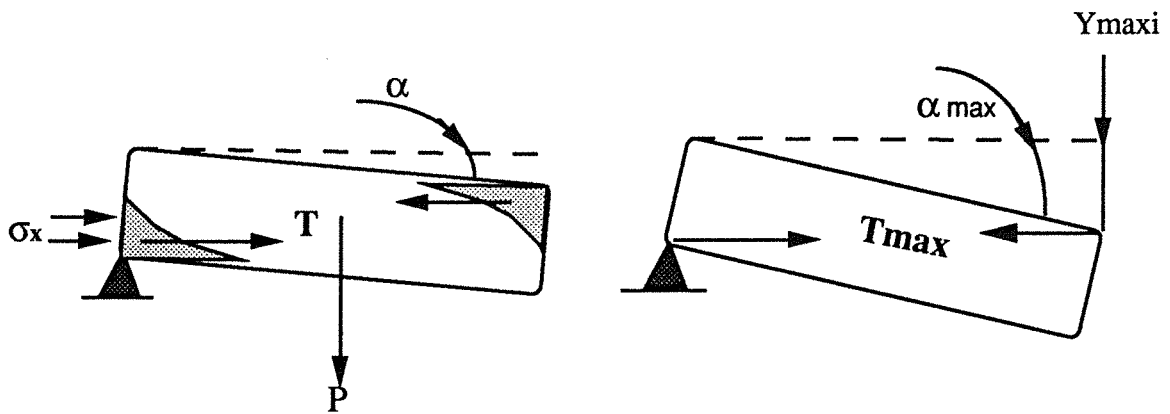
$$Y_{\max i} = h_1 \left(1 - \frac{2 \cdot k}{3} \right) - \frac{\gamma \cdot a^2}{4 \cdot \sigma_x \cdot k}$$

En posant $\sigma_x = R_c$ (résistance à la compression de la roche) et en supposant que le coeff. k est faible dans le cas de l'équilibre limite, le déplacement vertical critique devient:

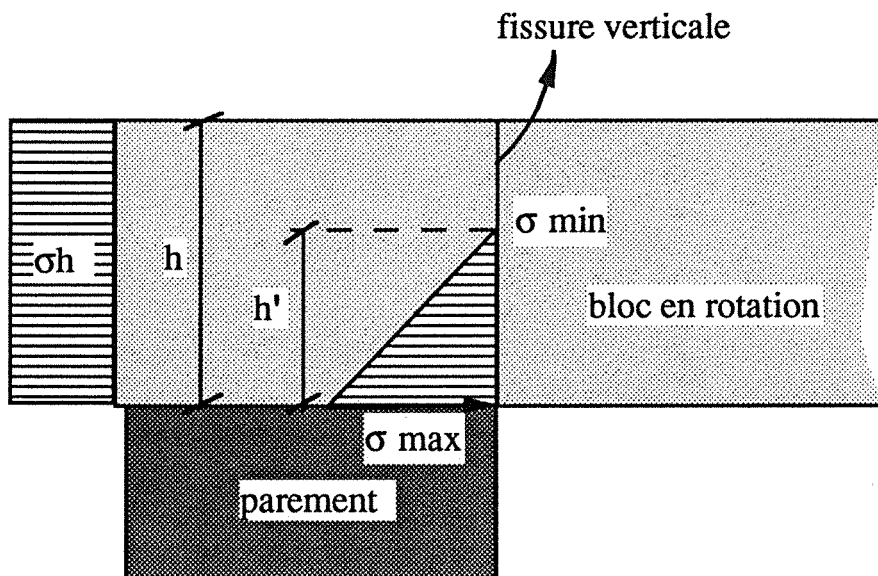
$$Y_{\max i} = h_1 - \frac{\gamma \cdot a^2}{4 \cdot R_c \cdot k}$$



a Modélisation du banc du toit sous forme d'arc à trois charnières



b Angle de rotation maximale des blocs au toit



c Répartition des contraintes horizontales dans le bancs en présence de fissure verticale

fig I 9 Modélisation du 1er bancs du toit en arc à trois charnières

Lorsque le premier banc est soumis à une charge verticale totale σ_v^*

$$Y_{\max i} = h_i - \frac{\sigma_v^* \cdot a^2}{4 \cdot R_c \cdot h_i \cdot k}$$

E2 - calcul d'une valeur approchée du coeff. de contact k

En faisant référence au calcul précédent de poutre mince, nous calculons l'épaisseur h' de la poutre sur lequel se concentre la compression, en supposant que les contraintes de traction sont nulles (fig. I 9c)

Au niveau de la section critique située à proximité des parements, l'équilibre des forces s'écrit sous la forme :

$$\sigma_h \cdot h_i = \sigma_{\max} \cdot \frac{h'}{2}$$

l'équilibre des moments revient à écrire :

$$M_{\max} = \frac{\sigma_{\max}}{2} \cdot h' \cdot \left[\frac{h}{2} - \frac{h'}{3} \right]$$

l'épaisseur de contact s'écrit donc sous la forme :

$$h' = 3 \cdot \left[\frac{h}{2} - \frac{M_{\max}}{\sigma_h \cdot h} \right]$$

le coefficient de contact est :

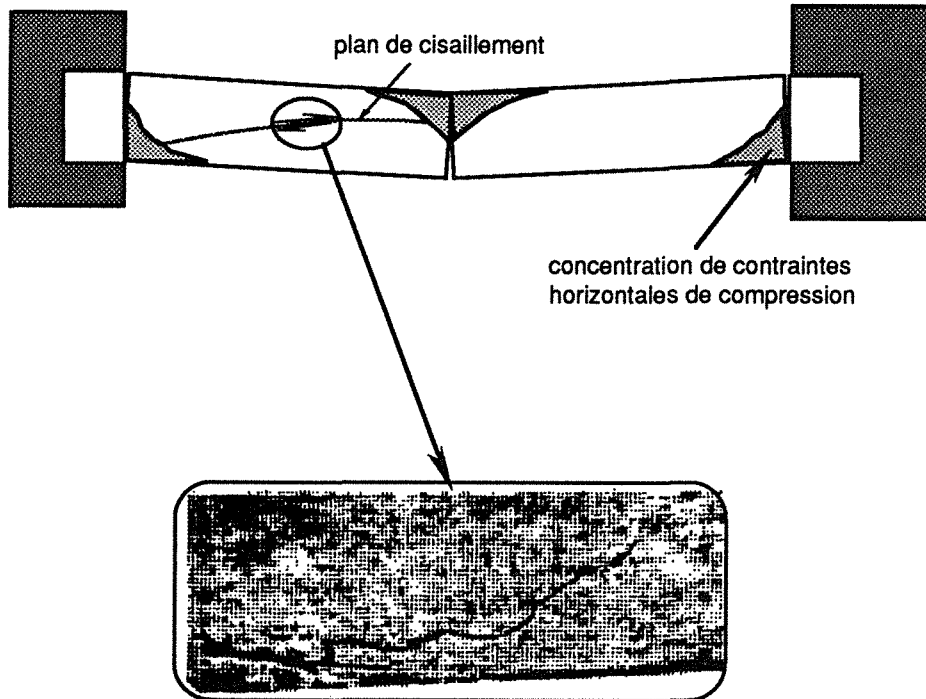
$$k = \frac{3}{2} - \frac{3 \cdot M_{\max}}{\sigma_h \cdot h^2}$$

M_{\max} étant le moment de flexion maximum dans la section étudiée (cf B et C)

E3 - Conclusion :

Ce modèle malgré sa simplicité permet d'étendre en quelque sorte l'étude des poutres au delà de l'apparition de la rupture locale, et met en évidence le phénomène d'arc-boutement au toit.

a Rupture par cisaillement du bloc (bancs épais)



b Rupture par flambage et écrasement des rotules , (bancs minces)

