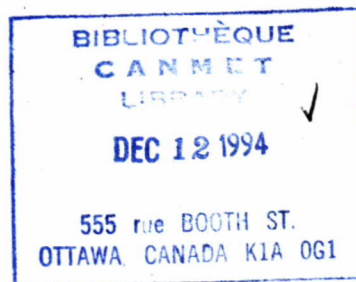


**MANUEL DES COUPS DE TOIT**  
**DANS LES**  
**MINES DE ROCHES DURES DE L'ONTARIO**

D.G.F. Hedley

Laboratoires de recherche minière



Rapport spécial de CANMET SP92-1F

© **Ministre des Approvisionnementnements et Services Canada 1992**

**En vente au Canada par l'entremise des**

**librairies associées  
et autres librairies**

**ou par la poste au :**

**Groupe Communication Canada - Édition  
Ottawa, Canada K1A 0S9**

**N° de catalogue : M38-15/1992-1F  
ISBN 0-660-94423-5**

#### **Ont collaboré à ce manuel :**

D. Ames (*Ministère du travail de l'Ontario*), B. Arjang (*CANMET*), S. Bharti (*auparavant à Falconbridge Ltée*), W. Blake (*consultant*), M. Board (*Itasca*), W. Bromell (*Falconbridge Ltée*). R. Brumer (*Golder Associates*), P. Campbell (*auparavant au Ministère du travail de l'Ontario*), C. Graham (*Direction de la recherche minière*), D. Hanson (*auparavant à CANMET*), R. Hong (*Minerais Lac Ltée*), P. Kaiser (*Centre de recherche en géomécanique de l'Université Laurentienne*), M. Kat (*Ministère du travail de l'Ontario*), L. Langdon (*Rio Algom Ltée*), D. Lebel (*CANMET*), W. Logan (*Ministère du développement du Nord et des mines de l'Ontario*), P. MacDonald (*auparavant à Inco Ltée*), A. Makuch (*Placer Dome Inc.*), S. Muppalaneni (*Rio Algom Ltée*), M. Neumann (*auparavant à Placer Dome Inc.*), L. Ng (*Falconbridge Ltée.*) J. Niewiadomski (*auparavant à CANMET*), D. O'Donnell (*Inco Ltée*), M. O'Flaherty (*Placer Dome Inc.*), M. Plouffe (*CANMET*), C. Pritchard (*Denison Mines Ltée*), W. Quesnel (*Minerais Lac Ltée*), P. Rochon (*CANMET*), T. Semadeni (*auparavant à CANMET*), A. Sheikh (*auparavant à Denison Mines Ltée*), G. Swan (*Falconbridge Ltée*), P. Townsend (*Denison Mines Ltée*), J. Udd (*CANMET*), T. Villeneuve (*Inco Ltée*), B. Wetmiller (*Commission géologique du Canada*), P. Young (*Queen's University*).

#### **Remerciements**

L'auteur, D.G.F. Hedley (Ph.D.), remercie très sincèrement Yves Potvin (Ph.D.), gérant, Groupe de la mécanique des roches, Centre de technologie Noranda, qui, malgré ses nombreuses occupations, a corrigé quelques chapitres de la version française de ce manuel. Monsieur Hedley est particulièrement reconnaissant à Shahriar Talebi (Ph.D.), chercheur scientifique, CANMET, Laboratoire d'Elliot Lake, qui a repris le projet et a consacré de nombreuses heures à la révision approfondie de la traduction française.

## PRÉFACE

Les coups de toit, qui sont des ruptures soudaines et explosives de roche, surviennent lorsque la roche a été chargée au-delà du point de rupture. En termes techniques, on dit que la contrainte présente dans la roche dépasse la résistance de celle-ci.

Les contraintes qui existent naturellement dans les massifs rocheux, à la suite des mouvements tectoniques, sont perturbées par les excavations comme les tunnels ou les chantiers d'avancement, ou par des ouvertures naturelles comme les cavernes. Lorsque de telles excavations sont effectuées, l'état d'équilibre qui existait auparavant est perturbé et un nouvel équilibre doit s'établir. En somme, les ouvertures souterraines provoquent des concentrations de contraintes autour d'elles. Si ces concentrations sont inférieures à la résistance de la roche, un nouvel équilibre s'établit. Sinon, il y a rupture.

La possibilité d'une rupture soudaine de la roche dépend de ses propriétés de résistance, de la charge exercée sur elle et de la durée de la période pendant laquelle la variation du chargement a lieu. Les facteurs contribuant à la rupture sont la présence de zones de faiblesses et les concentrations de contraintes dans le massif rocheux, les contraintes préexistantes élevées et les formes d'excavation qui résultent des concentrations de contraintes particulièrement élevées. Des ouvertures étroites et longues, proches les unes des autres, en grande profondeur dans une roche élastique, cassante et dure présentent le plus grand risque de coup de toit.

Les roches du Bouclier canadien et les conditions de leur exploitation ont entraîné une forte incidence de coups de toit en deux occasions. Au début des années 40 et auparavant, une grande partie de la production minière du Canada provenait de méthodes hautement sélectives d'exploitation des filons étroits. La présence de nombreuses petites ouvertures en profondeur et un manque de connaissance des effets mutuels des concentrations des contraintes ont donné lieu à un grave problème de coups de toit, notamment dans les mines d'or de l'Ontario. Le regretté professeur R.G.K. (« Bob ») Morrison de l'Université McGill, à Montréal, à qui je dois ma formation en génie minier, avait quitté le champ aurifère Kolar de l'Inde pour examiner ce problème au Canada. Ses connaissances en matière de coups de toit en Inde, en Afrique du Sud et ailleurs, et le concept « d'exploitation séquentielle » qu'il a introduit dans les pratiques canadiennes, ont permis de réduire grandement la fréquence des coups de toit pendant des années.

Dans les années 70, toutefois, le problème prit une nouvelle dimension. Pour des raisons de rentabilité économique et de compétitivité sur les marchés internationaux, l'industrie minière au Canada et dans d'autres pays a été amenée à utiliser à la fois des ouvertures souterraines de production plus larges et des méthodes d'abattage de masse. Au début des années 80, on a encore une fois assisté à une recrudescence sérieuse des coups de toit dans les mines ontariennes.

En 1984, sous la direction du Centre canadien de la technologie des minéraux et de l'énergie (CANMET), le projet de recherche Canada-Ontario-Industrie sur les coups de toit a vu le jour. Cette initiative quinquennale de 4,2 millions de dollars avait pour principale caractéristique d'être financée à parts égales par les trois partenaires et gérée par des comités tripartites techniques et administratifs.

Ce modèle a été largement reconnu comme étant idéal pour effectuer de la recherche en partenariat.

Dans la première phase du projet, le gouvernement du Canada s'est chargé, par l'intermédiaire de CANMET, de fournir les ressources humaines et de soutien au projet. Le gouvernement de l'Ontario, par l'intermédiaire des ministères du Travail et du Développement du Nord et des Mines, s'est chargé de fournir le matériel de surveillance sismique. L'industrie minière de l'Ontario, quant à elle, a pris la responsabilité, par l'intermédiaire de l'Ontario Mining Association et, plus récemment encore, de la Direction de la recherche minière, des installations locales des mines ayant besoin des équipements de surveillance sismique et des services de ce genre. La contribution de chaque partenaire a été évaluée à 1,4 million de dollars.

En 1984, année de lancement du projet, les grands objectifs étaient d'améliorer la capacité de surveillance des événements sismiques induits par l'exploitation minière, d'améliorer la précision de la localisation des sources de ces événements, et d'étudier les causes des coups de toit et les stratégies visant à atténuer ou à contrôler l'étendue des dégâts.

Pendant la première période quinquennale, soit de 1984 à 1989, des résultats concrets ont été obtenus, notamment :

- Des systèmes de surveillance microsismiques sont maintenant installés dans toutes les mines ontariennes où ils sont nécessaires. La couverture locale est pratiquement complète.
- Des sismographes ont été installés dans quatre régions minières pour compléter les stations existantes du Réseau de l'Est du Canada de la Commission géologique du Canada. La précision de la localisation des événements ainsi que le temps de réponse se sont améliorés.
- Des systèmes de surveillance macrosismiques, intermédiaires par rapport aux deux précédents, ont été mis au point dans les mines principales. Ces systèmes, qui enregistrent des signaux entiers, fournissent des données pour la détermination des mécanismes de la source.
- Des essais ont été effectués concernant des techniques de tirs de relâchement des contraintes et des systèmes de soutènement pour contenir les dégâts causés par les coups de toit.

Enfin, David Hedley, directeur de projet à CANMET pour le Projet de recherche Canada-Ontario-Industrie sur les coups de toit jusqu'à la mi-1990 et maintenant retraité, a rédigé le présent Manuel des coups de toit, qui constitue le résultat final de la première phase du projet. Ce document est le plus complet écrit sur le sujet et il devrait constituer un outil de conception inestimable pour l'industrie et d'autres intervenants. CANMET est fier du rôle qu'il a joué dans ce projet et de la contribution de son personnel, sous la direction technique de M. Hedley, qui ont permis de repousser les limites de la recherche sur les coups de toit au Canada.

John E. Udd  
Directeur  
Laboratoires de recherche minière  
CANMET

## TABLE DES MATIÈRES

Préface .....	i
<b>1. TERMINOLOGIE DES COUPS DE TOIT .....</b>	<b>1</b>
1.1 Introduction .....	1
1.2 Définition .....	1
1.3 Classification .....	2
1.4 Rapports .....	3
1.5 Références .....	5
<b>2. RÉTROSPECTIVE DES COUPS DE TOIT DANS LES MINES DE L'ONTARIO .....</b>	<b>7</b>
2.1 Introduction .....	7
2.2 Mines de Kirkland Lake .....	7
2.2.1 Facteurs affectant les incidents et la gravité des coups de toit.....	8
2.2.2 Élaboration de directives .....	9
2.2.3 Séquence des coups de toit dans la mine Wright-Hargreaves .....	10
2.3 Mines de Sudbury .....	10
2.3.1 Mesures de contrôle à la mine Creighton .....	10
2.4 Rapport Morrison .....	11
2.4.1 Théorie du voûtage .....	11
2.4.2 Stratégie de contrôle .....	13
2.5 Recherche géophysique .....	14
2.6 Activité sismique et recherches récentes .....	16
2.7 Références .....	19
<b>3. MÉCANIQUE DES COUPS DE TOIT .....</b>	<b>21</b>
3.1 Introduction .....	21
3.2 Bilan énergétique .....	21
3.3 Calcul des composantes énergétiques .....	25
3.4 Exploitation minière par étapes et abattage de masse .....	28
3.5 Types de coups de toit .....	31
3.5.1 Coups de déformation .....	32
3.5.2 Coups de pilier .....	37
3.5.3 Coups de glissement de faille .....	42
3.6 Références .....	47
<b>4. SURVEILLANCE SISMIQUE .....</b>	<b>51</b>
4.1 Introduction .....	51
4.2 Sismographes .....	51
4.3 Systèmes macrosismiques .....	54

4.4	Systemes microsismiques .....	58
4.5	Techniques de localisation de la source .....	61
4.5.1	Solutions directes .....	61
4.5.2	Solutions iteratives .....	63
4.6	Precision de la localisation de la source .....	65
4.7	References .....	71
<b>5.</b>	<b>SISMOLOGIE DES COUPS DE TOIT .....</b>	<b>75</b>
5.1	Introduction .....	75
5.2	Ondes sismiques .....	75
5.3	Relations de magnitude .....	76
5.3.1	Echelles de Richter et de Nuttli .....	76
5.3.2	Statistiques de magnitudes .....	80
5.3.3	Energie sismique .....	82
5.3.4	Moment sismique .....	83
5.4	Analyse des signaux sismiques .....	85
5.4.1	Domaine temporel .....	85
5.4.2	Domaine frequentiel .....	89
5.4.3	Modeles sismiques .....	91
5.4.4	Relations d'echelle .....	92
5.5	References .....	95
<b>6.</b>	<b>ATTENUATION DES COUPS DE TOIT .....</b>	<b>99</b>
6.1	Introduction .....	99
6.2	Taux de liberation d'energie .....	99
6.3	Contrainte de cisaillement excedentaire .....	102
6.4	Configuration et sequence de l'extraction .....	107
6.5	Utilisation du remblayage pour attenuer les coups de toit .....	113
6.5.1	Effet du remblayage sur le bilan energetique .....	114
6.5.2	Conception d'un remblai rigide .....	122
6.5.3	Utilisation du remblayage pour controler la rupture violente de piliers .....	126
6.6	References .....	134
<b>7.</b>	<b>CONTRÔLE DES DÉGÂTS CAUSÉS PAR LES COUPS DE TOIT .....</b>	<b>139</b>
7.1	Introduction .....	139
7.2	Vitesse, acceleration et deplacement maximaux des particules .....	140
7.3	Criteres relatifs aux degats .....	145
7.4	Mecanique du chargement dynamique .....	148
7.5	Essais en laboratoire et en profondeur .....	153
7.5.1	Essais en laboratoire .....	153

7.5.2	Essais à la mine ERPM .....	154
7.5.3	Essais à la mine Campbell, Placer Dome Inc. ....	156
7.6	Observation souterraine des systèmes de soutènement .....	164
7.6.1	Poteaux et poutres de bois .....	164
7.6.2	Cadres d'acier .....	164
7.6.3	Soutènements à tendons .....	164
7.6.4	Soutènements à friction .....	165
7.6.5	Laçage .....	166
7.7	Conception des systèmes de soutènement .....	167
7.8	Références .....	170
<b>8.</b>	<b>SAUTAGE DE RELÂCHEMENT DES CONTRAINTES .....</b>	<b>173</b>
8.1	Introduction .....	173
8.2	Concepts de mécanique des roches appliqués au relâchement des contraintes .....	176
8.2.1	Piliers .....	176
8.2.2	Ouvertures d'avancement .....	181
8.2.3	Failles .....	183
8.3	Pratiques de tir de relâchement des contraintes des piliers .....	184
8.3.1	Mine Campbell, Placer Dome Inc. ....	186
8.3.2	Mine Macassa, Minéraux Lac Ltée. ....	187
8.3.3	Mine Lucky Friday, Hecla Mining Company .....	191
8.3.4	Mine Creighton, Inco Ltée. ....	193
8.4	Pratiques de relâchement pour les galeries d'avancement .....	195
8.5	Essais de relâchement des failles .....	196
8.5.1	Relâchement des failles par sautage .....	199
8.5.2	Relâchement des failles par injection de fluide .....	199
8.6	Références .....	200
<b>9.</b>	<b>PRÉDICTION DES COUPS DE TOIT .....</b>	<b>205</b>
9.1	Introduction .....	205
9.2	Prédiction de l'emplacement d'un coup de toit .....	206
9.2.1	Localisation des coups de toit d'après la concentration des contraintes .....	206
9.2.2	Localisation des coups de toit à partir de l'activité microsismique .....	210
9.3	Prédiction du moment où se produira un coup de toit .....	214
9.3.1	Distribution temporelle des coups de toit .....	217
9.3.2	Phénomènes microsismiques précurseurs .....	218
9.3.3	Études récentes de prédiction des coups de toit .....	221
9.3.4	Historique des coups de toit .....	222
9.3.5	Phénomènes précurseurs .....	222
9.4	Mécanismes de déclenchement des coups de toit .....	223



9.4.1 Sautage minier .....	223
9.4.2 Forage de mine .....	224
9.4.3 Opérations de chargement .....	224
9.4.4 Coups de toit .....	224
9.4.5 Mécanismes non liés à l'exploitation minière .....	225
9.5 Conclusion .....	225
9.6 Références .....	227
<b>10. ÉTUDES DE CAS .....</b>	<b>231</b>
10.1 Mine Quirke de Rio Algom, Elliot Lake .....	231
10.1.1 Résumé .....	231
10.1.2 Géologie et méthodes d'exploitation minière .....	231
10.1.3 Séquence des coups de toit .....	231
10.1.4 Études analytiques .....	235
10.1.5 Études sismiques .....	241
10.1.6 Discussion .....	241
10.1.7 Références .....	242
10.2 Mine Falconbridge .....	243
10.2.1 Résumé .....	243
10.2.2 Exploitation minière .....	243
10.2.3 Coups de toit précédents .....	245
10.2.4 Surveillance microsismique .....	246
10.2.5 Séquence des coups de toit .....	247
10.2.6 Analyse sismique .....	250
10.2.7 Discussion .....	253
10.2.8 Références .....	254
10.3 Mine Macassa de Minéraux Lac, Kirkland Lake .....	255
10.3.1 Résumé .....	255
10.3.2 Historique des coups de toit .....	255
10.3.3 Contexte de l'exploitation minière .....	256
10.3.4 Méthodes d'exploitation .....	258
10.3.5 Mécanismes des coups de toit .....	259
10.3.6 Conclusions .....	269
10.3.7 Références .....	270
10.4 Mine Campbell de Placer Dome .....	272
10.4.1 Résumé .....	272
10.4.2 Contexte de l'exploitation minière .....	272
10.4.3 Historique des coups de toit .....	273
10.4.4 Séquence des coups de toit dans la zone « F » .....	274
10.4.5 Surveillance microsismique .....	276
10.4.6 Modélisation numérique .....	279
10.4.7 Discussion .....	283

10.5 Mine Strathcona de Falconbridge .....	285
10.5.1 Introduction .....	285
10.5.2 Premiers coups de toit, 1971 à 1985 .....	286
10.5.3 Élaboration d'une stratégie, 1985 à 1986 .....	288
10.5.4 Recherche sur les coups de toit, 1987 à 1990 .....	289
10.5.5 Recommandations finales, 1990 à 1991 .....	292
10.5.6 Références .....	294
10.6 Mine Creighton d'Inco, Sudbury .....	296
10.6.1 Résumé .....	296
10.6.2 Contexte de l'exploitation minière .....	296
10.6.3 Historique des coups de toit .....	298
10.6.4 Surveillance sismique .....	299
10.6.5 Mesures de contrôle des coups de toit .....	302
10.6.6 Références .....	305

## 1. TERMINOLOGIE DES COUPS DE TOIT



Écroulement de piliers dans une zone de coups de toit à la mine Denison.

# 1. TERMINOLOGIE DES COUPS DE TOIT

## 1.1 INTRODUCTION

Un coup de toit est une rupture soudaine et violente d'un massif rocheux. Soudaine, car la rupture survient en une fraction de seconde, et violente, car les éclats de roche sont éjectés dans les ouvertures de la mine. Durant la rupture, le surplus d'énergie est libéré sous forme d'énergie sismique qui fait vibrer la masse rocheuse environnante. Ce sont ces vibrations qui se font sentir sous terre et en surface.

Les coups de toit sont des phénomènes du XX<sup>e</sup> siècle. Ils sont apparus au début du siècle dans les mines d'or du Witwatersrand, en Afrique du Sud, et dans les champs aurifères de Kolar, en Inde. En 1908, une Commission sud-africaine a établi que les secousses ressenties en surface étaient dues à l'exploitation minière et non à des causes naturelles (tremblements de terre). L'expression « coup de toit » a été utilisée, semble-t-il, pour décrire l'éclatement des piliers de soutènement observé sous terre.

Au Canada, les coups de toit ont commencé à poser un problème au milieu des années 1930 dans les mines de roche dure de Kirkland Lake et de Sudbury, en Ontario. Par la suite, des mines d'autres provinces ont aussi subi des coups de toit, mais dans une moindre mesure que celles de l'Ontario.

## 1.2 DÉFINITION

Depuis des années, beaucoup d'efforts ont été déployés pour trouver une définition convenable des coups de toit. Dans l'Ontario Mining Act de 1939, le coup de toit était défini ainsi :

« Phénomène causant la chute de roches dans une excavation, ou un déplacement de terrain dans une excavation ou autour de celle-ci, et caractérisé ou accompagné par un choc ou une secousse dans la masse rocheuse environnante. »

La Loi de 1978 sur l'hygiène et la sécurité en milieu de travail dans les mines de l'Ontario modifiait cette définition en ces termes :

« Rupture instantanée de la roche causant l'expulsion de matériau à la surface d'une ouverture, ou perturbation

sismique d'une mine à ciel ouvert ou souterraine. »

Même si d'autres définitions ont été proposées, généralement axées sur la libération soudaine d'énergie ou de contrainte, elles comportent toutes la même ambiguïté en ce sens que l'expression « coup de toit » est utilisée pour décrire à la fois le processus de rupture ou de fracturation, aussi bien que les bruits et les vibrations émanant de la source. Dans certains cas, on sent les vibrations, mais on ne constate aucun dégât.

Depuis une vingtaine d'années, des systèmes microsismiques, installés en profondeur, ont révélé que les secousses sismiques qui causent des dégâts constituent seulement une faible proportion du nombre total des événements enregistrés. C'est ce qui a donné naissance à l'idée, initialement en Afrique du Sud, de définir en premier lieu un événement sismique, ensuite un coup de toit comme étant un sous-ensemble d'événements sismiques, ce qui a permis d'éliminer l'ambiguïté des définitions qui précèdent.

Selon les définitions utilisées par la Chambre des mines de l'Afrique du Sud (1982), les définitions suivantes ont été adoptées.

Un **événement sismique** désigne un mouvement passager de terrain causé par une libération soudaine de l'énergie potentielle ou de l'énergie de déformation emmagasinée dans la roche. Par conséquent, l'énergie sismique rayonne sous forme d'ondes de déformation. La magnitude d'un événement sismique est généralement calculée à partir de l'amplitude maximale de l'onde de déformation, à l'aide d'une échelle logarithmique (p. ex. l'échelle de Richter).

Un **coup de toit** désigne un événement sismique causant des blessures à des personnes ou des dégâts aux installations souterraines. La caractéristique générale et essentielle des coups de toit est leur nature soudaine et violente.

Par conséquent, tous les coups de toit sont des événements sismiques, mais les événements sismiques ne sont pas tous des coups de toit.

### 1.3 CLASSIFICATION

Initialement, les mines de Kirkland Lake et de Sudbury en Ontario utilisaient des systèmes similaires de classification des coups de toit. Les **coups de toit de déformation** étaient causés par de fortes concentrations de contrainte en bordure des ouvertures minières.

L'échelle de classification va de petits fragments de roche éjectés à l'éroulement de la totalité d'une paroi. Ces petits coups de toit étaient liés, en règle générale, à des galeries d'avancement y compris des puits.

Les **coups de pilier** étaient des ruptures soudaines de piliers entiers quand ils devenaient trop petits et trop chargés. Ils se produisaient surtout dans les zones surexploitées et les dégâts étaient importants. On appelait les ruptures de piliers multiples des **coups d'écrasement** qui, même s'ils n'étaient pas nombreux, provoquaient les problèmes les plus graves.

Par la suite, les mines de Sudbury ont changé leur système de classification. Les coups de toit **inhérents** ont remplacé les coups de toit de déformation afin de préciser le fait que les contraintes avant l'exploitation étaient assez élevées pour causer la rupture au moment du fonçage des premières galeries. Les coups de toit **induits** ont remplacé les coups de pilier et d'écrasement. Ils étaient causés par le transfert et la concentration des contraintes dans les structures et les piliers restants à la suite de l'exploitation minière..

Au cours des années 1980, on a identifié un troisième type de coup de toit. Lorsqu'un glissement se produit brusquement le long d'un plan de faiblesse géologique, un **coup de glissement de faille** se produit. Il s'agit d'un phénomène identique aux tremblements de terre. Auparavant, un certain nombre d'événements sismiques d'envergure étaient signalés sans en repérer les foyers. Il s'agissait probablement de coups de glissement de faille.

#### 1.4 RAPPORTS

Entre 1928 et 1990, près de 4 000 coups de toit et 57 accidents mortels qui s'ensuivirent ont été signalés au ministère du Travail de l'Ontario ou à son prédécesseur, le ministère des Mines, comme on le voit à la figure 1.1. À la fin des années 1930, les accidents mortels liés aux coups de toit augmentaient de façon alarmante. Aussi, l'industrie minière s'est-elle acharnée à mettre au point des méthodes pour atténuer le problème. Ces dernières étaient partiellement concluantes et la fréquence des coups de toit a diminué durant les années 1940. Les décennies 70 et 80 ont vu se ralentir l'activité des coups de toit qui a atteint un niveau relativement bas.

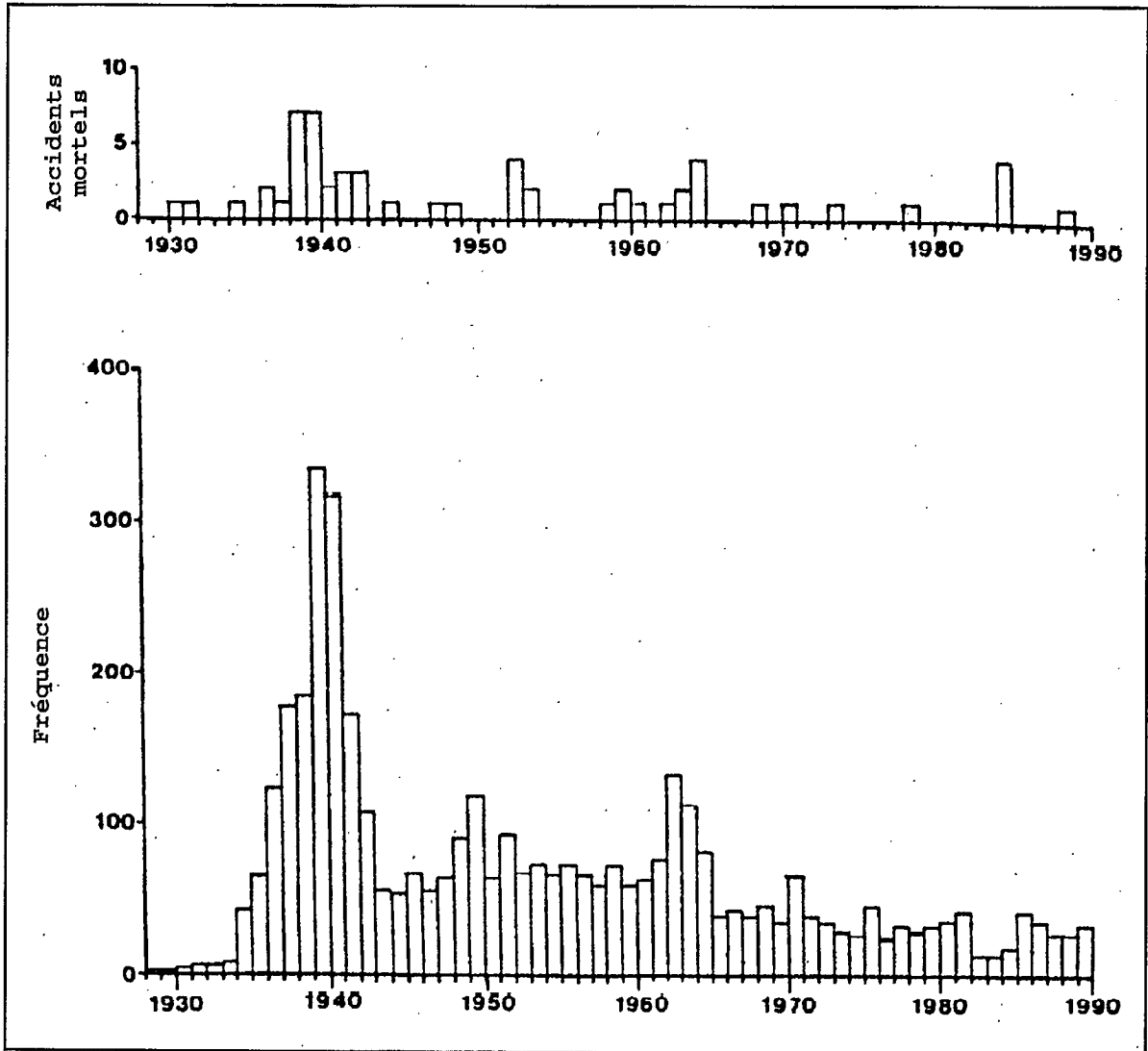


Fig. 1.1 - Coups de toit et accidents mortels signalés dans les mines de l'Ontario (1928 à 1990).

Durant cette période de 60 ans, les critères régissant les rapports de coups de toit ont changé à plusieurs reprises. Avant 1939, il ne fallait signaler que ceux qui avaient causé des blessures. Toutefois, l'Ontario Mining Association avait établi sa propre procédure de rapport qui comprenait « tout dommage évident au boisage ou à d'autres éléments de soutènement, ou ayant causé des retards importants aux opérations ». Une forme modifiée de cette procédure a été incorporée dans l'Ontario Mining Act de 1939, en vertu de laquelle il devenait obligatoire de signaler un coup de toit s'il survenait dans les chantiers souterrains.

Dans la loi de 1978, les critères s'appliquant aux dégâts ont été ainsi modifiés : « Lorsqu'un coup de toit se produit et provoque des dégâts à l'équipement ou le déplacement de plus de cinq tonnes de matériau. »

Les lois de 1939 et 1978 exigent la confirmation visuelle des dégâts. Par conséquent, les événements sismiques qui se produisent dans les zones abandonnées d'une mine, sans accès permettant une confirmation visuelle ne sont pas signalés. Il en est de même pour les coups de glissement de faille à l'intérieur du massif rocheux qui ne provoquent aucun dégât. Durant les années 1980, de nombreux événements sismiques importants se sont produits dans les parties abandonnées des mines ou derrière les parois rocheuses. Ces événements ne sont pas compris dans la figure 1.1.