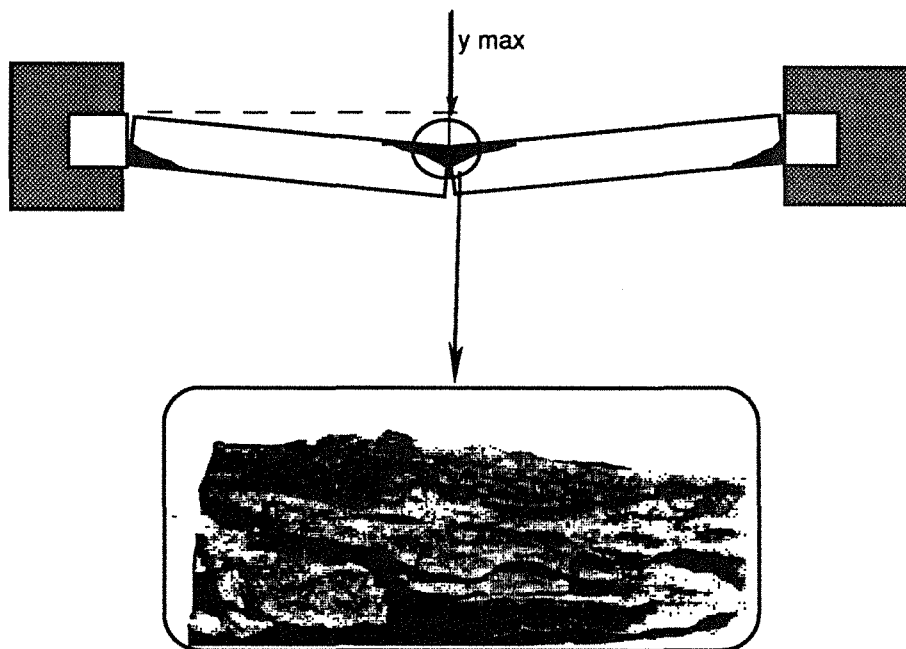


fig I 11 modes de rupture d'un arc à trois charnières d'après les essais sur modèles physiques/49/

Deux conditions sont nécessaires pour l'application de ce modèle :

- la contrainte de traction dans la poutre dépasse la résistance à la traction de la roche :

$$\sigma_{x(\text{traction})} > R_t$$

- la contrainte de compression dans la poutre reste inférieure à la résistance à la compression simple de la roche :

$$\left(\sigma_{x(\text{compression})} < R_c \right)$$

L'application de ce modèle concerne donc les roches à forte résistance à la compression simple ($R_c = 60$ à 100 MPa) ces limites étant liées à l'importance de la contrainte naturelle horizontale.

ANNEXE II

APERÇU SUR LA MODELISATION PAR LA METHODE DES ELEMENTS DISTINCTS

code" UDEC "

A - Introduction

B - Représentation des contacts

C - Représentation des blocs

D - La procédure de calcul

E - La détermination du pas de temps

F - l'analyse en dynamique

A - INTRODUCTION

Le massif rocheux est généralement affecté d'une fissuration plus ou moins dense selon les sollicitations qu'il a subies depuis sa formation. Cette fissuration qu'elle soit naturelle d'origine tectonique, ou artificielle d'origine humaine (excavation...) présente une grande importance dans le comportement du massif rocheux. En effet, la quasi totalité des déplacements dans le massif se concentre au niveau des discontinuités.

Le massif rocheux est formé de blocs de matière séparés par du vide ou un pont de matière (contact) de très faibles caractéristiques mécaniques d'où l'appellation de milieu discontinu (cf fig. II 1).

La méthode des éléments distincts est une procédure numérique permettant une simulation complète du comportement du milieu discontinu.

Ce type de modélisation se repose sur quatre points importants : la représentation des contacts entre blocs, la représentation de la matière solide (matrice rocheuse), la procédure utilisée pour localiser et mettre à jour la position du contact, enfin, la procédure de calcul.

- L'appellation "méthode des éléments distincts" est donnée aux programmes qui font intervenir dans leur procédure le déplacement relatif des blocs, leur rotation ainsi que le décollement et ceux qui font intervenir des procédures automatiques permettant de reconnaître de nouveaux contacts.

B - 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 (cf fig. II 2a), les forces immobilisées au niveau des contacts sont proportionnelles aux déplacements relatifs entre blocs.

$$\Delta F_n = K_n \Delta U_n$$

(1)

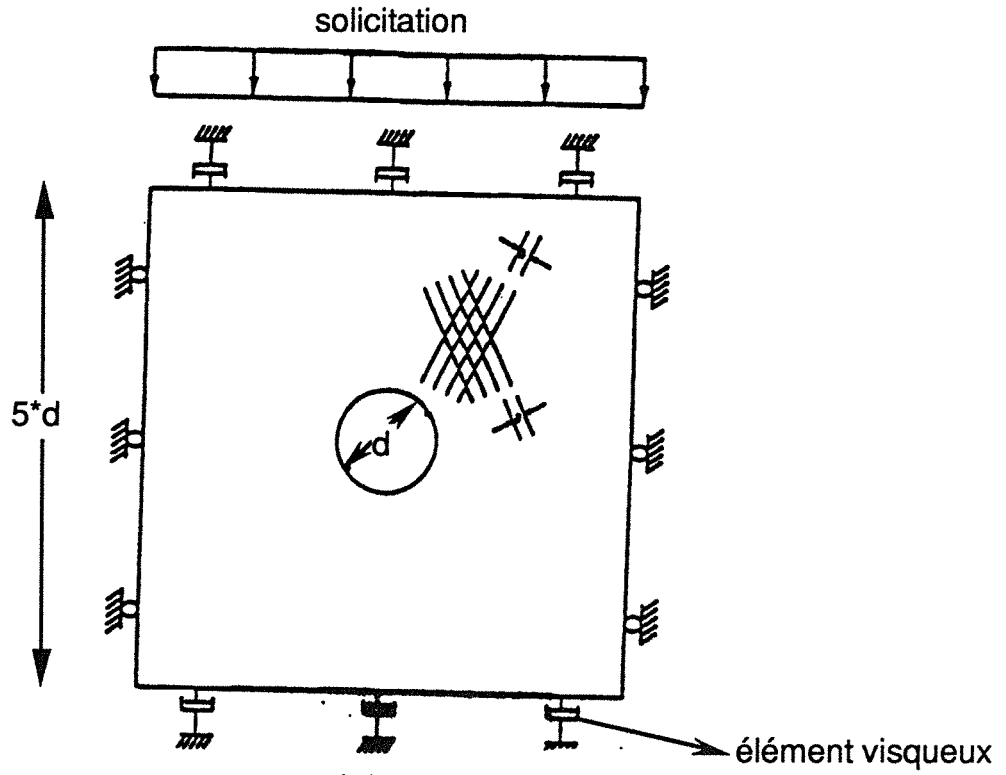
$$\Delta F_s = K_s \Delta U_s$$

Où K_n et K_s 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.

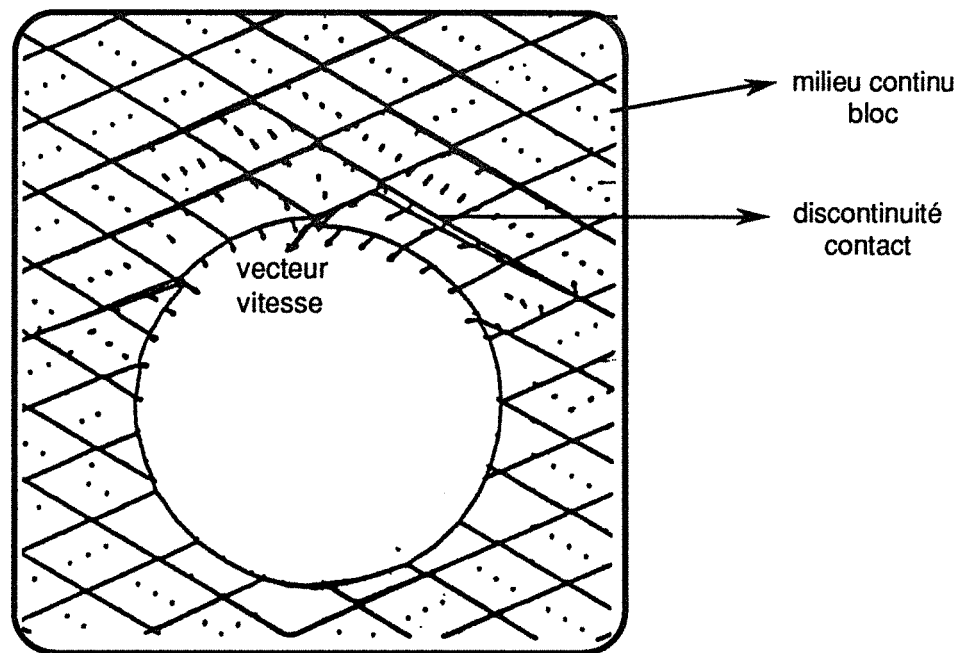
Dans le cas où la modélisation est bidimensionnelle, le contact entre deux blocs est généralement linéaire, d'où la possibilité d'exprimer l'effort au niveau du contact en terme de contrainte en écrivant (cf fig. II 2b) :

$$\sigma_n = F_n/l$$

$$\sigma_s = F_s/l$$



a conditions aux limites du modèle



b Mouvements des blocs autour du tunnel

fig II 1 Modélisation par la méthode des éléments distincts de l'action d'une explosion en surface sur un tunnel

Le système devient alors :

$$\Delta\sigma_N = K_n \Delta U_n$$

(2)

$$\Delta\sigma_S = K_s \Delta U_s$$

Où K_n et K_s sont exprimés en unité de contrainte par unité de longueur (ex : MPa/m) lorsque les blocs sont totalement déformables les points nodaux (ou noeuds du maillage) situés sur les surfaces de contact sont assimilés à des corners (coins). A chaque coner est affecté une longueur de contact, la force de contact au niveau de chaque coner est calculée à partir de l'équation (2) (cf fig. II 3c).