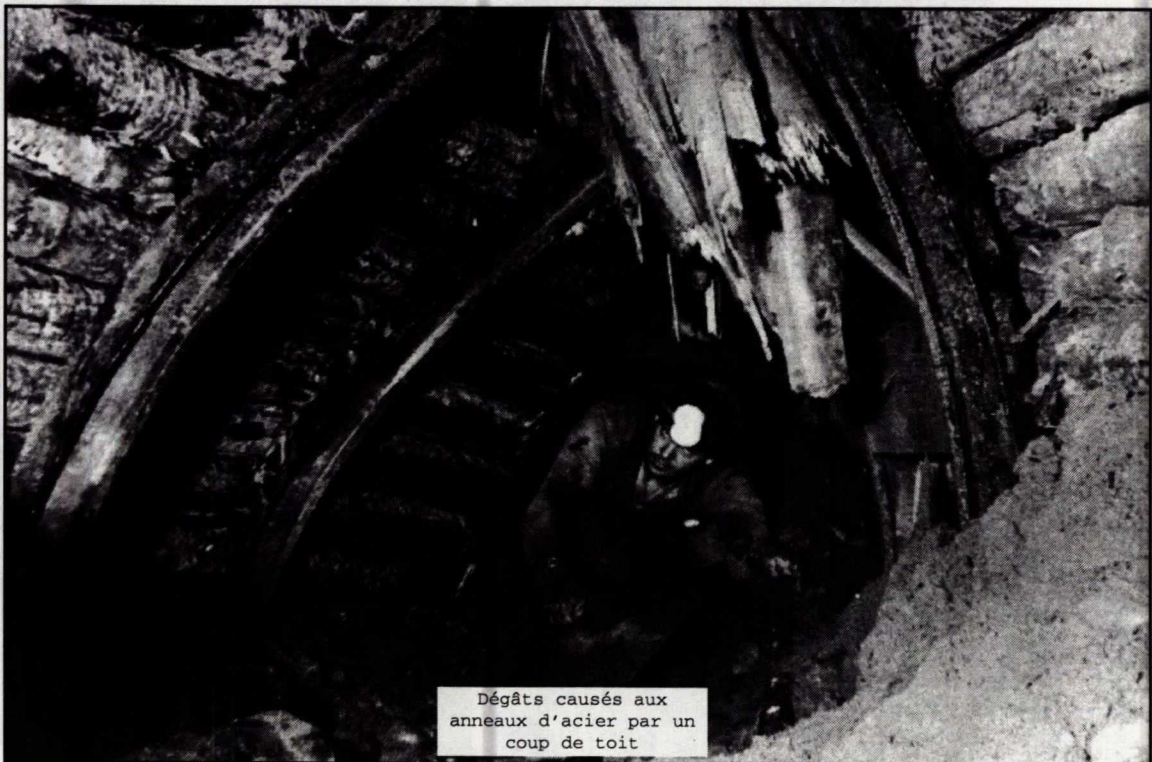
Depuis 1984, tous les événements sismiques importants dans les mines de l'Ontario ont été classés selon leur magnitude, le seuil de détection étant de 2,0. Ces événements sont enregistrés sur le Réseau sismique de l'est du Canada, exploité par la Division de géophysique de la Commission géologique du Canada, qui calcule les valeurs des magnitudes.

### **1.5 Références**

Chamber of Mines of South Africa. (1982) Rockburst terminology: Circular No. 28/82, Johannesburg.



## 2. RÉTROSPECTIVE DES COUPS DE TOIT DANS LES MINES DE L'ONTARIO



Anneaux d'acier de soutènement dans des galeries sujettes aux coups de toit à la mine Lake Shore dans les années 1940.

## 2. RÉTROSPECTIVE DES COUPS DE TOIT DANS LES MINES DE L'ONTARIO

### 2.1 INTRODUCTION

Le premier coup de toit signalé en Ontario s'est produit en janvier 1928, à une profondeur de 670 m dans le puits Mond de la Mine Froot, à Sudbury. Au milieu des années 1930, de nombreux coups de toit se produisaient dans les mines Lake Shore, Teck-Hughes et Wright-Hargreaves, à Kirkland Lake. Dans la région de Sudbury, les mines Froot et Creighton subissaient des coups de toit.

Par la suite, d'autres sites miniers ont connu des coups de toit : des mines d'or à Red Lake et Virginiatown dans les années 1960, des mines d'uranium à Elliot Lake dans les années 1980. Les mines d'or de la région de Timmins sont de même âge, profondeur et géométrie que celles de Kirkland Lake, mais seuls des coups de toit isolés ont été signalés.

Dans d'autres provinces, des tremblements de terre « induits par l'exploitation minière » se sont produits au-dessus des mines de potasse, en Saskatchewan. On a signalé des coups de toit dans certaines mines d'or dans la région de Val d'Or au Québec. Il y en a eu aussi dans les mines de plomb-zinc au Nouveau-Brunswick. En 1958, un coup de toit (une secousse) à la houillère de Springhill, en Nouvelle-Écosse, a fait 75 morts. Une mine de spath fluor (à Terre-Neuve) a également subi des coups de toit à une profondeur d'à peine 150 m.

### 2.2 MINES DE KIRKLAND LAKE

À Kirkland Lake, les veines de quartz aurifère sont associées à plusieurs systèmes de failles appelés « faille principale » ou faille de Kirkland Lake. Cette faille s'étend à travers tout le site dans une direction est-ouest et plonge de façon abrupte vers le sud. D'est en ouest, on notait les mines Toburn, Sylvania, Wright-Hargreaves, Lake Shore, Teck-Hughes, Kirkland Lake Gold et Macassa, dont seule la dernière est toujours exploitée. L'exploitation a atteint une profondeur de plus de 2 000 mètres. À faible profondeur, des méthodes d'exploitation par chambres-magasins ont été utilisées et généralement remplacées ensuite par l'abattage par chambres remblayées, qui utilise des stériles, du sable et du gravier. Dans la plupart des mines, plusieurs veines sous-parallèles présentent des largeurs typiques de 2 m. Les roches mères sont du porphyre, du tuf volcanique et de la syénite basique, toutes dures et cassantes.

En 1939, devant l'accroissement du nombre d'incidents de coups de toit, les exploitants miniers de Kirkland Lake ont mis sur pied le Comité de recherche sur les coups de toit. L'une des premières mesures prises par ce Comité a été la rédaction de trois documents traitant des problèmes de coups de toit dans les mines de Teck-Hughes (Christian, 1939), Wright-Hargreaves (Robertson, 1939) et Lake Shore (Robson et al., 1940). Ces documents donnent une bonne indication des méthodes de contrôle des coups de toit utilisées à l'époque.

### **2.2.1 Facteurs affectant les incidents et la gravité des coups de toit**

#### **Profondeur des chantiers**

Le nombre et la violence des coups de toit augmentent avec la profondeur. C'est ce qu'explique la théorie du « voûtage ». L'abattage en gradins produit une zone arquée de roches perturbées et fracturées dans le toit et, dans une moindre mesure, dans le mur. La taille du dôme est contrôlée par la portée de l'excavation, les propriétés des roches des parois, les méthodes de soutènement et la profondeur. Les coups de toit sont attribués à la formation de ces dômes, et les éclatements les plus graves, à la fusion des dômes.

#### **Caractéristiques structurales**

Les roches dures et cassantes sont plus susceptibles d'éclatement que les roches moins résistantes et plus souples. Les fissures, les failles et les dykes sont des lignes de faiblesse et jouent un certain rôle dans les incidents de coups de toit.

#### **Pendage du gisement de minerai**

Les coups de toit sont plus susceptibles de se produire dans des gisements à fort pendage que dans ceux à faible pendage. La raison n'en est pas très précise, mais on les attribue à l'accumulation de contraintes tangentielles dans la paroi rocheuse avec la profondeur.

#### **Séquence des opérations d'abattage**

Les opérations éparpillées d'abattage entraînent la formation et la fusion de nombreux dômes. Leur séquence doit être conçue de manière à éviter la formation de piliers résiduels et l'extension soudaine de dômes d'une zone à l'autre.

#### **Vitesse de l'exploitation**

L'affaissement de terrain s'effectue indépendamment de la vitesse de l'exploitation, ce qui provoque une augmentation progressive de la pression. Dans ces conditions, l'abattage devrait être aussi rapide que possible.

### 2.2.2 Élaboration de directives

- De nombreux coups de toit surviennent au moment d'un tir ou peu de temps après, ce qui a entraîné l'adoption du sautage centralisé lors des changements des équipes de travail.
- Il faudrait éviter de laisser de petits piliers résiduels de minerai ou de stériles afin de permettre un affaissement graduel et uniforme du toit.
- Il faut éviter, ou exploiter le plus rapidement possible, des piliers horizontaux minces qui sont susceptibles de subir des coups de toit.
- Des piliers verticaux, comme ceux autour des puits et des bordures des propriétés, sont en règle générale stables.
- L'exploitation des zones résiduelles à partir de deux directions n'est pas recommandée.
- Des tailles à fort pendage évitent la formation de résidus horizontaux et sont moins sujettes à des éclatements.
- Des longues tailles s'étendant de niveau à niveau et s'avancant vers une zone inexploitée sont moins sujettes à des coups de toit que celles extraites vers une autre zone d'abattage.

Nombre d'observations et de directives présentées dans ces rapports sont toujours pertinentes. Certains concepts ont toutefois changé. Les coups de toit dans des gisements à fort pendage résultent de fortes contraintes horizontales, supérieures aux contraintes verticales dues à la gravitation. Cette découverte remonte aux années 1960, lorsqu'on a commencé à mesurer les contraintes dans un certain nombre de mines de l'Ontario. Le concept du voûtage dans l'explication des coups de toit a été remplacé par une approche d'équilibre d'énergie. Des dômes, ou zones d'expansion, se trouvent bien dans les parois des chantiers et de faibles contraintes de tension y sont présentes. Cependant, plus la profondeur augmente, moins ces dômes s'étendent (Salamon, 1974). Ce qui n'était pas reconnu, c'est que lors des ruptures de pilier il y a une brusque convergence des parois rocheuses et une variation d'énergie potentielle. C'est là la source de l'énergie libérée par un coup de toit. Même si on pensait que les failles, les familles de fissures et les dykes avaient un effet important sur les incidents de coups de toit, on ne reconnaissait pas le concept de glissement sur ces structures comme étant la cause et la source des coups de toit. Et ce, malgré le fait que certaines des fortes secousses avaient été signalées bien à l'intérieur des parois rocheuses et ne pouvaient se produire qu'avec un mécanisme de glissement de faille.

### **2.2.3 Séquence des coups de toit dans la mine Wright-Hargreaves**

La séquence de coups de toit la plus destructrice à Kirkland Lake s'est produite à la mine Wright-Hargreaves, en 1964 (Buckle). La plus grande partie du gisement avait été extraite alors par chambres remblayées. Toutes les grandes ouvertures de service, y compris les puits, les galeries de ventilation et les cheminées à minerai se trouvaient dans un pilier de puits près du centre de la mine. Une exploitation limitée dans le pilier a provoqué une série de coups de toit, le plus important jamais enregistré au Canada, ayant une magnitude d'au moins 4,0.

L'inspection des chantiers a permis de constater d'importants dégâts subis par le pilier de puits, et les travers-bancs au puits étaient bloqués sur une distance verticale de 400 m. L'étendue des dégâts et les réserves limitées de minerai ont causé la fermeture immédiate de la mine.

## **2.3 MINES DE SUDBURY**

Même si des travaux de recherche et de développement sur les coups de toit ont été effectués dans les mines de Sudbury depuis le milieu des années 1930, les documents à ce sujet ne remontent qu'aux années 1950 (Dickout, 1957, 1963).

### **2.3.1 Mesures de contrôle à la mine Creighton**

Les premiers coups de toit à la mine Creighton ont été enregistrés au milieu des années 1930, quand l'exploitation était au-dessous d'une profondeur de 600 m. Des coups de toit inhérents se sont produits pendant l'avancement des galeries, dus à de fortes contraintes in situ préalables à l'exploitation, et à la nature cassante de la roche. Lorsque 60 à 70 % d'un niveau avaient été exploités, des coups de toit induits survenaient dans les piliers de couronne, suivis par des coups induits dans les galeries d'avancement situées dans les parois, puis par des coups de toit non localisés à l'intérieur des parois.

Les méthodes de contrôle adoptées étaient fondées sur la théorie du voûtage. Les grandes ouvertures de développement, comme les puits, étaient foncées dans l'épente inférieure du gisement, bien loin des voûtes produites ultérieurement par l'exploitation. En profondeur, les techniques de relâchement de contraintes étaient utilisées pour le creusement des galeries d'avancement, ce qui a entraîné une diminution

marquée des bris hors profil, des déplacements de roche et de l'écaillage.

En dessous d'une profondeur de 1 200 m, seule la méthode d'abattage avec cadre de bois et remblayage de sable humide a été utilisée. L'abattage primaire et l'extraction des piliers ont été effectués par gradins ascendants sur un front de longue taille. Un seul niveau à la fois pouvait joindre le niveau supérieur, de sorte que les dômes augmentaient graduellement. Lorsque le front d'avancement était près du niveau supérieur, des coups de toit se sont produits, mais les coups de pilier multiples et graves ont été éliminés. Par la suite, l'introduction de remblais cimentés a éliminé les cadres de bois tout en maintenant la séquence d'exploitation.

## **2.4 RAPPORT MORRISON**

L'Ontario Mining Association a établi en 1940 son propre Comité des coups de toit. Ce Comité a retenu R.G.K. Morrison, Surintendant des Mines de Nundydroog du gisement aurifère de Kolar, pour étudier les coups de toit dans les mines de l'Ontario. Il a passé trois mois à visiter les sites miniers à travers l'Ontario (Kirkland Lake, Virginiatown, Timmins, Sudbury, Little Long Lac, Pickle Lake, Uchi Lake et Red Lake). Son rapport sur la situation des coups de toit dans les mines de l'Ontario a été publié dans les Transactions de l'Institut canadien des mines et de la métallurgie, de 1942. À maints égards, ce rapport a formé la base de la mise en oeuvre des stratégies de contrôle des coups de toit dans les mines de l'Ontario durant les quarante années qui ont suivi.

### **2.4.1 Théorie du voûtage**

Les coups de toit ont été attribués à la formation de « dômes », théorie prédominante utilisée dans le champ aurifère de Kolar, de Witwatersrand et à Kirkland Lake. La figure 2.1 illustre le concept du voûtage. Chaque chambre est entourée d'un dôme de roche fracturée. À mesure que les fronts de taille se rapprochent, les piliers qui les séparent subissent de plus en plus de contraintes. Si ces piliers s'écroulent brusquement, le volume du dôme s'accroît aussi soudainement (augmentation approximative de quatre fois dans le cas de la fusion de deux chantiers de même taille). La rupture de la grande quantité de roches entre deux ou plusieurs dômes, et la libération de son énergie accumulée, provoquent un coup de toit. La magnitude du

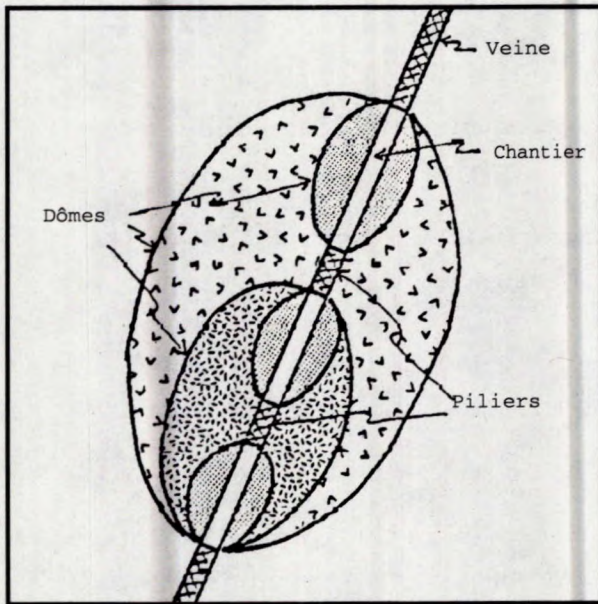


Fig. 2.1 - Concept de la théorie du voûtage (d'après Morrison, 1942).

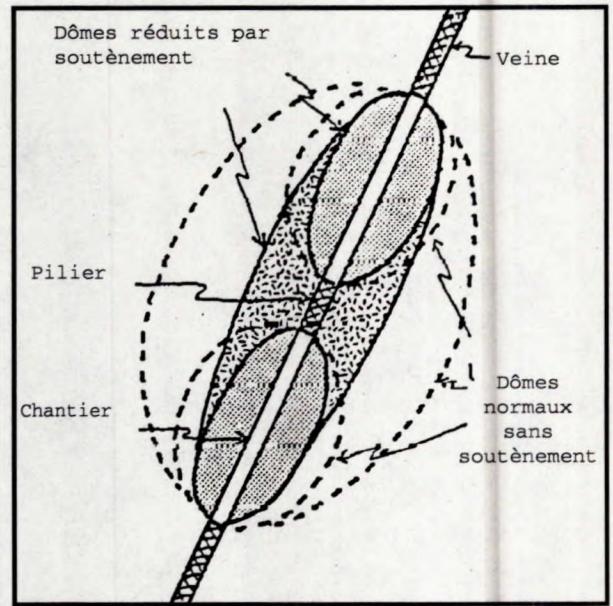


Fig. 2.2 - Effet du soutènement sur la taille des dômes (d'après Morrison, 1942).

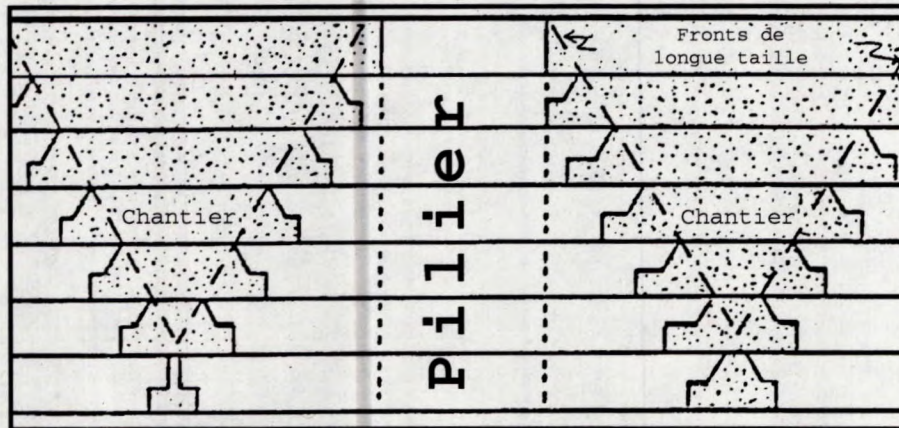


Fig. 2.3 - Coupe longitudinale de chambres remblayées, avec configuration de longue taille (d'après Morrison, 1942).

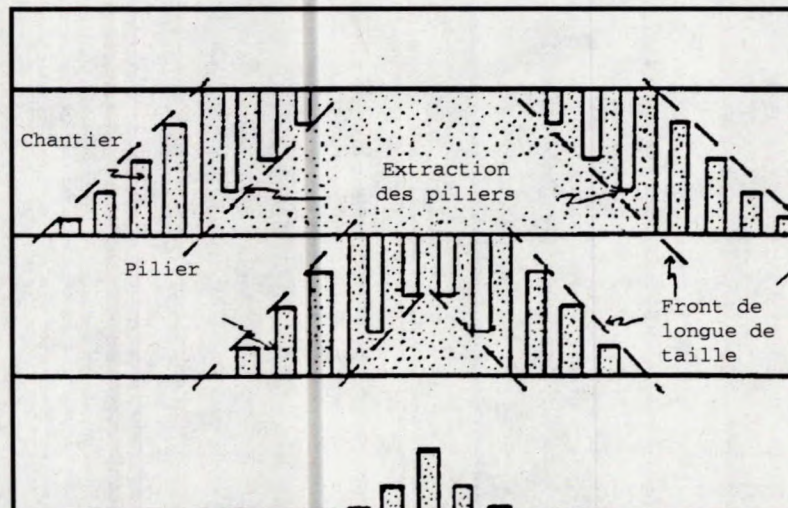


Fig. 2.4 - Coupe transversale de chambres remblayées avec configuration de longue taille et d'extraction des piliers (d'après Morrison, 1942).

coup de toit dépend de la taille finale du dôme et de l'énergie qui y est emmagasinée. Celle-ci est contrôlée à son tour par l'étendue de la surface d'abattage, de la profondeur et des propriétés physiques des roches encaissantes.

Même si l'on a discrédité la formation de dômes comme source des coups de toit, nombre de caractéristiques associées aux dômes sont toujours de mise. L'étendue de la surface d'abattage, la profondeur et les propriétés élastiques des parois rocheuses régissent aussi la convergence et la variation de l'énergie potentielle du massif rocheux environnant. Lorsqu'un pilier s'écroule entre deux fronts de taille de même grandeur, l'augmentation de l'énergie potentielle est de quatre fois, comme c'était le cas pour le volume d'un dôme.

On a reconnu l'importance du soutènement dans le contrôle du nombre et de la gravité des coups de toit, bien qu'encore en termes de son effet sur la taille des dômes, comme on le voit à la figure 2.2. On a reconnu aussi la nécessité d'une sorte de tampon. Même si cela n'est pas mentionné explicitement, le but était que le soutènement puisse supporter l'impact produit par un coup de toit.

#### **2.4.2 Stratégie de contrôle**

La principale stratégie de contrôle des coups de toit proposée par Morrison était l'utilisation des plans d'exploitation qui éliminait les petits piliers résiduels et permettait l'expansion graduelle des dômes. En pratique, cela signifiait une forme de configuration de longue taille. On voit aux figures 2.3 et 2.4 deux configurations possibles, longitudinale et transversale, de fronts de longue taille pour l'exploitation minière par chambres remblayées.

L'effet des plans de faiblesse comme des failles, des dykes, des zones de contact et les diaclases était expliqué par leurs rôles dans la formation de dômes et les concentrations de contrainte. On ne reconnaissait pas alors le concept de glissement sur ces structures. On recommandait d'extraire le minerai de façon à s'éloigner des plans de faiblesse majeurs ou de les traverser perpendiculairement plutôt qu'en un angle aigu.

Beaucoup de recommandations du rapport Morrison ont été appliquées dans les mines de l'Ontario, et le nombre des coups de toit en a été grandement diminué dans les années 1940.

#### **2.5 RECHERCHE GÉOPHYSIQUE**



Dans les années 1930, d'importants coups de toit qui se sont produits à Kirkland Lake ont été enregistrés à 450 km de là sur le sismographe de l'Observatoire fédéral à Ottawa. La société Lake Shore Mines Ltd. a donc proposé, en 1938, qu'un sismographe soit installé à Kirkland Lake et que la recherche géophysique sur les coups de toit dans la mine soit entreprise. Cette recherche devait être effectuée sous la direction de E.A. Hodgson, chef de la Division de la sismologie de l'Observatoire fédéral. La recherche avait pour objectif principal de déterminer s'il était possible de prévoir les coups de toit. Ces coups de toit servaient aussi à élaborer des profils de réfraction et des modèles de vitesse dans la croûte du Bouclier canadien. En 1958, l'Observatoire a publié un rapport détaillé des travaux de recherche effectués entre 1938 et 1945.

Une recherche parallèle était menée à la mine Froid d'INCO, à Sudbury. À plusieurs reprises, les deux équipes de chercheurs ont collaboré aux essais du nouveau matériel de surveillance.

La station sismographique de surface a été installée à Kirkland Lake en décembre 1939 et a fonctionné pour ainsi dire sans interruption jusqu'à la fin des années 1950. Un certain nombre de dispositifs ont été essayés en profondeur pour détecter les contraintes grandissantes. Il s'agissait notamment d'instruments de mesure de la convergence des forages et des galeries. Même si on a obtenu certains résultats, les instruments étaient très encombrants. Il n'était pas possible non plus de mesurer l'augmentation de la température avec l'accroissement des contraintes, ni de mesurer la vitesse sismique, puisque la mesure du temps n'était pas assez précise.

On a déployé des efforts considérables pour mesurer les spectres de fréquence des événements sismiques, des tirs et d'autres bruits provenant de l'exploitation minière. Des filtres ont été fabriqués afin d'éliminer les bruits non sismiques, mais en vain. D'autres facteurs ont aussi affecté ou retardé le programme d'instrumentation. En temps de guerre, les composants électroniques étaient rares, et il fallait souvent se servir d'un équipement fabriqué sur mesure. La mine Lake Shore fonctionnait avec de l'électricité à 25 Hz, avec de grandes fluctuations de tension, alors que l'équipement électronique était conçu pour un courant à 60 Hz. La plupart du matériel électronique n'était pas fait pour fonctionner dans un environnement souterrain chaud, poussiéreux et humide.

En juin 1942, L. Obert du Bureau des mines des États-Unis (USBM) est

venu visiter les mines Froot et Lake Shore pour y faire la démonstration d'un système de surveillance microsismique. Des bruits d'au plus 1 000 Hz ont été enregistrés en utilisant des écouteurs ou des graphiques sur papier. La recherche effectuée dans une mine du Michigan avait permis de conclure que l'activité microsismique, exprimée en nombre d'événements à la minute, augmentait juste avant un coup de toit. On a conclu, d'après les essais de démonstration dans les mines Froot et Lake Shore, qu'il était facile de détecter les événements microsismiques grâce à cet équipement.

Un vaste programme de surveillance a donc été lancé en 1942 à la mine Lake Shore. Trois appareils d'enregistrement d'Obert ont été achetés et jusqu'à 100 géophones ont été placés sous terre afin d'y surveiller l'activité microsismique. Le programme a duré environ trois ans.

Le bruit de fond dans la mine était tellement fort que la surveillance microsismique ne pouvait être effectuée qu'en dehors des heures de travail. Sur chaque chantier, la surveillance se faisait sur une période de 15 minutes avec des écouteurs ou un enregistreur analogique sur papier. On a constaté que la détection des événements sismiques était limitée à un rayon de 20 m d'un géophone.

Les premiers essais ont démontré qu'un taux d'événements inférieur à 20 par minute ne causait aucune inquiétude. Plus de 20 événements par minute devaient faire l'objet d'une inspection soigneuse des fronts d'abattage, et plus de 80 événements par minute signifiait la nécessité d'évacuer les travailleurs du chantier et, si possible, de procéder à un sautage beaucoup plus important. On a observé que différentes parties d'un pilier présentaient des taux d'événements plus élevés à différents moments, indiquant des variations de contrainte relativement rapides. On a constaté aussi qu'un taux accéléré d'événements était souvent suivi par une période calme, juste avant un coup de toit.

À beaucoup d'égards, le programme de surveillance de la mine Lake Shore était le précurseur des systèmes de surveillance microsismique d'aujourd'hui. Les instruments d'électronique et de calcul étaient à leur tout début et n'étaient pas encore dotés de la capacité d'enregistrement continu, d'évaluation rapide des données et des aspects d'interconnexion et multicanaux des systèmes actuels. Selon les rapports obtenus, il semble que le programme de recherche était noyé par une surabondance de données.

## 2.6 ACTIVITÉ SISMIQUE ET RECHERCHES RÉCENTES

Au cours des années 1950, 1960 et 1970, peu de recherche fondamentale sur les coups de toit a été faite en Ontario. On cherchait plutôt à appliquer et à modifier les stratégies de contrôle des coups de toit établies dans les années 1940. Il s'agissait notamment d'adopter des plans d'exploitation par longue taille, d'éviter les piliers résiduels et d'abandonner les chambres-magasins pour adopter les chambres remblayées. L'introduction du remblai cimenté et des boulons d'ancrage a été utile. Il faut remarquer qu'au milieu des années 1960, toutes les mines d'or de Kirkland Lake, sauf la mine Macassa, étaient fermées, ce qui a grandement réduit l'occurrence des coups de toit dans la province.

Les années 1980 ont connu une recrudescence du nombre des coups de toit dans les mines de l'Ontario. Quatorze mines des sites de Red Lake, d'Elliot Lake, de Sudbury et de Kirkland Lake ont subi des événements sismiques, y compris des coups de toit. On trouvera au tableau 2.1 la répartition du nombre des événements sismiques de magnitude 2 et plus, par district minier et par mine, entre 1984 et 1990.

La mine Quirke, d'Elliot Lake, a dominé les chiffres statistiques en 1984 et 1985 et représente presque la moitié du total des événements sismiques. D'autres mines ayant connu aussi une activité sismique significative étaient les mines Campbell à Red Lake, Strathcona, Creighton et Copper Cliff à Sudbury, et dans une moindre mesure, la mine Denison à Elliot Lake et la mine Macassa à Kirkland Lake.

Des réserves de minerais et diverses méthodes d'exploitation sont présentes dans ces mines. À Red lake et Kirkland Lake, des veines de faible épaisseur et fort pendage sont exploitées au moyen de méthodes de chambres-magasins et de chambres remblayées longitudinales. À Elliot Lake, des filons à faible pendage sont exploités par les méthodes de chambres et piliers modifiées. À Sudbury, les dépôts de sulfure massifs sont exploités par les méthodes de chambres remblayées et trous profonds.

Fait à remarquer : L'augmentation récente de l'activité sismique a été ressentie au cours de la même période dans les mines de la province. Ces mines se trouvent dans des horizons géologiques différents et sont de durées de vie, de profondeurs et de superficies différentes. Dans

Tableau 2.1 - Répartition des événements sismiques de magnitude 2,0 et plus, par site, entre 1984 et 1990

Site minier	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	Totaux
Red Lake	18	3	6	0	0	0	0	27
Elliot Lake	46	74	13	8	1	4	2	148
Sudbury	15	20	35	56	36	10	23	195
Kirkland Lake	5	2	3	3	5	2	1	21
Timmins	0	0	0	0	0	3	0	3
<b>Totaux</b>	<b>84</b>	<b>99</b>	<b>57</b>	<b>67</b>	<b>42</b>	<b>19</b>	<b>26</b>	<b>394</b>

Tableau 2.2 - Répartition des événements sismiques par mine, entre 1984 et 1990

Lieu	Nombre	Magnitude la plus forte	Lieu	Nombre	Magnitude la plus forte
<b>SUDBURY</b>			<b>RED LAKE</b>		
Falconbridge	7	3,5	Campbell	23	3,3
Fraser	1	2,5	Dickenson	4	2,1
Lockerby	2	2,6			
Strathcona	28	3,2	<b>ELLIOT LAKE</b>		
Copper Cliff South	1	2,5	Denison	11	2,8
Copper Cliff North	16	2,9	Quirke	137	3,4
Creighton	43	4,0			
Frood-Stobie	4	3,0	<b>KIRKLAND LAKE</b>		
Levack	3	2,6	Kerr Addison	3	3,3
Stobie	1	2,4	Macassa	15	3,1

les années 1930 aussi, les coups de toit avaient commencé en même temps dans les mines de Kirkland Lake et de Sudbury. Le Bouclier précambrien du Nord de l'Ontario est considéré comme stable, ayant une faible activité sismique naturelle. Par conséquent, il est difficile d'expliquer ces coïncidences.