- A chaque pas de temps Δt seront calculés l'incrément de déplacement et l'incrément de contrainte au niveau de contact correspondant aux sollicitations auxquelles les blocs sont soumis. Les incréments de contrainte ΔF_n et ΔF_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 s'est un critère de décollement :

$$\sigma_n \leq R_t \quad (\text{cf fig. II 2e})$$

Selon la direction parallèle à la surface de contact :

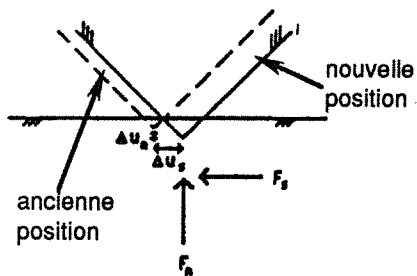
$$\sigma_s \leq c - \sigma_n \operatorname{tg} \varphi \quad (\text{cf fig. III 2f})$$

Où C et φ sont la cohésion et l'angle de frottement du joint (d'autres critères plus complexes peuvent être appliqués).

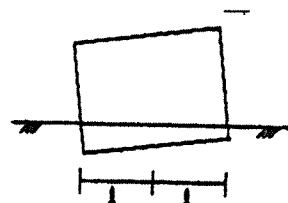
Dans le cas où le contact n'est pas linéaire (côté-sommet) la représentation du contact sous forme d'interpénétration posera un problème fondamental. D'une part des instabilités locales sont introduites par l'angularité des contacts (surface de contact mal définie), d'autre part des différences sensibles 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.

C - PRÉSENTATION DE LA MATRICE ROCHEUSE (BLOCS)

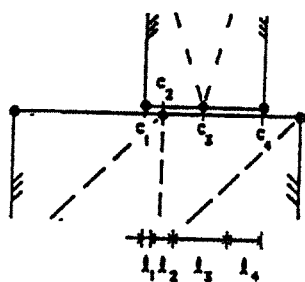
Les blocs constituent l'élément de base des modèles dynamiques par blocs, dans le code UDEC les blocs peuvent être rigides ou déformables.



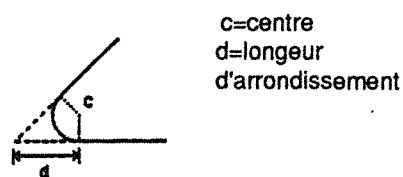
a contact sommet-arrêt



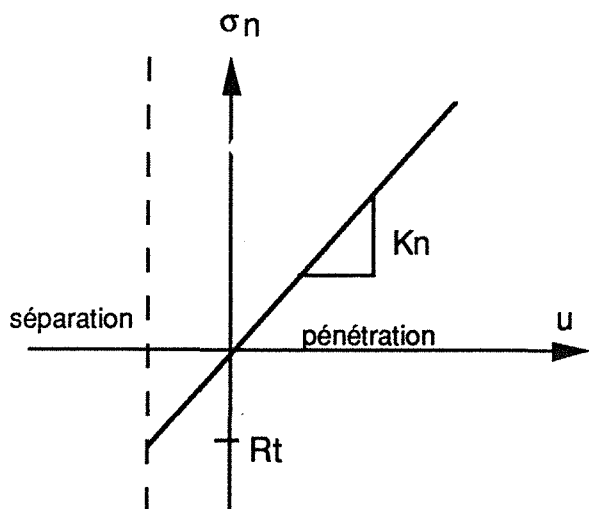
b contact côté-côté



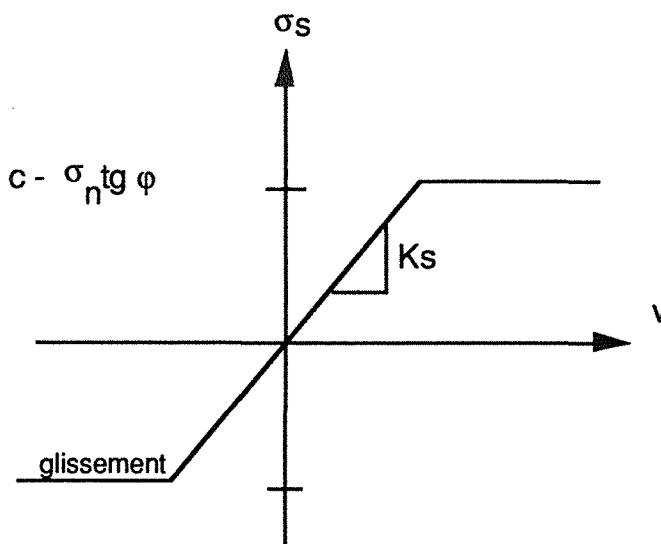
c notion de longueur de contact



d arrondissement des sommets des blocs



e comportement du joint dans la direction normale



f comportement du joint dans la direction tangentielle

fig II 2 la modélisation des contacts dans UDEC

C1 - Les blocs rigides

Tout 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. Le cas des talus et des excavations situés à faible profondeur où la contrainte de confinement des blocs est faible.

C2 - Les 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.

Cependant 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 degrés de liberté du bloc, la complexité de déformation dépend du nombre d'éléments contenus dans le blocs (cf fig.II 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 assuré.

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 :

$$\dot{\epsilon}_{ij} = 1/2 (\dot{u}_{i,j} + \dot{u}_{j,i})$$

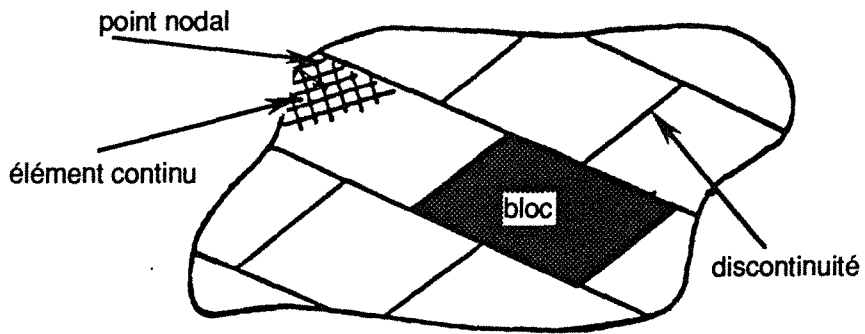
$$\dot{\theta}_{ij} = 1/2 (\dot{u}_{i,j} - \dot{u}_{j,i})$$

La contrainte au niveau des points nodaux est calculée à partir d'une relation linéaire $\sigma = K\epsilon$ ou non linéaire de la forme :