Une autre caractéristique des événements sismiques récents a été leur caractère multiple. Auparavant, les coups de toit survenaient individuellement, suivis d'une certaine activité microsismique, à l'exception des coups de toit de la mine Wright-Hargreaves en 1964, comme nous l'avons déjà mentionné. Dans les années 1980, des coups de toit multiples se sont produits à la mine Campbell (1983), à la mine Falconbridge (1984), à la mine Creighton (1984), et à deux reprises à la mine Quirke (1982, 1984-1985). Ces coups de toit ont duré entre deux heures à la mine Creighton à cinq mois à la mine Quirke.

Comme nous l'avons déjà mentionné, la recherche géophysique et la surveillance sismique du début des années 1940 étaient faiblement développées à cause de l'état primitif des instruments électroniques, de la surabondance des données et de leur analyse et interprétation manuelles. Tout cela a changé dans les années 1980 avec l'arrivée sur le marché de systèmes microsismiques multicanaux qui indiquent souvent à l'ingénierie, à la surface, l'endroit des événements sismiques en quelques secondes. En Ontario, le premier système microsismique a été installé à la mine Creighton en 1980, suivi par ceux de la mine Falconbridge en 1981 et de la mine Quirke en 1982. En 1990, seize systèmes microsismiques dotés de jusqu'à 64 géophones chacun étaient installés dans les mines ontariennes.

À la suite de cette recrudescence des coups de toit et de l'augmentation de l'activité sismique, le projet Canada-Ontario-Industrie sur les coups de toit a été institué en 1985. Il s'agit d'un projet conjoint gouvernement-industrie organisé sur une base tripartite avec la participation du Centre canadien de la technologie des minéraux et de l'énergie (CANMET), des ministères ontariens du Travail et des Mines, et de l'industrie minière de l'Ontario, représentée par les sociétés Denison Mines Ltd., Falconbridge Ltée, Inco Ltée, Minerais Lac Ltée, Placer Dome Inc., et Rio Algom Ltée.

## 2.7 Références

Buckle, F. (1964), The rockburst hazard in Wright-Hargreaves Mine at Kirkland Lake; National Safety Congress, Chicago.

Christian, J.D. (1939), Rockbursts at Teck-Hughes Mine: Trans. CIM. vol. 42, pp. 550-567.

Dickout, M.H. (1957), Rockburst control at the Creighton Mine of the International Nickel company of Canada Limited; 6th Commonwealth Min. & Met. Congr., Canada, pp. 385-390.

Dickout, M.H. (1962), Ground control at the Creighton Mine of the International Nickel Company of Canada Limited; 1st Can. Rock Mech. Symp., McGill University, Montréal, pp. 121-139.

Hodgson, E.A. (1958), Dominion Observatory rockbursts research 1938-1945; Publication Dominion Observatory, vol. 20, n° 1, Ottawa, p. 248.

Morrison, R.G.K. (1942), Report on the rockburst situation in Ontario mines; Trans. CIM. vol. 45, pp. 225-272.

Robertson, A.F. (1939), Rockbursts at Wright-Hargreaves Mine. Trans CIM. vol. 42, pp. 583-392.

Robson, W.T., Adamson, J.C. et Selnes, W.E. (1940), Rockbursts at Lake Shore Mines. Trans. CIM, vol. 43, pp. 7-30.

Robson, W.T., Selnes, W.E. et Seymour, M.E. (1957), Rockburst control measures at Lake Shore Mines Limited. 6th Commonwealth Min. & Met. Congr. Canada, pp. 376-384.

Salamon, M.D.G. (1974), Rock mechanics of underground excavations. Proc. 3rd Congr. Int. Soc. Rock Mech., Denver, CO. vol. 1, partie B, pp. 951-1109.

### 3. MÉCANIQUE DES COUPS DE TOIT



Coup de toit de déformation dans une galerie de la mine Quirke.



Glissement le long d'un plan de stratification  
dans un pilier de la mine Denison.

### 3. MÉCANIQUE DES COUPS DE TOIT

#### 3.1 INTRODUCTION

Puisque les coups de toit résultent d'une libération violente d'énergie, il est normal de recourir à une analyse de l'énergie pour expliquer le mécanisme de la rupture violente de la roche. L'énergie mécanique est une force qui s'exerce par déplacement. Dans le Système International d'Unités, l'énergie est exprimée en joules (J) qui sont des newton-mètres (N.m). Dans le Système Impérial, les unités équivalentes sont pied-livre-force (1 pi-lb = 1,36 J).

On a tout d'abord pensé que seule l'énergie emmagasinée dans la roche était la source de l'énergie libérée. Plus tard, on a constaté une variation de l'énergie potentielle du massif rocheux environnant due aux opérations d'exploitation minière. C'est ce qui a donné lieu au concept de bilan énergétique, établi initialement par Cook (1967) puis peaufiné par Salamon (1974, 1984).

#### 3.2 Bilan énergétique

Lorsqu'une excavation minière est agrandie, le massif rocheux environnant se déplace vers l'excavation, entraînant une variation de l'énergie potentielle ( $W_t$ ). La roche déblayée pendant l'excavation contenait aussi de l'énergie de déformation emmagasinée ( $U_m$ ). Le terme ( $W_t + U_m$ ) représente l'énergie qui pénètre dans le chantier minier à la suite de l'agrandissement. Cette énergie doit être dissipée d'une manière ou d'une autre.

Les contraintes s'exerçant sur la roche soutirée sont transmises à la roche environnante et viennent s'ajouter à son énergie de déformation emmagasinée ( $U_c$ ). Si les excavations sont soutenues (remblai, cadres porteurs, poteaux), alors une certaine quantité d'énergie est absorbée dans la déformation du soutènement ( $W_s$ ). Tout excédent d'énergie est communément appelé énergie libérée ( $W_r$ ). Soit, selon le principe de conservation de l'énergie.

$$W_t + U_m = U_c + W_s + W_r \quad \text{Eq 3.1}$$

Dans cette analyse, on suppose que le comportement de la roche est élastique et qu'aucune énergie n'est consommée dans la fracturation ou la déformation non élastique.



L'énergie peut être libérée de plusieurs façons. L'énergie de déformation emmagasinée ( $U_m$ ) dans la roche extraite est évidemment libérée. Si la roche était extraite instantanément, on constaterait des oscillations dans le massif rocheux. L'équilibre serait réalisé par amortissement, et l'énergie sismique (cinétique ou  $W_k$ ) serait dissipée dans ce processus. Dans des conditions d'élasticité, il n'y a pas d'autres possibilités, par conséquent :

$$W_r = U_m + W_k \quad \text{Eq 3.2}$$

C'est l'énergie sismique ( $W_k$ ) que les systèmes microsismiques installés dans les mines enregistrent, et c'est cette composante énergétique qui est à la source des dégâts que causent les coups de toit. Selon les équations 3.1 et 3.2 :

$$W_k = W_t - (U_c + W_s) \quad \text{Eq 3.3}$$

Dans le cas des excavations sans soutènement, les composantes énergétiques sont liées. On peut le démontrer par un exemple simple de deux échantillons identiques sous une charge constante dans une presse, comme on le voit à la figure 3.1(a). Les deux échantillons contiendraient une énergie de déformation emmagasinée ( $U_m$ ) identique, précisée à la figure 3.1(b). Si l'on enlevait un échantillon tout en maintenant la charge constante, la contrainte exercée sur l'échantillon restant serait deux fois plus grande, comme c'est le cas du déplacement entre les plateaux. L'énergie de déformation emmagasinée ( $U_m$ ) dans l'échantillon enlevé serait libérée (enlevée du système) et l'échantillon restant supporterait l'augmentation d'énergie de déformation emmagasinée ( $U_c$ ). Les plateaux de la presse suivraient le déplacement de l'échantillon restant, ce qui modifierait l'énergie potentielle ( $W_t$ ). On voit à la figure 3.1(b) les zones représentant les diverses composantes énergétiques, selon les relations suivantes :

$$U_c = 2U_m + U_1 \quad \text{Eq 3.4}$$

$$W_t = 2(U_m + U_1) \quad \text{Eq 3.5}$$

$$W_r = U_m + U_1 = W_t/2 \quad \text{Eq 3.6}$$

$$W_k = U_1 \quad \text{Eq 3.7}$$

où ( $U_1$ ) est l'augmentation de l'énergie de déformation emmagasinée si l'augmentation de contrainte s'était produite sur un échantillon non

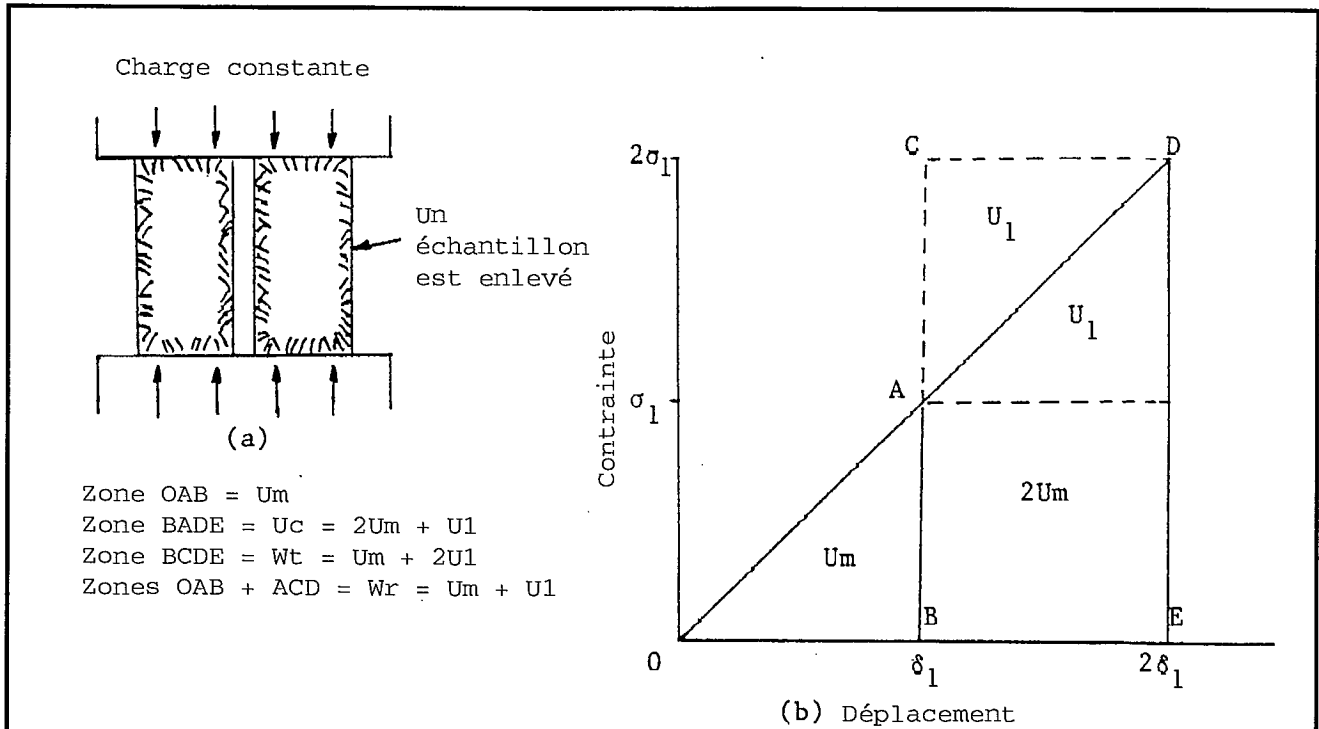


Fig. 3.1 - Composantes énergétiques lorsqu'un échantillon est enlevé d'une presse sous une charge constante.

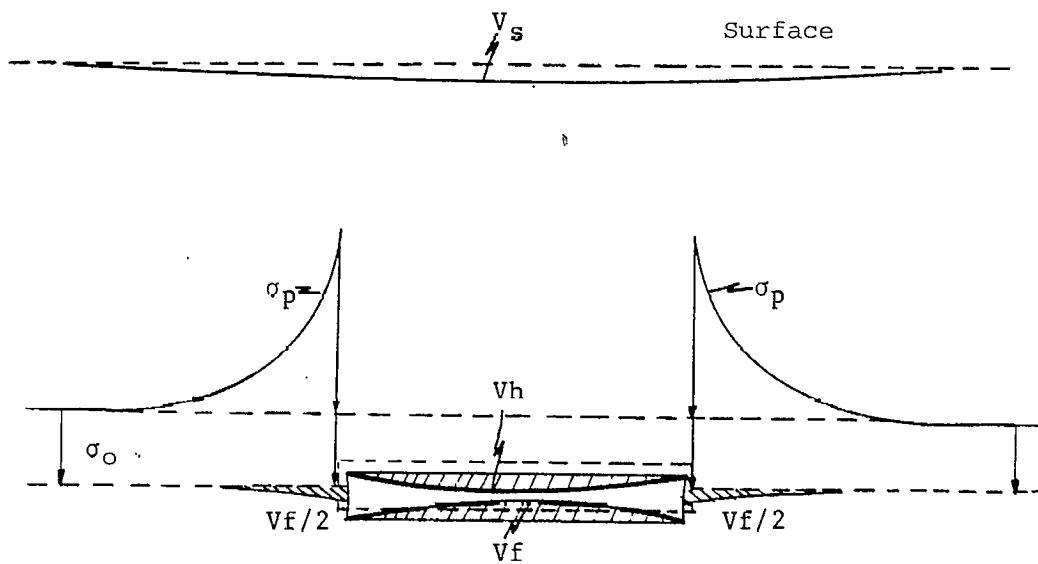


Fig. 3.2 - Coupe d'une excavation tabulaire montrant la convergence volumétrique et les composantes des contraintes (d'après Ortlepp, 1983).

chargé. Salamon (1974) a montré que dans des conditions élastiques, les équations 3.4 à 3.7 s'appliquent à toute configuration minière. De plus, lorsque l'exploitation minière s'effectue par petites étapes, les conditions limitantes sont les suivantes :

$$\Delta W_t = \Delta U_c, \quad \Delta W_r = \Delta U_m \quad \text{et} \quad \Delta W_k = 0 \quad \text{Eq 3.8}$$

On peut faire certaines déductions fondamentales à partir de ces rapports énergétiques :

- En l'absence de soutènement, toutes les composantes énergétiques peuvent être exprimées en termes de deux paramètres ( $U_m$ ) et ( $U_1$ ). Il est assez facile de calculer ces paramètres en utilisant divers modèles numériques.
- Lorsque l'exploitation minière s'effectue par petites étapes, le processus est stable et aucune énergie sismique n'est libérée. Dans certains cas, cela est contradictoire puisque de nombreuses mines utilisent des méthodes d'extraction par étapes et sont pourtant sujettes à des coups de toit. Cela signifie toutefois que d'autres sources d'énergie sont libérées à cause des conditions non élastiques, soit par fracturation d'un pilier soit par glissement le long d'une faille.
- La variation d'énergie potentielle ( $W_t$ ) est la force qui entraîne les autres composantes énergétiques. Si elle peut être réduite, les autres composantes énergétiques sont réduites dans la même proportion.
- Le soutènement, comme le remblayage, a deux effets bénéfiques. Il réduit la variation de l'énergie potentielle en réduisant la convergence volumétrique dans les excavations et en absorbant de l'énergie; moins d'énergie est disponible pour se libérer en énergie sismique.

D'autres termes sont utilisés communément dans le domaine de l'énergie. Le taux de libération d'énergie représente l'énergie de déformation emmagasinée dans la roche à extraire par unité de surface ( $\Delta U_m / \Delta A$ ). On l'utilise dans les mines d'or d'Afrique du Sud pour établir le risque de coups de toit dans les diverses configurations minières. Il existe un lien statistique solide entre le taux de libération d'énergie et les dégâts causés dans ces mines (Hodgson et Joughin, 1967). Cette expression provient de l'équation 3.8 et du concept d'exploitation minière par petites étapes.

L'efficience sismique est le rapport ( $W_k/W_r$ ) qui s'exprime généralement en pourcentage. Pour un ensemble de circonstances donné, plus la proportion d'énergie libérée en tant qu'énergie sismique est élevée, plus le risque de coups de toit est fort.

### 3.3 CALCUL DES COMPOSANTES ÉNERGÉTIQUES

Il est possible, pour les excavations dont la géométrie est simple, d'évaluer les composantes énergétiques en recourant à des solutions approximatives. On peut ainsi identifier les paramètres régissant les composantes énergétiques. Les géométries complexes et les ouvertures multiples du chantier d'exploitation exigent des techniques de modélisation numérique bien plus sophistiquées.

Les excavations tabulaires minces ont été examinées en détail dans bon nombre de publications. La figure 3.2 montre un chantier horizontal étroit, isolé qui, avant l'exploitation, subissait une contrainte gravitationnelle ( $\sigma_0$ ). Après exploitation, la contrainte verticale exercée sur les épontes inférieure et supérieure du chantier est nulle, et une contrainte équivalente est transférée à la butée. L'éponte supérieure s'affaisse par convergence volumétrique ( $V_h$ ) alors que l'éponte inférieure se relève par convergence volumétrique ( $V_f$ ). La première représente une perte d'énergie potentielle et la seconde, un gain d'énergie potentielle par rapport au centre de la Terre. Toutefois, l'augmentation de contrainte sur les butées contracte l'éponte inférieure d'un volume identique à celui causé par son relèvement dans le chantier. Par conséquent, la variation nette de l'énergie potentielle de l'éponte inférieure est nulle. En outre, l'éponte supérieure du chantier s'abaisse dans la même proportion que se contracte l'éponte inférieure. Ainsi, la convergence volumétrique nette ( $V_c$ ) de l'éponte supérieure est la somme de la convergence des deux épontes dans le chantier, ce qui est assez facile à calculer :

$$V_c = V_h + V_f = V_s \quad \text{Eq 3.9}$$

Pour les conditions élastiques, cette convergence volumétrique du chantier est égale à la subsidence volumétrique ( $V_s$ ) de la surface, même si cette dernière s'étend sur une superficie bien plus grande.

La variation d'énergie potentielle du toit peut donc être exprimée ainsi :

$$W_t = \sigma_0 V_c \quad \text{Eq 3.10}$$

Cette équation est une approximation valable pour les chantiers étroits et tabulaires. Pour les ouvertures tridimensionnelles, il faut tenir compte de la variation de l'énergie potentielle horizontale ( $W_h$ ) et de l'énergie gravitationnelle ( $W_g$ ) :

$$W_t = W_h + W_g \quad \text{Eq 3.11}$$

et, 
$$W_t = \sigma_o V_c + \sigma_a V_a + \sigma_b V_b \quad \text{Eq 3.12}$$

où,  $\sigma_a, \sigma_b$  = contraintes horizontales

$V_a, V_b$  = convergence volumétrique des parois verticales

Les chantiers dans des gisements tabulaires, quelle qu'en soit l'orientation, peuvent être considérés comme des fentes étroites à butées rigides. La distribution de la convergence à travers un chantier isolé peut être calculée approximativement par (Salamon, 1968) :

$$C = \frac{4(1-\nu^2)\sigma_o}{E} \left(1 + \frac{\chi \sin \alpha}{2H}\right) \sqrt{s^2 - \chi^2} \quad \text{Eq 3.13}$$

où,  $C$  = convergence des épontes

$E$  = module d'élasticité

$\nu$  = coefficient de Poisson

$\sigma_o$  = contrainte perpendiculaire au gisement avant l'exploitation

$\alpha$  = pendage du gisement par rapport à l'horizontale

$H$  = profondeur du centre du chantier par rapport à la surface

$s$  = la moitié de la portée du chantier

$\chi$  = distance du centre de la portée du chantier ( $-s \leq \chi \leq s$ )

En supposant que les contraintes principales sont verticales et horizontales, on obtient la contrainte perpendiculaire avant l'exploitation :

$$\sigma_o = \frac{\gamma H}{2} [(1+K) + (1-K) \cos 2\alpha] \quad \text{Eq 3.14}$$

où  $\gamma$  = densité du massif rocheux

$K$  = rapport de la contrainte horizontale sur la contrainte verticale.

Dans l'équation 3.13, le terme  $(\chi \sin \alpha / 2H)$  prend en compte la variation de la contrainte perpendiculaire avant l'exploitation de part et d'autre de la médiane du chantier. À moins que la portée du chantier soit grande, le terme n'est pas significatif et on peut

simplifier ainsi l'équation 3.13 :

$$C = \frac{4(1-\nu^2)}{E} \sigma_0 \sqrt{s^2 - \chi^2} \quad \text{Eq 3.15}$$

qui est aussi l'équation pour un chantier horizontal. L'intégration de l'équation 3.15, par rapport à ( $\chi$ ), donne la convergence volumétrique par longueur unitaire le long du chantier :

$$V_C = \frac{2\pi(1-\nu^2)}{E} \sigma_0^2 s^2 \quad \text{Eq 3.16}$$

et d'après l'équation 3.10, la variation d'énergie potentielle est de :

$$W_t = \frac{2\pi(1-\nu^2)}{E} \sigma_0^2 s^2 \quad \text{Eq 3.17}$$

Pour un matériau parfaitement élastique, l'énergie de déformation emmagasinée ( $U_m$ ) dans la roche à abattre est calculée comme suit :

$$U_m = \frac{1}{2E} [\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - 2\nu(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1)] \quad \text{Eq 3.18}$$

où,  $U_m$  = énergie de déformation emmagasinée par unité de volume  
 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  = contraintes principales.

Là aussi, la contrainte perpendiculaire ( $\sigma_p$ ) est dominante, en règle générale, pour les gisements tabulaires, et l'on peut calculer approximativement l'énergie de déformation emmagasinée :

$$U_m = \frac{\sigma_p^2 (1-\nu^2)}{2E} \quad \text{Eq 3.19}$$

Si nous revenons à l'exemple d'un chantier étroit et isolé, le profil de la contrainte perpendiculaire sur la butée peut être ainsi exprimé :

$$\sigma_p = \frac{x\sigma_0}{\sqrt{x^2 - s^2}} \quad (\chi \geq s) \quad \text{Eq 3.20}$$

et

$$U_m = \frac{\sigma_0^2 (1-\nu^2) \chi^2}{2E(\chi^2 - s^2)} \quad \text{Eq 3.21}$$

L'équation 3.20 prévoit une contrainte infinie au bord de la butée ( $\chi=s$ ) ce qui n'est pas plausible, aussi l'équation 3.21 se présente

sous une forme difficile à intégrer. Toutefois on peut utiliser une technique qui consiste à diviser la butée en une série de tranches et à calculer la contrainte moyenne exercée sur chaque tranche. Les énergies de déformation emmagasinées s'ajoutent pour les tranches à extraire à l'étape suivante de l'exploitation.

Après avoir calculé la variation d'énergie potentielle ( $W_t$ ) par l'équation 3.17, et l'énergie de déformation emmagasinée ( $U_m$ ) dans le matériau à extraire à la prochaine étape d'exploitation par l'équation 3.21, on peut calculer les autres composantes énergétiques à partir des équations 3.4, 3.6 et 3.7.

### 3.4 EXPLOITATION MINIÈRE PAR ÉTAPES ET ABATTAGE DE MASSE

Comme indiqué dans l'équation 3.6, la moitié de la variation d'énergie potentielle doit être libérée. La manière dont cette énergie est libérée, sous forme d'énergie de déformation emmagasinée ( $U_m$ ) ou d'énergie sismique ( $W_k$ ), dépend du nombre et de la taille des étapes d'exploitation utilisées pour réaliser la forme définitive de l'ouverture. On peut le démontrer par l'exemple simple d'un tunnel ou d'un puits circulaire soumis à une contrainte hydrostatique ( $p$ ) pour lequel il existe une solution analytique (Salamon, 1974).

Les rapports ( $W_k/W_r$ ) et ( $U_m/W_r$ ) peuvent être exprimés par :

$$\frac{W_k}{W_r} = \frac{(1 - a^2/c^2)}{2(1-\nu)} \quad \text{Eq 3.22}$$

et,

$$\frac{U_m}{W_r} = \frac{(1 - 2\nu + a^2/c^2)}{2(1-\nu)} \quad \text{Eq 3.23}$$

lorsque le rayon du tunnel est agrandi de (a) à (c). La figure 3.3 montre comment l'énergie est libérée à mesure que le rayon du tunnel atteint sa taille définitive. Si le tunnel était créé instantanément (une seule étape), 62,5 % de l'énergie ainsi libérée le serait sous forme d'énergie sismique et 37,5 % le serait sous forme d'énergie de déformation emmagasinée. Toutefois, si l'on avait augmenté le rayon en 64 étapes, seulement 3,4 % de l'énergie libérée serait de l'énergie sismique et 96,6 % serait de l'énergie de déformation emmagasinée.

Dans les mines canadiennes de roche dure, on utilise de plus en plus des techniques d'abattage de masse pour des raisons d'économies

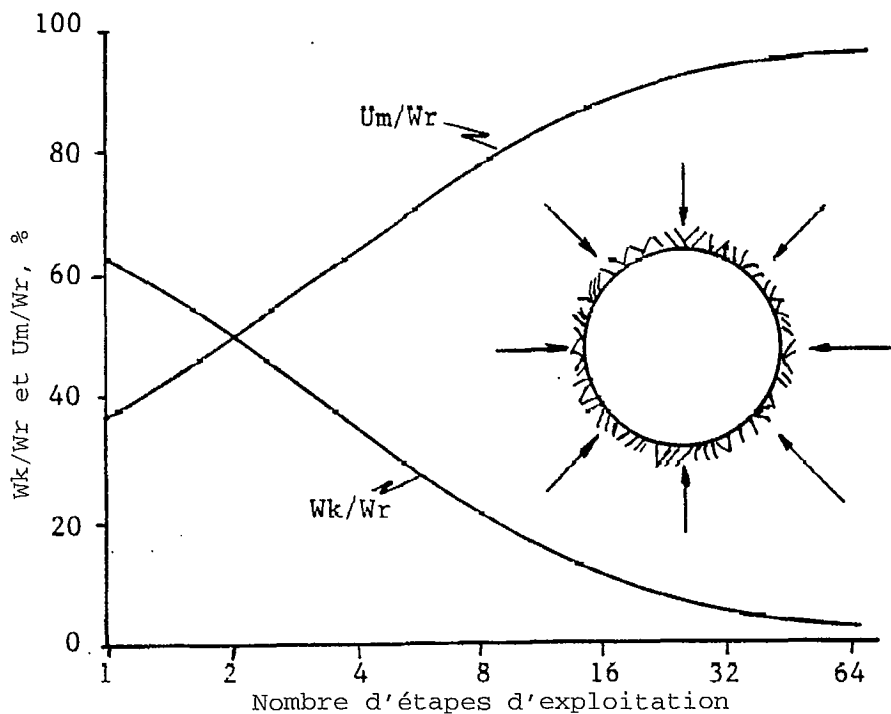


Fig. 3.3 - Variation de la libération d'énergie selon le nombre d'étapes d'exploitation (d'après Salamon 1983).

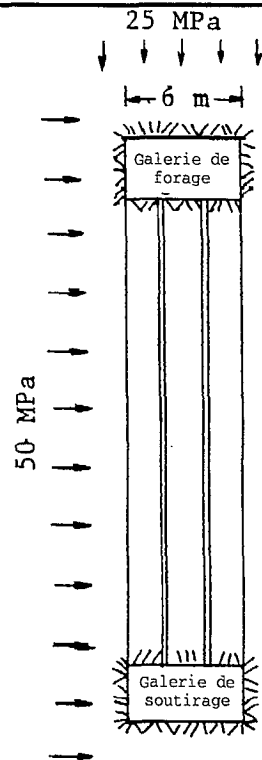


Fig. 3.4 - Abattage par trous profond.