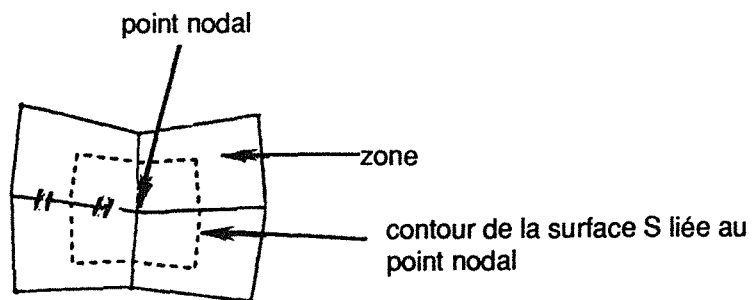
$$\Delta\tau_{ij}^e = \lambda\Delta\epsilon_v \delta_{ij} + 2\mu \Delta\epsilon_{ij}$$

avec

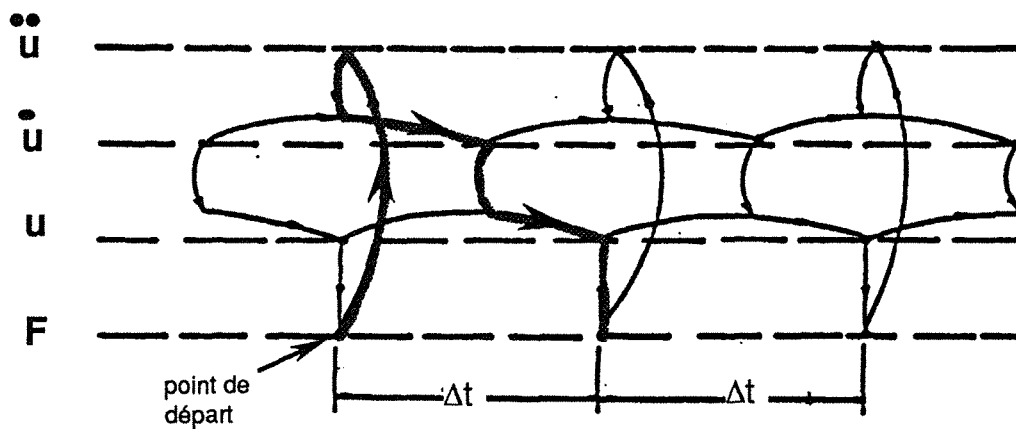
- λ et μ : constantes de Lamé
- $\Delta\tau_{ij}^e$: incrément du tenseur des contraintes
- $\Delta\epsilon_{ij}$: incrément de déformation non isotrope
- $\Delta\epsilon_v$: incrément de déformation volumique isotrope
- δ_{ij} : symbole de Kronecker



a Représentation des blocs dans le modèle



b Représentation de la surface affectée au point nodal



c La procédure de calcul au cour des cycles dans UDEC

figure II 3

D - LA PROCÉDURE DE CALCUL

D1 - Calcul de l'effort résultant au cours du temps Δt

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
- σ_{ij} est la contrainte au niveau de la zone
 - n_j est la normal unitaire au contour S (cf fig. II 3b)

D2 - Détermination du déplacement résultant au cours du temps Δt

L'équation du mouvement au niveau du point nodal découle de la seconde loi de Newton :

$$\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} + \alpha \dot{u}_i = \frac{F_i}{m} + g_i$$

- où
- \dot{u}_i est la composante du vecteur vitesse au niveau du point nodal i
 - α constante d'amortissement
 - m la masse du domaine lié au point nodal i
 - g_i l'accélération due au 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 :

$$\frac{\partial}{\partial t} \dot{u}(t) = \frac{\dot{u}(t + \Delta t / 2) - \dot{u}(t - \Delta t / 2)}{\Delta t} \quad (4)$$

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 Δt :

$$\Delta u_i = \dot{u}_i \Delta t$$

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 Δt . (en tenant compte du moment d'inertie)

D3 - Détermination du nouvel état de contrainte après le temps Δt

Ces deux entités Δu_i et $\Delta \Theta_i$ permettent de localiser la nouvelle position du point nodal "i" ; les nouvelles coordonnées de i deviennent :

$$\begin{aligned} x_i(t + \Delta t / 2) &= x_i(t) + \dot{u}_i(t + \Delta t / 2) \Delta t \\ \Theta_i(t + \Delta t / 2) &= \Theta_i(t) + \dot{\Theta}_i(t + \Delta t / 2) \Delta t \end{aligned}$$

L'incrément de déplacement Δu_i permet de calculer les nouvelles forces de contacts à partir des relation (1) et (2).

L'incrément de déformation correspondant au temps Δt 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 Δt , 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 (Δt).

Cette procédure est répétée durant plusieurs cycles jusqu'à l'équilibre ou la rupture du système de blocs (cf fig.II 3c).

E - LA DÉTERMINATION DU PAS DE TEMPS (Δt)

Le plus petit pas de temps assurant la convergence ou *pas de temps critique* est liée 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, $\Delta t_c = M/K$) ; vu la complexité du système de blocs et des différences de masse entre blocs la détermination du pas de temps devient assez difficile, dans le code UDEC la solution retenue est :

$$\Delta t_c^b = \text{Frac} \times 2 (M_{\min} / K_{\max})^{1/2}$$

où . M_{\min} est la masse du plus petit bloc
 . K_{\max} est la raideur maximale au niveau des contacts
 . Frac est un paramètre de contact entre blocs il est généralement compris entre 0,05 et 0,1

- 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. Cette règle correspond à la condition de courant Friedrich-Levy qui dit que Δt ne peut être plus grand que le temps que prend l'information pour traverser un élément du système.

$$\Delta t_c^z = \min (h_{\min} / C_p)$$

h_{\min} : la distance minimale entre deux points nodaux

C_p : la vitesse des ondes "P"

D'où l'intérêt d'éviter les blocs de faibles dimensions et de pratiquer un maillage le plus homogène possible.

F - L'AMORTISSEMENT DU MOUVEMENT

* Dans les problèmes statiques le coefficient d'amortissement α 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 équivalents à la viscosité des joints qui amorti 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 écrit 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 ν_i d'une vibration de fréquence naturelle ω_i est :

$$\nu_i = \left(\frac{\alpha / \omega_i + \beta \omega_i}{2} \right)$$

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 :

$$\nu_{\min}^2 = \alpha \beta$$

$$\omega_{\min}^2 = \alpha / \beta$$

Les paramètres ν_{\min} et ω_{\min} peuvent être définis au choix de l'utilisateur de UDEC et à partir desquels seront calculés les coefficients α et β .

. L'amortissement proportionnel à la masse α 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 est une contrainte σ_{ij}^v qui s'ajoutent respectivement aux forces de contact et à la contrainte de la zone (éléments continus).

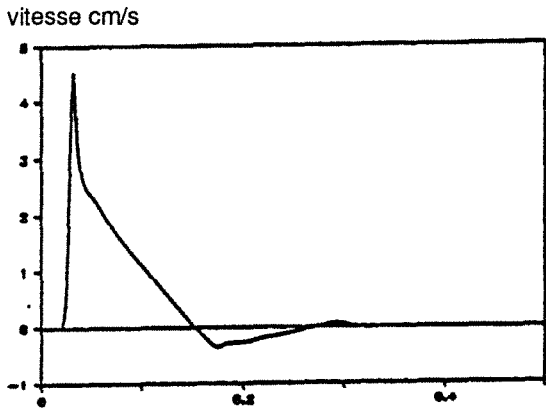
$$F_i^v = \beta \frac{\Delta F_i}{\Delta t}$$

$$\sigma_{ij}^v = \beta \frac{\Delta \sigma_{ij}}{\Delta t}$$

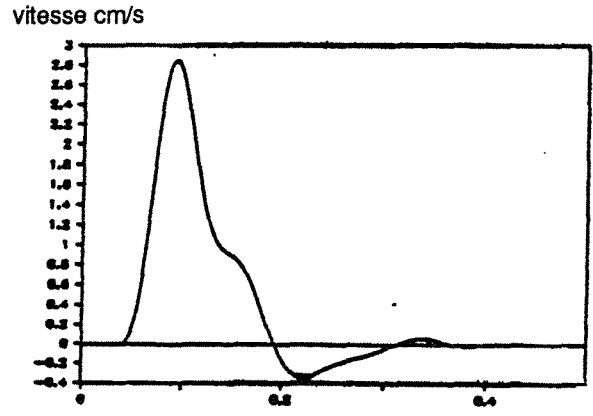
G - L'ANALYSE DYNAMIQUE

La méthode des éléments distincts s'apprête beaucoup à l'étude de la propagation d'ondes dans un milieu fissuré car dans cette méthode le facteur temps est introduit d'une manière explicite.