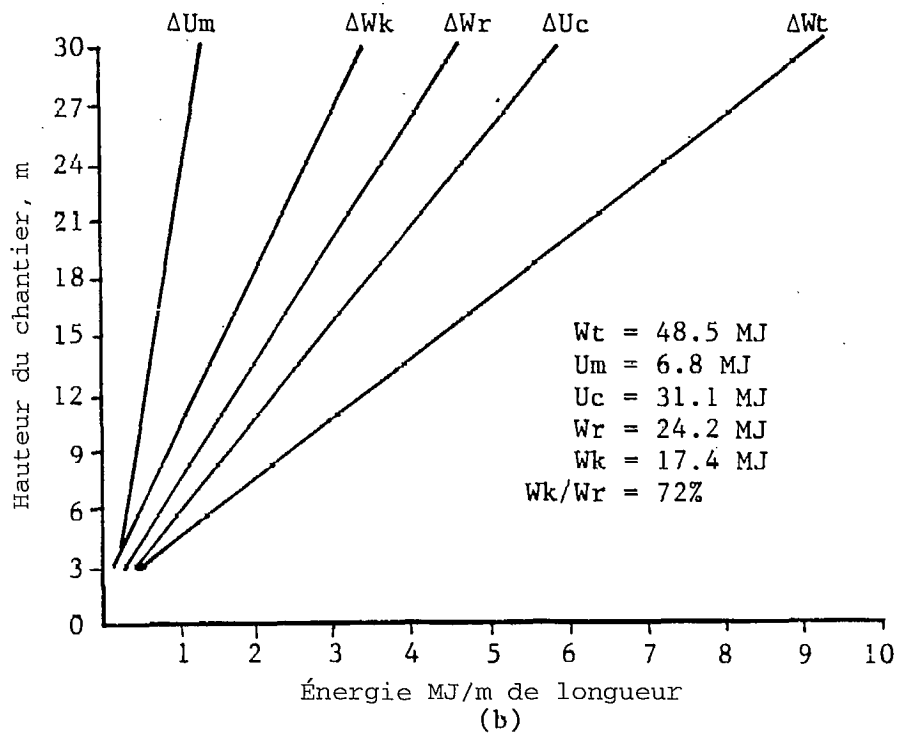
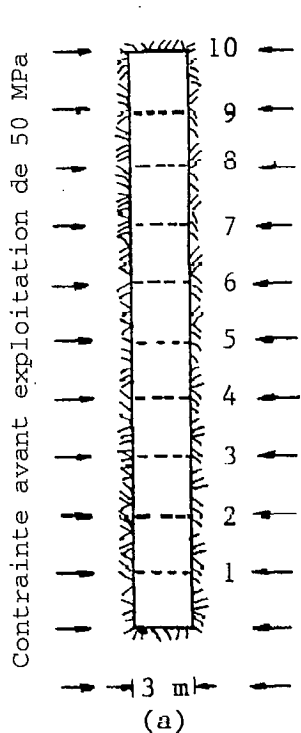


Fig. 3.5 - Composantes énergétiques par coupe durant l'exploitation d'un chantier vertical.



d'échelle. On voit à la figure 3.4 la disposition typique d'un chantier d'abattage par trous profonds dans un gisement vertical. Des galeries de forage et de soutirage de 3 m de hauteur sont d'abord foncées, puis le minerai entre les deux (26 m) est abattu au moyen de techniques de sautage par trous de grand diamètre. Les contraintes horizontales et verticales avant l'exploitation sont de 50 MPa et 25 MPa respectivement. Le massif rocheux possède un module d'élasticité de 70 GPa et un coefficient de Poisson de 0,2. Un modèle d'éléments de frontière est utilisé pour calculer les composantes énergétiques énumérées au tableau 3.1.

Tableau 3.1 - Composantes énergétiques dans un chantier par trous profonds (en MJ/m de longueur)

Étape d'exploitation	$\Delta W_t$	$\Delta U_m$	$\Delta U_c$	$\Delta W_r$	$\Delta W_k$	$\Delta W_k / \Delta W_r$
Les deux galeries	3,2	0,6	2,2	1,6	1,0	62 %
Trou de mine profond	52,8	2,9	29,8	26,9	24,0	89 %

Selon ces résultats, lorsque la section en trous profonds est extraite, une quantité significative (environ 90 %) de l'énergie libérée l'est sous forme d'énergie sismique.

La figure 3.5(a) montre un chantier vertical sans soutènement exploité vers le haut en 10 coupes successives. Le chantier a 3 m de largeur et chaque coupe est de 3 m de hauteur. Seule la contrainte perpendiculaire de 50 MPa préalable à l'exploitation est utilisée dans cet exemple, ainsi que les équations 3.17 et 3.21. La variation par étape d'énergie potentielle ( $\dot{W}_k$ ) pour chaque coupe s'obtient en soustrayant la variation totale d'énergie potentielle de la coupe précédente de celle de la coupe en cours. La roche de la butée supérieure est divisée en trois tranches horizontales d'un mètre en vue de calculer l'énergie de déformation emmagasinée de la coupe suivante.

La figure 3.5(b) montre la variation de toutes les composantes énergétiques pour chaque coupe. Sauf pour la première coupe (qui n'est pas un bon exemple d'une fine entaille minée), les composantes énergétiques montrent une croissance linéaire, à mesure de la montée ascendante du chantier. Les variations énergétiques totales après 10 coupes sont données au bas de la figure 3.5(b). Bien que la méthode d'extraction puisse être classée comme méthode par étapes successives,

environ 72 % de l'énergie est toujours libérée sous forme d'énergie sismique, même dans ces conditions élastiques.

Supposons que, pour la 10<sup>e</sup> coupe, trois tranches sont abattues simultanément (figure 3.5(a)). Cela ressemblerait davantage aux opérations de forage et d'abattage horizontal qui se font dans de nombreuses mines. Dans ce cas, on a utilisé un modèle d'éléments de frontière à cause de l'hypothèse de la contrainte infinie sur le front de taille dans l'équation 3.20. On trouvera les résultats au tableau 3.2

Tableau 3.2 - Composantes énergétiques pour trois tranches d'un mètre dans la dernière coupe (en MJ/m de longueur)

Tranche	$\Delta W_t$	$\Delta U_m$	$\Delta U_c$	$\Delta W_r$	$\Delta W_k$	$\Delta W_k / \Delta W_r$
1	2,52	0,52	1,78	1,26	0,74	59 %
2	2,61	0,54	1,84	1,30	0,77	59 %
3	2,69	0,56	1,90	1,35	0,79	59 %

En diminuant l'extension de l'exploitation de 3 à 1 m, on réduit le rendement sismique de 72 à 59 %. Cela est encore loin d'un rendement sismique se rapprochant de zéro ( $W_k = 0$ ). Pour cela, il faudrait que les coupes d'exploitation soient infiniment petites, probablement équivalentes aux opérations de perçage de tunnel.

En théorie, la libération d'énergie sismique dans tous ces exemples devrait se produire une fraction de seconde après le sautage. En pratique, il semble que le massif rocheux prenne plus de temps à s'adapter au nouveau régime de contrainte. Dans bon nombre de mines canadiennes, les coups de toit surviennent quelques secondes à quelques heures après le sautage. Cependant, plus l'intervalle est long, plus la cause probable du coup de toit est une rupture du massif rocheux plutôt qu'une simple réaction élastique.

### 3.5 TYPES DE COUPS DE TOIT

Les sections précédentes traitaient des réactions élastiques des massifs rocheux à l'exploitation minière. Cependant, les coups de toit sont la plupart du temps causés par le comportement non élastique de la roche pendant le processus de rupture. Salamon (1983) a énuméré les conditions préalables qui provoquent un coup de toit. Une partie du massif rocheux doit être au seuil de l'équilibre instable pour l'une des causes suivantes :

- a) des contraintes changeantes provoquent la rupture soudaine d'un volume de roches donné;
- b) un système de piliers s'approche d'un état de rupture imminente;
- c) des plans de faiblesses géologiques sont sur le point de glisser.

Ces trois catégories peuvent être convenablement appelées : coups de déformation, de piliers et de glissement de faille, et sont des expressions courantes dans le secteur minier.

Une autre condition nécessaire pour déclencher un coup de toit est qu'il y ait un changement de contrainte, soit une augmentation, soit une diminution de celle-ci selon le type de coup de toit. Ce dernier doit être accompagné d'une variation sensible de contrainte afin de générer des ondes sismiques. Enfin, une bonne quantité d'énergie doit être présente pour servir de source d'énergie sismique. Ce réservoir d'énergie peut être soit de l'énergie de déformation emmagasinée dans le massif rocheux environnant, soit une variation soudaine de l'énergie potentielle.

La composante temps dans la mécanique des coups de toit est assez ambiguë. D'après les enregistrements sismiques, les coups de toit se produisent instantanément ou en quelques millièmes de seconde. On ne sait pas si le processus de rupture serait violent s'il était de quelques secondes ou même de quelques fractions de seconde.

### 3.5.1 Coups de déformation

Les coups de déformation sont dus à de fortes concentrations de contraintes, au bord des ouvertures minières, qui dépassent la résistance de la roche. Il peut s'agir de petits éclats de roches éjectés des parois jusqu'à l'effondrement d'un mur complet lorsque celui-ci cherche à atteindre une configuration plus stable. Ces types de coup de toit sont, en règle générale, associés aux galeries d'avancement renfermant des puits.

Initialement, on pensait que la source de l'énergie libérée était l'énergie de déformation emmagasinée dans la roche qui s'était fracturée. Ce concept a changé dans les années 1960 avec l'arrivée des presses rigides.

L'équivalent mécanique d'une machine d'essai de la compression est une masse reposant sur un ressort en contact avec un échantillon de roche, comme on le voit à la figure 3.6(a). À mesure que la masse augmente,

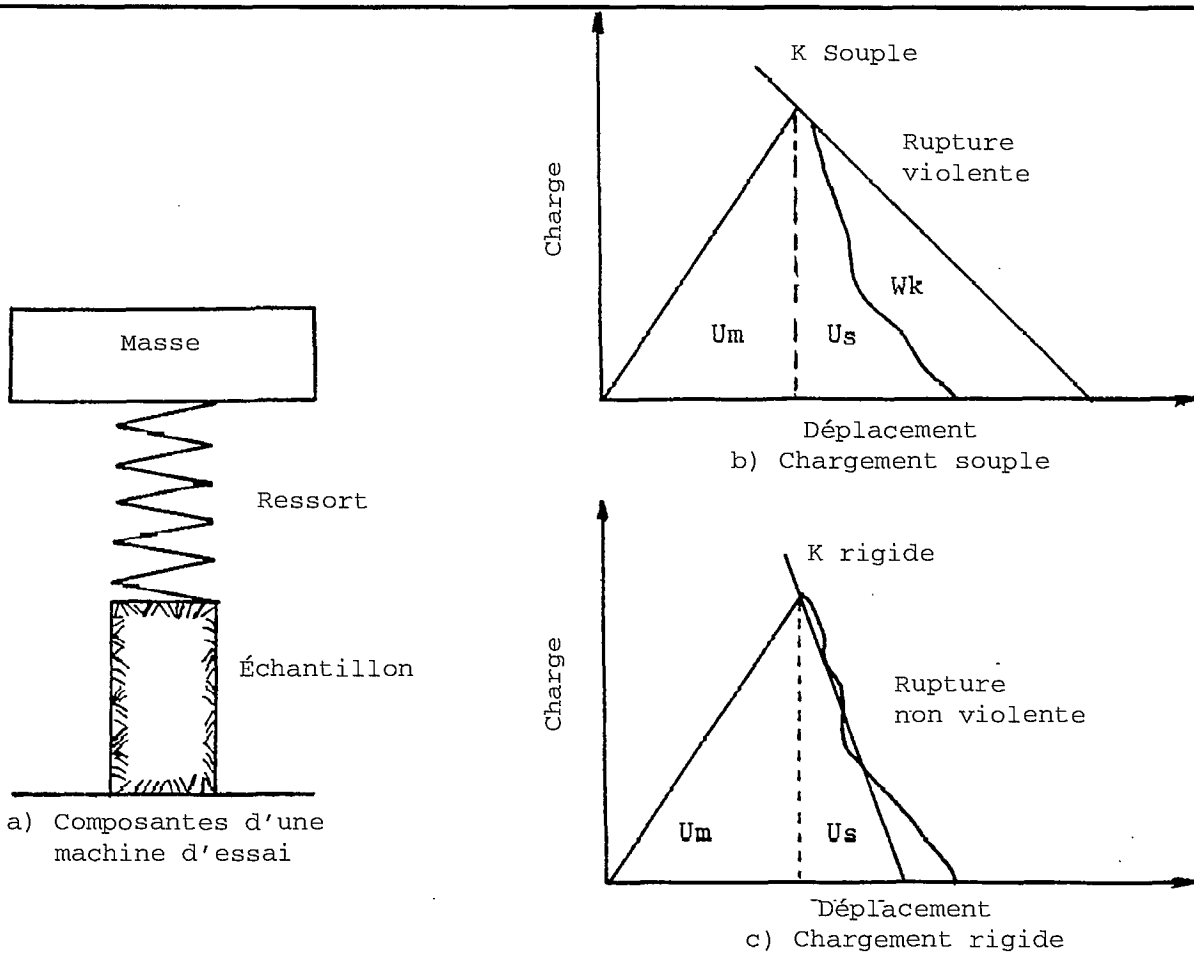


Fig. 3.6 - Rupture violente et non violente dans les machines d'essai souple et rigide.

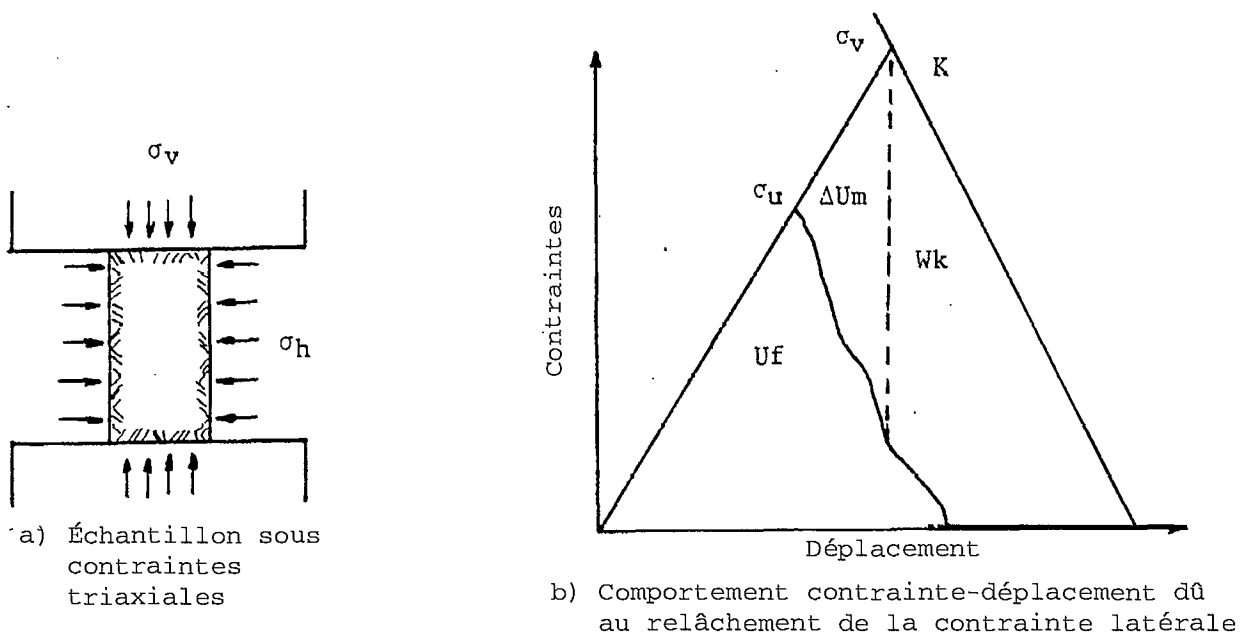


Fig. 3.7 - Libération d'énergie de déformation emmagasinée à cause du manque de confinement.

l'énergie est emmagasinée à la fois dans l'échantillon de roche et dans le ressort. Après rupture de la roche, la charge doit être réduite tant sur l'échantillon que sur le ressort et leurs courbes de déchargement seront différentes. Le gradient de la courbe de déchargement du ressort est appelé la constante du ressort ( $k$ ). On voit à la figure 3.6(b) la charge-déplacement avec un ressort relativement souple (autrement dit faible valeur de  $k$ ). Après rupture, la charge que le ressort applique à l'échantillon est supérieure à celle qu'il peut supporter, aussi la rupture est-elle soudaine et violente. La zone située entre les courbes de déchargement du ressort et de l'échantillon représente l'énergie qui doit être sismiquement libérée ( $W_k$ ). On voit à la figure 3.6 (c) la même courbe de charge-déplacement pour l'échantillon, mais cette fois, avec un ressort rigide (à valeur  $k$  élevée). Dans ce cas, après rupture, la charge exercée par le ressort est inférieure à celle que peut supporter l'échantillon, aussi le processus de rupture sera-t-il graduel et non violent et il n'y aura pas d'excédent d'énergie sismiquement libérée.