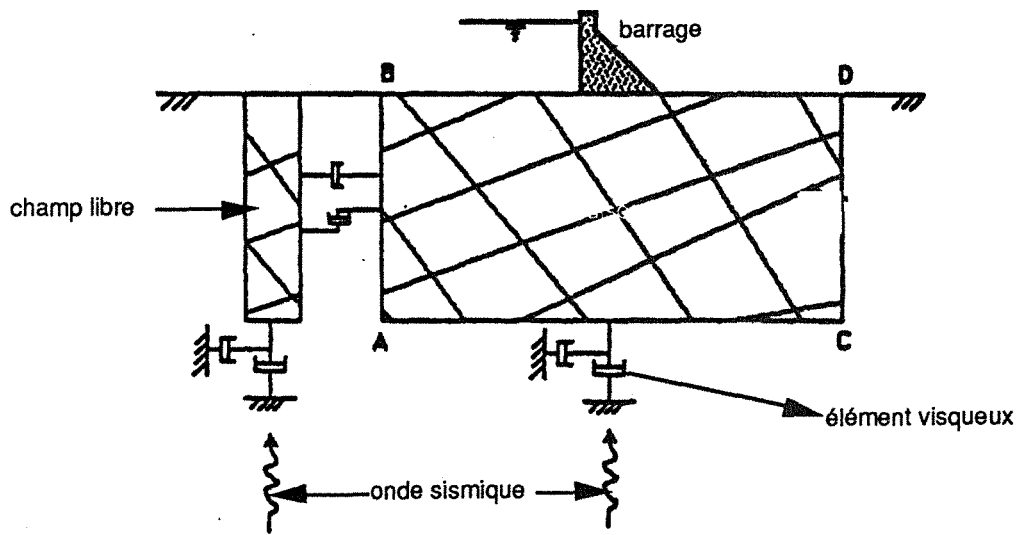
Dans l'analyse dynamique deux problèmes essentiels se posent, le premier concerne le maillage et les dimensions des zones et le deuxième concerne les conditions aux limites du modèle :



a signal de la vitesse non filtrée



b Signal de la vitesse filtrée à $f < 15$ Hz



c Modésation d'une structure naturelle soumise à une onde sismique

FIGURE II 4

G1 - Conditions sur le maillage

Pour avoir des résultats fiables de la modélisation l'expérience montre que *la longueur de l'onde, qui a la fréquence la plus élevée, introduite dans le modèle doit être de l'ordre de 8 fois la longueur de la zone (élément) la plus grande dans le modèle.*

Exemple : si une onde de fréquence maximale 100 HZ se propage dans un milieu de module de compression 1 GPa et de module de cisaillement 0,15 GPa et une densité de 2610 Ks/m³ la vitesse de l'onde de compression est égale à 664 m/sec, la longueur d'onde correspondant à une fréquence de 100 HZ est de 6,64 m. Dans ces conditions la dimension maximale des zones de maillage doit être égale à 0,83 m.

Pour les problèmes dynamiques où l'on traite des vitesses comportant des pics très élevés dans des intervalles de temps très courts, il est nécessaire de pratiquer un maillage très fin et d'adopter des pas de temps très faibles. Il est parfois nécessaire de pratiquer un filtrage du spectre (méthode de transformé de Fourier) pour éliminer les hautes fréquences et simplifier l'interprétation (cf. fig. II 4 a et b).

G2 - Les conditions aux limites :

La modélisation dynamique du comportement d'un modèle semi-infini par un modèle fini pose deux problèmes particuliers aux limites.

* Le premier concerne la réflexion des ondes aux limites du modèle : ceci est résolu par l'introduction d'éléments visqueux (non-reflecting Boundaries) au niveau du contour du modèle, ces éléments permettent d'absorber l'énergie élastique au niveau des éléments de frontière .

Les éléments visqueux exercent, au niveau des points nodaux situés sur le contour, une force normale et une force tangentielle de rappel qui s'écrivent sous la forme (cf. fig II 4.c)

$$\begin{aligned} t_n &= -\rho c_p v_n \\ t_s &= -\rho c_s v_s \end{aligned}$$

v_n et v_s présentent les composantes normale et tangentielle du vecteur vitesse au contour du modèle.

ρ : est la densité du milieu

c_p et c_s : sont les vitesses de l'onde P (compression) et de l'onde S (cisaillement).

Ces forces sont calculées à chaque pas de temps et sont introduits dans le calcul comme un chargement extérieur du modèle.

*Le deuxième concerne la possibilité de transmettre au modèle un chargement sous forme d'excitation dynamique (contrainte extérieure oscillatoire), le cas des problèmes de sismique. (Cf. fig. 4c)

Lorsque l'excitation dynamique est appliquée à la base du modèle, l'extension latérale du modèle joue un grand rôle dans la transmission de l'excitation sur les côtés AB et CD.

La solution retenue dans UDEC consiste, à introduire un champ-libre aux côtés, qui reproduit la continuité (milieu équivalent) latéral. Le champ libre est modélisé par une colonne unidimensionnelle qui simule l'extension du milieu fissuré au voisinage des limites latérales du

modèle. Une analyse par différence finie, basée sur une variation linéaire aux éléments de la colonne permet de calculer les efforts transmis par la colonne au niveau des points nodaux du modèle.

Ce calcul permet de calculer les vitesses V_x^f et V_y^f aux points nodaux situés aux limites et les contraintes du σ_{xx}^f et σ_{xy}^f au niveau des zones aux contours.

Au niveau du côté AB :

$$\begin{aligned}\sigma_{xx} &= \sigma_{xx}^f + \rho c_p (v_x - v_x^f) \\ \sigma_{xy} &= \sigma_{xy}^f + \rho c_s (v_y - v_y^f)\end{aligned}$$

V_x^f et V_y^f sont les composantes de la vitesse aux points nodaux situés au contour (AB).

Ces contraintes sont calculées à chaque pas de temps et sont supposées comme étant un chargement extérieur au modèle.

H - REMARQUE :

Dans cette présentation brève de méthode des éléments distincts telle qu'elle est appliquée dans le code UDEC, nous n'avons pas évoqué la modélisation de l'effet hydrodynamique des eaux souterraines ni de l'effet thermique sur le milieu fissuré car ceux-ci n'interviennent pas dans la modélisation que nous avons effectuée, ces deux aspects sont introduits dans le code UDEC sous forme de contraintes thermiques et de contraintes hydrauliques provoquées par l'écoulement.

ANNEXE III

QUELQUES RESULTATS SUR LE COMPORTEMENT DES VOIES QUADRANGULAIRES

(A travers de la bibliographie)

A- Le comportement des voies quadrangulaires à partir des observations in-situ

B- Le comportement des voies quadrangulaires à partir des essais sur maquettes

A - LE COMPORTEMENT DES VOIES QUADRANGULAIRES A PARTIR DES OBSERVATIONS IN-SITU

Une étude statistique des données de voies aux Houillères du Bassin de Lorraine et aux Houillères du Bassin du Centre et du Midi en France menée par TSHICHIMBI /57/ a mis en évidence une influence significative de la profondeur et du pendage de la veine sur la convergence globale de la voie au creusement. Une augmentation de la profondeur se manifeste par une augmentation de la convergence, d'autre part plus le pendage de la la voie est important plus la convergence est faible.

La présence de terrains durs au toit et au mur entraîne une diminution nette de la convergence.

L'auteur note aussi l'effet de la puissance de la veine. Lorsque celle-ci augmente, le charbon au parement tend à fluer suivant ses propriétés mécaniques dans la voie. Comme les bancs immédiats du toit reposent sur la veine, les dégradations des parements (appuis du toit) occasionnent le déplacement du toit et entraîne de fortes expansions.

Une étude de convergence journalière, effectuée en URSS par A. A. BORISENKO /59/ dans vingt voies de travaux préparatoires, réparties dans cinq exploitations en plateaux, montre que les valeurs élevées des convergences, en 24 heures, dépendent principalement de la profondeur à laquelle se trouve la couche exploitée (domaine de variation 350 à 600 m) de la largeur de la voie et des propriétés des roches encaissant (nature des épontes qualifiée en dureté protodiakoroa).

D'autre part, BEBENIVA (URSS) /58/ montre, que la convergence dans une voie est d'autant plus importante que le degré de stratification est élevé (degré de stratification = nombre de strates sur 50 m perpendiculairement à la stratification).

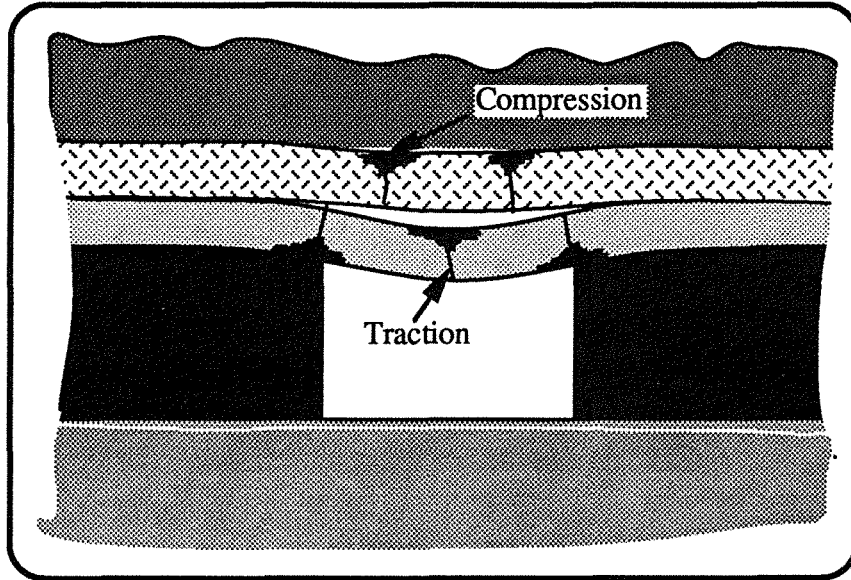
Les observations in-situ dans des voies de largeur moyenne (3 à 5 m) /60/ ont montré que : peu de temps après le creusement les bancs du toit fléchissent et se décollent les uns des autres. Le moment de flexion maximum est situé au niveau des parements. Des fractures de cisaillement horizontales se développent à $(0,15 - 0,25 * a)$; a: largeur de la galerie) des parements, et après un certain délai il y'aura apparition de fractures verticales de traction, au niveau des parements, sur la fibre supérieure du premier banc, et au milieu de l'excavation sur la fibre inférieure.

Il y aura donc formation de deux blocs et trois charnières ; les blocs tournent autour des charnières avec une vitesse croissante et à un angle de 16° avec l'horizontale, le segment glisse et le toit s'effondre (fig. III 1 a et, b).

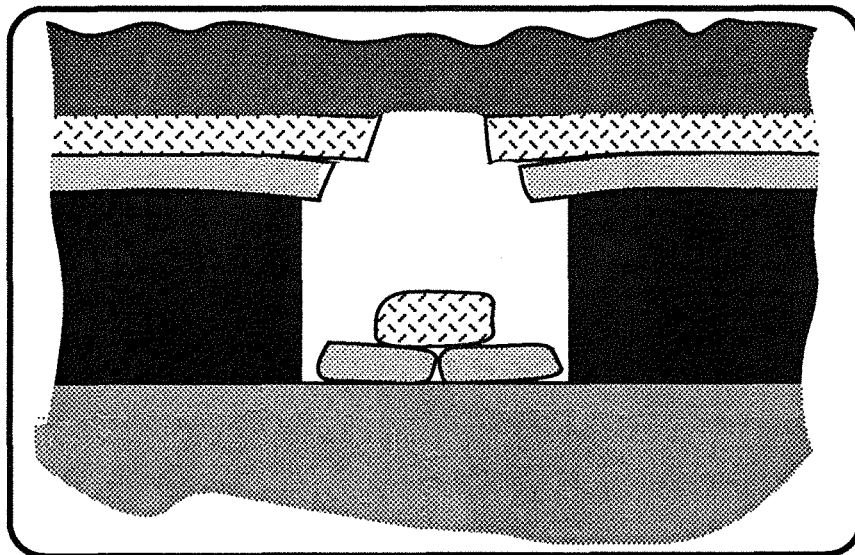
B - LE COMPORTEMENT DES VOIES QUADRANGULAIRES A PARTIR DES ESSAIS SUR MAQUETTES

* L'expérimentation de voies rectangulaires sur modèle réduit réalisé par ROKO et DAEMEN (USA) /61/, a montré que la rupture d'un toit non boulonné, commence par la naissance de fractures de traction au niveau de la fibre inférieure par ordre d'épaisseur croissante. Si les bancs ont le même épaisseur la fracture commence dans le banc le plus près de l'ouverture. Les fractures qui se forment à proximité des parements se font d'une manière plus rapide. Le banc sera formé de trois charnières autour desquelles deux blocs seront en rotation. L'équilibre est assuré par arc-boutement entre blocs (cf fig. III 2a).

Les dimensions des modèles sont caractérisées par un rapport de l'épaisseur des bancs sur la largeur de la voie de l'ordre de $(h_1/a = 0,1)$.

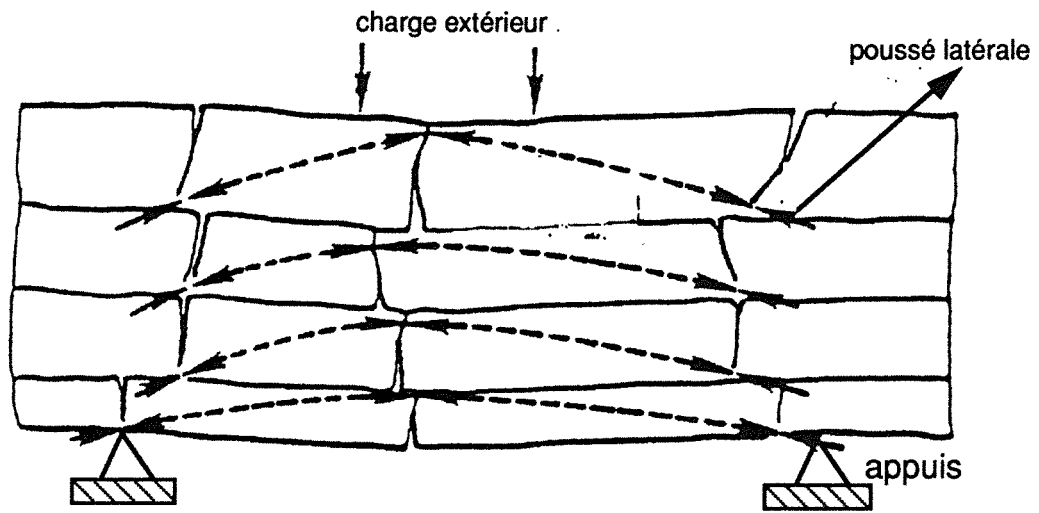


a - Flexion des bords du toit: (apparition des contraintes de traction)

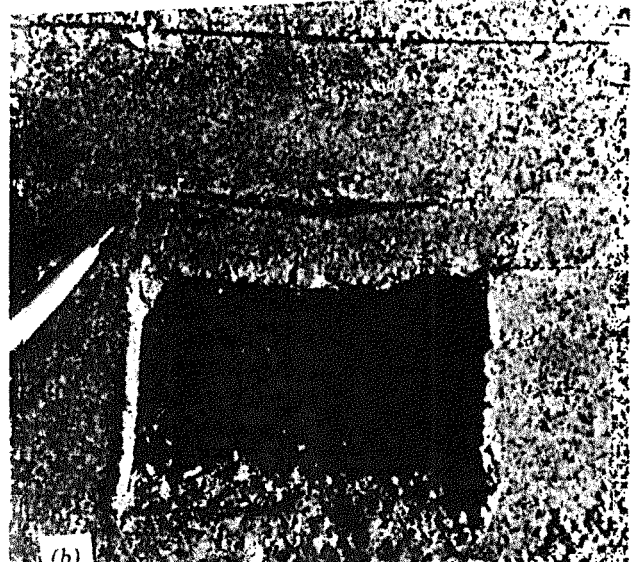
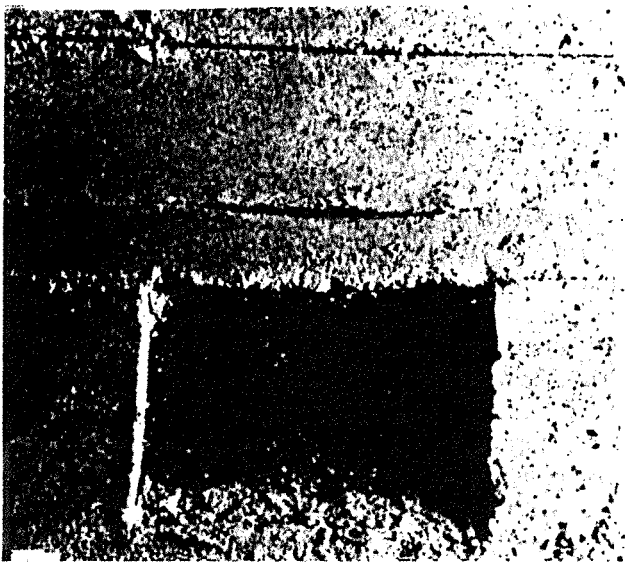


b - Eboulement des deux premiers bords

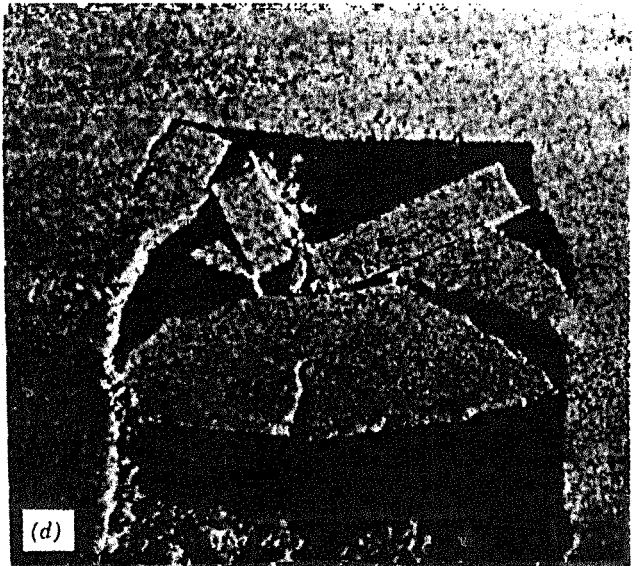
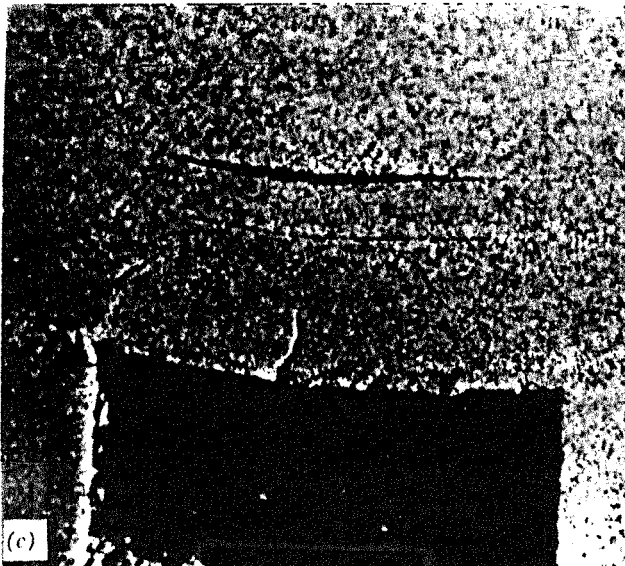
fig III 1- Le mécanisme d'éboulement par flexion dans les galeries de faible largeur (d'après / 60 /)



a Rupture d'un toit non boulonné (d'après / 61 / $h/a=0,1$)



b -Rupture du toit composé d'un 1^{er} banc mince et d'un 2^{ème} banc épais d'après / 26 /



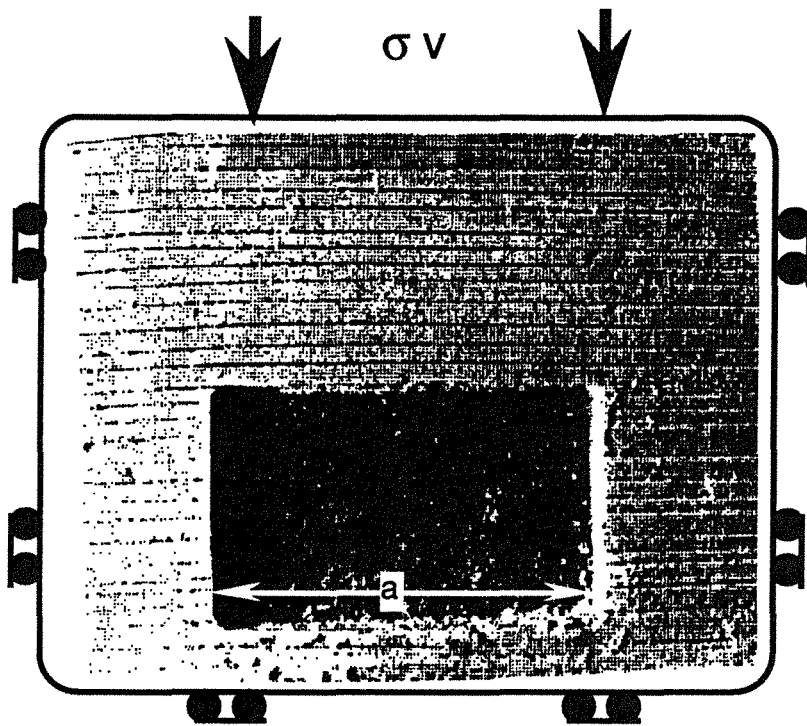
c- Rupture du toit composé d'un 1^{er} banc épais et 2^{ème} banc mince $h/a = 0,2$ d'après /26 /
 fig III 2 Mode de rupture du toit en galeries de faible largeur d'après
 les essais sur modèles physiques

Ce mode de rupture du toit est donc caractéristique d'une voie de faible largeur. Le même mécanisme est mis en évidence par GOODMAN /26/ à partir d'essais sur maquettes (fig. III2 b et c).

* GOODMAN /26/ réalisant des essais sur des maquettes simulant des voies larges ($h_1/a = 0,057$), montre que la section centrale du toit subit un affaissement et que la rupture se manifeste par l'apparition de fissures de traction :

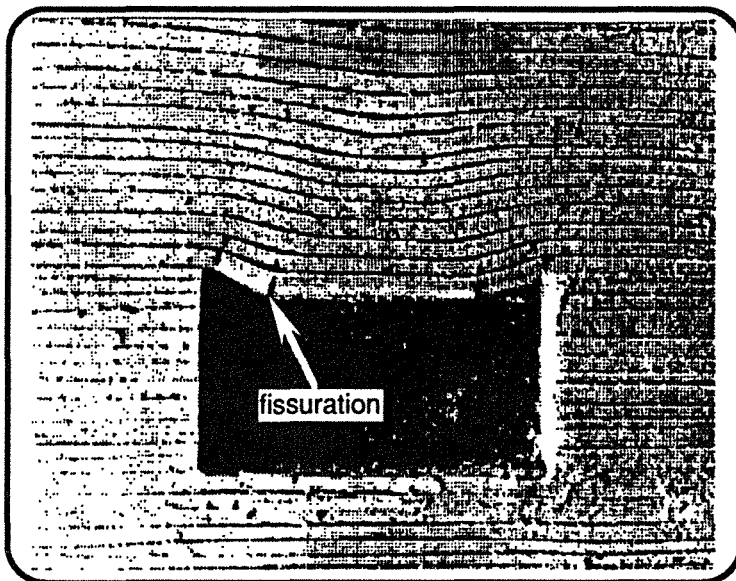
- Au niveau des parements (côté excavation) sur la fibre supérieure.
- A quelque centimètres des parements (côtés massif), sur la fibre inférieure

Peu de temps avant l'effondrement, il y a formation de deux petits blocs latéraux à proximité des parements, et un bloc central. En montant dans le toit les blocs centraux deviennent de moins en moins large et la rupture se concentre au milieu du toit (fig. III 3 a, b et c). L'empilement de blocs qui se forme au toit, glisse suivant les fissures verticales, puis s'effondre. La cloche d'éboulement dépend de l'orientation et des positions des fissures verticales.

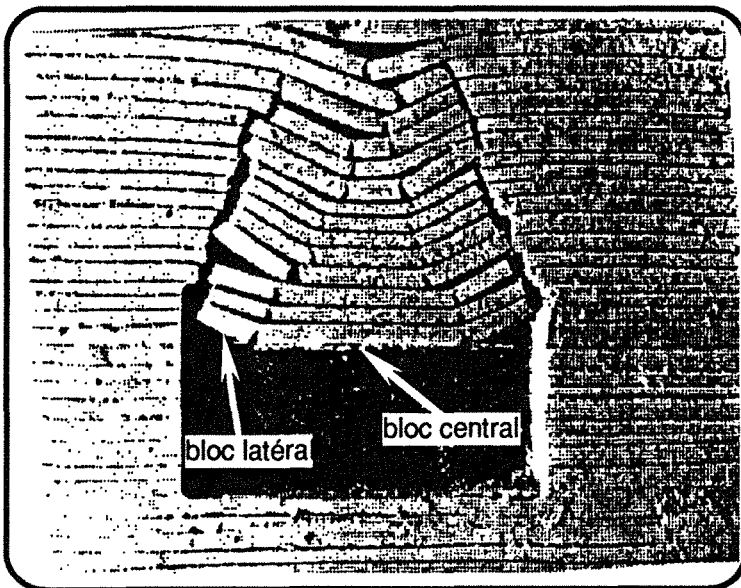


a / Phase initiale: à l'instant du chargement

h : épaisseur des strates



b / Phase de fissuration du toit: quelques minutes après le chargement



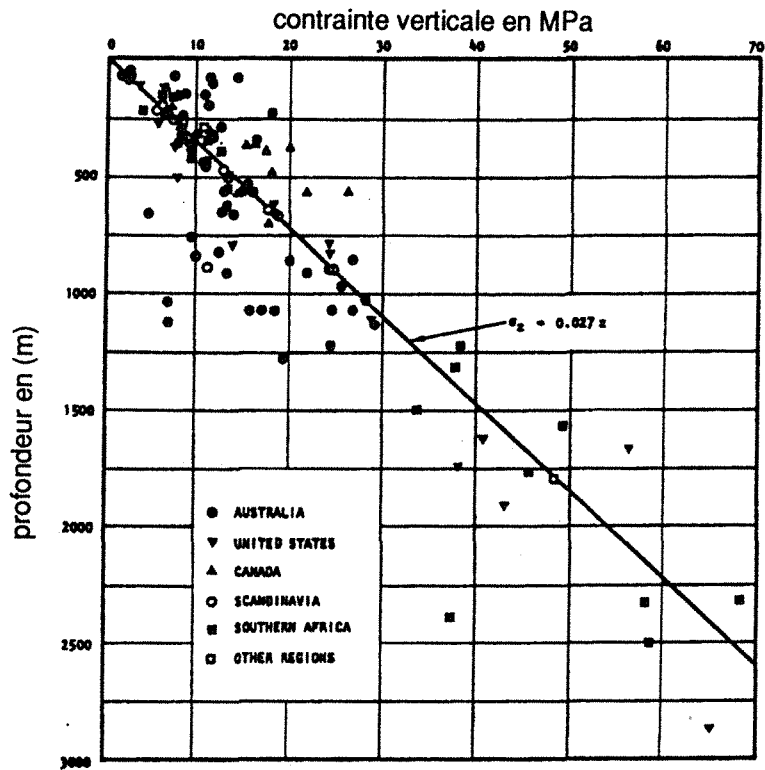
c / Phase finale: éboulement du toit

fig III 3 Mode de rupture du toit dans une galerie de grande largeur d'après /26 / essais sur modèle physique $h/a = 0,057$

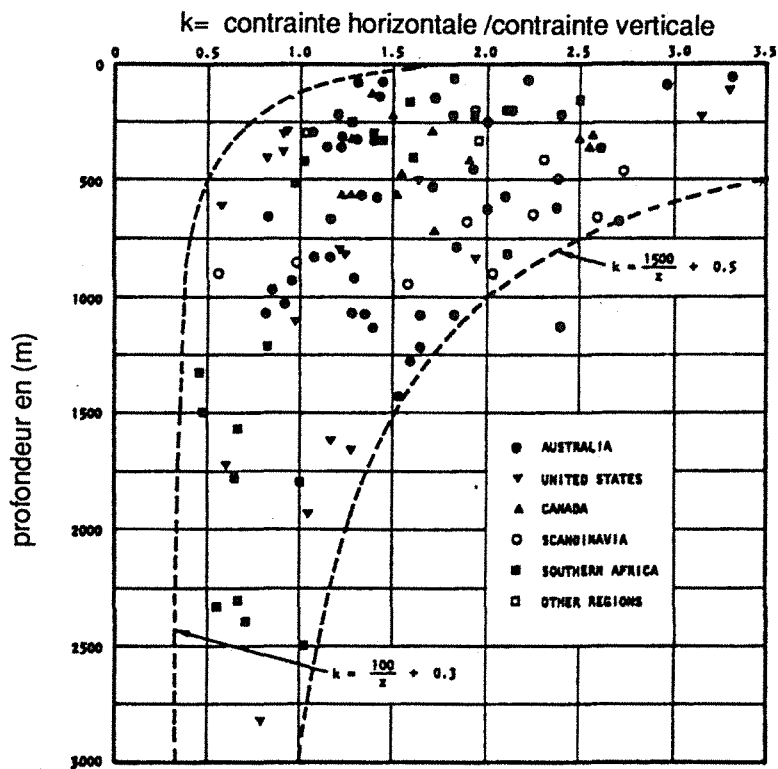
ANNEXE IV

**LA VARIATION DES
CONTRAINTE NATURELLES
AVEC LA PROFONDEUR**

ANNEXE IV



a- Variation de la contrainte verticale naturelle avec la profondeur



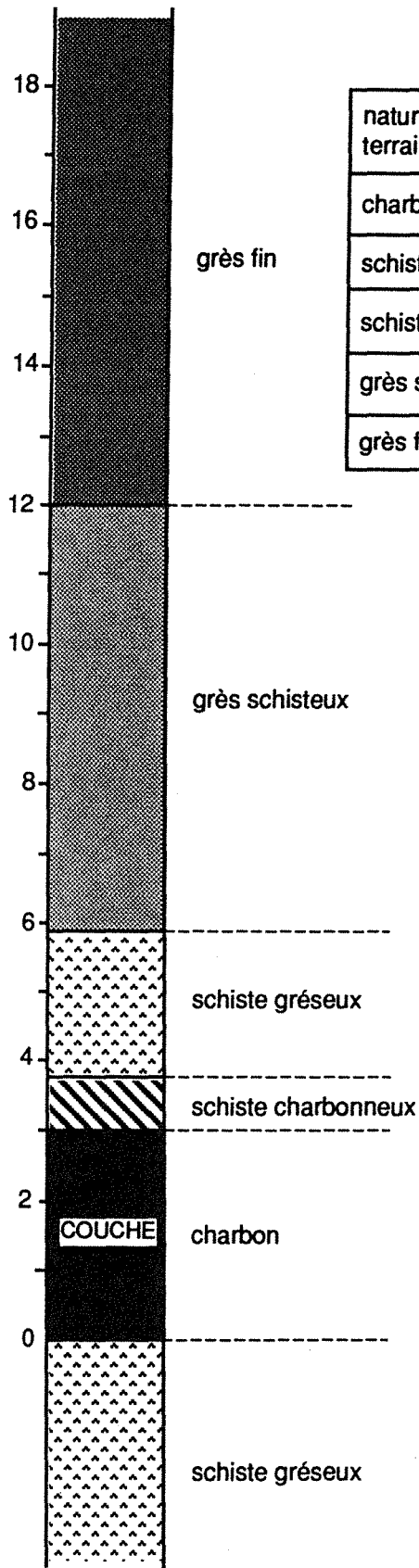
b -Variation du rapport de la contrainte horizontale sur la contrainte verticale avec la profondeur

fig IV - Evolution des contraintes naturelles avec la profondeur d'après Hoek et Brown /37/

ANNEXE V

DONNEES DE SONDAGE

**" MONTAGES DE TAILLES AUX
HOUILLERE DE BASSIN DE LORRAINE "**



nature des terrains	poids vol (KN/m3)	module de Young (MPa)	coef. de Poisson	Rc (MPa)	Rt (MPa)
charbon	22	3000	0,35	20	0,8
schiste carbonneux	22	6000	0,3	60	0,8
schiste gréseux	25,9	21000	0,25	82	6,4
grès schisteux	27,25	27000	0,2	70	3,5
grès fin	26,56	27876	0,15	155,1	6

a - Caractéristiques mécaniques du toit

Fig. V : Caractérisation du toit à partir d'un sondage au Siège Reumaux (sondage le plus proche des montages étudiés)

b - Coupe stratigraphique du toit
Sondage Siège Reumaux