La zone située sous la courbe de charge-déplacement de l'échantillon a deux composantes : l'énergie de déformation emmagasinée ( $U_m$ ) dans l'échantillon au sommet de sa résistance et une partie de l'énergie ( $U_g$ ) emmagasinée dans le ressort. Ces deux composantes représentent l'énergie ( $U_f = U_m + U_g$ ) consommée dans le processus de fracturation. Par conséquent, la violence de la rupture de la roche est une caractéristique de la machine d'essai. Le concept de changement et de rigidité des piliers fait l'objet d'une étude plus approfondie dans la partie traitant des coups de piliers.

Dans certains cas précis, une partie de l'énergie de déformation emmagasinée doit être libérée sismiquement. Cela se produit lorsque des contraintes triaxiales qui s'exercent sur une roche deviennent des contraintes biaxiales ou uniaxiales. La quantité d'énergie emmagasinée dans une roche soumise à des contraintes triaxiales est donnée par l'équation 3.18. Lorsqu'on creuse une ouverture, une contrainte (disons  $\sigma_3$ ) est réduite à zéro. En supposant que les autres contraintes demeurent constantes, la diminution de l'énergie de déformation emmagasinée ( $\Delta U_m$ ) est la suivante :

$$\Delta U_m = \frac{1}{2E} [\sigma_3^2 - 2\nu(\sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1)] \quad \text{Eq 3.24}$$

Davantage d'énergie de déformation emmagasinée pourrait être libérée si la roche sous contraintes triaxiales était juste au-dessous de sa

résistance à la compression. On voit à la figure 3.7(a) un échantillon sous contraintes triaxiales dans une machine d'essai, avec une contrainte verticale ( $\sigma_v$ ). Si les contraintes latérales sont réduites brusquement à zéro, la contrainte de compression uniaxiale maximum que l'échantillon peut supporter est ( $\sigma_u$ ) où ( $\sigma_u < \sigma_v$ ). Comme on le voit à la figure 3.7(b), l'échantillon s'écroulera le long de sa courbe de déchargement, alors que la machine d'essai déchargera, à partir de la contrainte plus élevée ( $\sigma_v$ ) le long de sa courbe de déchargement du gradient (k). Là encore, la zone située entre ces deux courbes de déchargement représente l'énergie sismiquement libérée (Es). La zone ( $\Delta U_m$ ), dans la figure 3.7(a) est la partie de l'énergie sismique qui était initialement emmagasinée comme de l'énergie de déformation dans la roche. En outre, l'énergie de déformation emmagasinée liée aux contraintes latérales serait aussi libérée.

Les coups de toit de déformation surviennent souvent lorsqu'une galerie est creusée à travers une zone de contact entre une roche cassante et une roche tendre. Les dégâts sont généralement limités au côté ayant de la roche cassante. On pensait auparavant que la roche cassante, dotée d'une résistance à la compression et d'un module d'élasticité plus élevés, comprenait davantage d'énergie de déformation emmagasinée. Cela n'est pas le cas nécessairement, comme on peut le constater à la figure 3.8. Les roches cassantes tendent à avoir des courbes de déchargement plus raides que les roches tendres. À la figure 3.8, les zones situées sous les courbes de charge-déplacement des roches cassantes et tendres sont grosso modo égales, donc les deux types de roches consomment la même énergie de déformation emmagasinée durant le processus de fracturation. Là aussi, la rigidité du système de chargement (k) est inférieure à celle de la roche cassante et supérieure à celle de la roche tendre. C'est pourquoi, dans cet exemple précis, la première se casse de manière violente et la deuxième, sans violence.

Un autre mécanisme qui pourrait se produire est le glissement le long du plan de contact. Prenons l'exemple simple d'un tunnel circulaire creusé dans un champ de contrainte hydrostatique (p), le déplacement radial (u) de la circonférence est donné par l'équation suivante :

$$u = \frac{rp}{E} (1 + \nu) \quad \text{Eq 3.25}$$

où, r = rayon de l'ouverture.

Si le module d'élasticité de la roche tendre est la moitié de celui de la roche cassante, le déplacement radial pour la roche tendre est deux

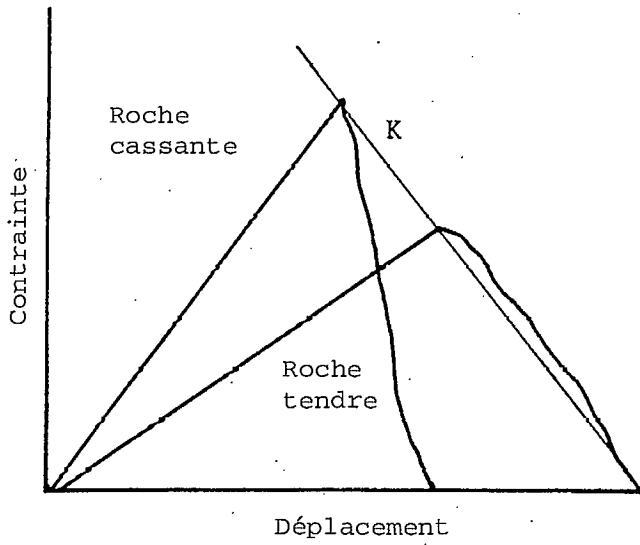


Fig. 3.8 - Caractéristiques contrainte-déplacement des roches cassantes et tendres.

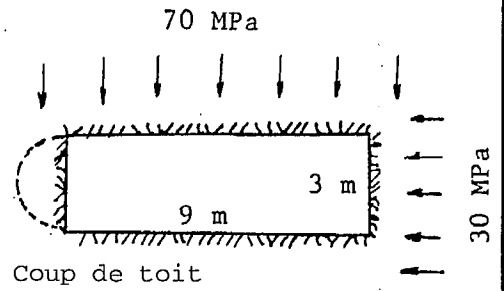


Fig. 3.9 - Coup de toit dans un puits rectangulaire.

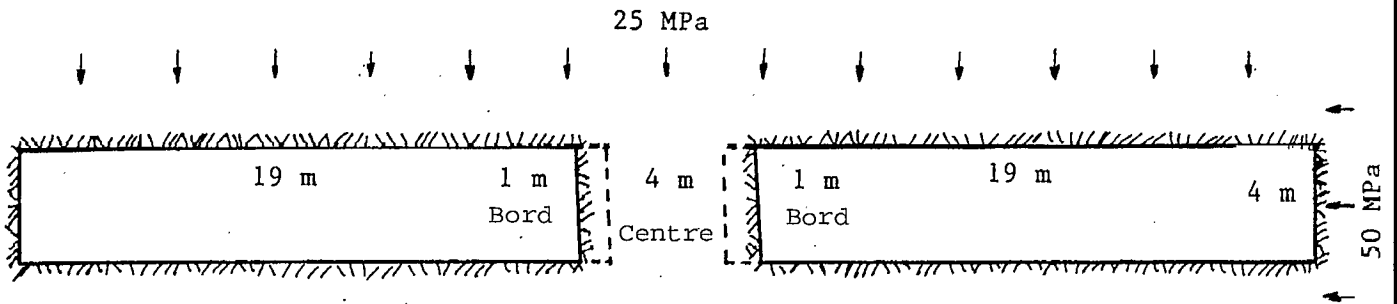


Fig. 3.10 - Modèle de chantier et pilier, avec deux étapes de rupture de pilier.

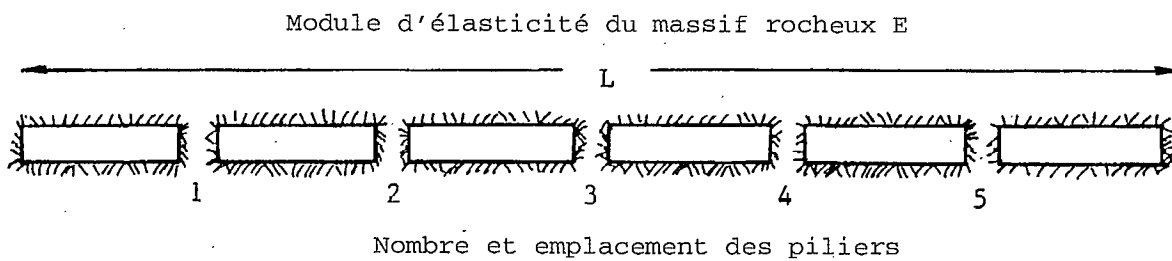


Fig. 3.11 - Facteurs affectant la rigidité du chargement.

fois supérieur. Cela entraînerait des contraintes de cisaillement le long de la zone de contact, avec une possibilité de glissement.

La figure 3.9 montre un puits rectangulaire qui a été soumis à une très forte contrainte horizontale (70 MPa) sur son axe court. À une profondeur de 1'000 m, l'un des murs courts s'écroule sur un plan de contact entre une quartzite cassante et un dyke de roche tendre, produisant une forme semi-circulaire. Un modèle d'éléments de frontière a permis de calculer la composante énergétique due à la transformation du mur d'une forme droite à semi-circulaire. Ces composantes sont énumérées au tableau 3.3.

Tableau 3.3 - Composantes énergétiques d'un éclatement de roche dans un puits (en MJ/m de longueur)

$\Delta W_t$	$\Delta U_m$	$\Delta U_c$	$\Delta W_r$	$\Delta W_k$	$\Delta W_k / \Delta W_r$
2,46	0,50	1,73	1,23	0,73	59 %

Il est quelque peu surprenant de constater que 59 % de l'énergie est libérée sous forme d'énergie sismique.

Il semble que, pour les coups de déformation, l'énergie libérée peut provenir de diverses sources. Si la contrainte triaxiale agissant sur la roche devient soudainement biaxiale ou uniaxiale, une partie de l'énergie de déformation emmagasinée est libérée sous forme d'énergie sismique. La rupture instantanée de cette roche agrandira l'ouverture et l'énergie sismique sera libérée à cause des réactions élastiques du massif rocheux (comme l'exemple du puits rectangulaire). Enfin, si des roches cassantes et tendres sont présentes, des glissements mineurs pourraient se produire le long du plan de contact.

### 3.5.2 Coups de pilier

Des coups de toit sévères, impliquant des milliers de tonnes de roche, ont été causés par l'effondrement total des piliers de soutènement. Dans certains cas, l'écroulement d'un pilier peut provoquer une contrainte excessive sur les piliers adjacents, et une réaction en chaîne se produit. Récemment, la réaction en chaîne la plus importante a eu lieu dans une vieille zone d'exploitation par chambre et pilier de la mine Quirke, à Elliot Lake. Des coups de piliers significatifs se sont produits aussi dans des gisements filoniens à fort pendage, à Red Lake et à Kirkland Lake. Ils surviennent en règle générale lorsque



les piliers de semelle ou de surface des chantiers en chambres-magasins ou chambres remblayées atteignent des dimensions critiques.

La source de l'énergie sismique libérée peut être illustrée par l'exemple simple de deux chantiers séparés par un pilier comme on le voit à la figure 3.10. On y examine deux cas : rupture au bord du pilier, puis dans la partie centrale. Dans les deux cas, on suppose que la contrainte exercée sur la partie écroulée devient immédiatement nulle (autrement dit, une ligne de déchargement verticale à partir de la résistance maximale). Le modèle d'éléments de frontière a permis de calculer les composantes énergétiques de deux étapes de rupture, que l'on voit au tableau 3.4

Tableau 3.4 - Composantes énergétiques pour des ruptures partielle et totale du pilier (en MJ/m de longueur)

Étape de rupture	$\Delta W_t$	$\Delta U_m$	$\Delta U_c$	$\Delta W_r$	$\Delta W_k$	$\Delta W_k / \Delta W_r$
Bords	1,62	0,30	1,11	0,81	0,51	63 %
Partie centrale	10,73	0,93	6,29	5,36	4,44	83 %

Ces résultats révèlent un rendement sismique ( $\Delta W_k / \Delta W_r$ ) de 63 % pendant la rupture des bords du pilier, lequel passe à 83 % quand la partie centrale s'effondre. Il semble que l'une des caractéristiques des coups de pilier est qu'une forte proportion de l'énergie libérée ( $W_r$ ) est de l'énergie sismique ( $W_k$ ). Cette énergie libérée provient de la variation marquée de l'énergie potentielle ( $W_t$ ) quand le pilier s'effondre. L'équation 3.17 montre que la variation d'énergie potentielle est proportionnelle au carré de la portée du chantier. Dans ce cas, lorsque la partie centrale du pilier s'écroule, la portée du chantier devient deux fois plus grande, donc la variation de l'énergie potentielle est quatre fois supérieure.

L'effondrement d'un pilier est violent, ou ne l'est pas, selon la rigidité du système de chargement par rapport à celle du pilier, comme l'explique de façon simple la figure 3.6. Si la rigidité du système de chargement est ( $k$ ) (définie comme étant toujours positive) et celle du pilier est ( $\lambda$ ), alors la condition de stabilité devient :

$$K + \lambda > 0 \quad \text{Eq 3.26}$$

Si le pilier se trouve sur sa courbe de chargement, ( $\lambda$ ) est positive et les conditions sont stables. Ce n'est que lorsque le pilier dépasse sa

résistance maximale et que sa courbe de chargement ( $\lambda$ ) est négative et dépasse la rigidité de chargement ( $k$ ) que l'instabilité survient.

Dans les mines souterraines, de nombreux facteurs influent sur la rigidité du système de chargement, comme on le voit à la figure 3.11. La superficie ou la portée des chantiers ont une forte influence. À mesure que la portée augmente, la rigidité du chargement diminue pour devenir un système de charge morte (autrement dit,  $k = 0$ ). Le module d'élasticité du massif rocheux contrôle la quantité de mouvement vers les excavations. La taille, le nombre et l'emplacement des piliers influent sur la rigidité du chargement. Ainsi, les piliers ne peuvent pas être traités séparément, car la présence d'un pilier influe sur la rigidité du chargement sur tous les autres piliers.

Starfield et Fairhurst (1968) ont introduit le concept de rigidité locale d'une mine. Supposons, dans la figure 3.11, qu'on remplace un pilier par un vérin hydraulique qui exerce la même charge que le pilier initial. La rigidité locale de la mine, à cet endroit, serait la courbe de déchargement pour le vérin quand la pression est relâchée. On peut supposer que chaque pilier est remplacé, l'un après l'autre, par un vérin hydraulique, ce qui donne le profil de la rigidité du chargement sur toute la section. Une disposition systématique des chambres et des piliers montrerait que le système de chargement possède une rigidité minimale au centre de la section et une rigidité maximale près des butées. Il s'ensuit que s'il y a rupture d'un pilier, la rigidité de chargement diminue sur tous les piliers restants.

On peut obtenir une famille de courbes contrainte-déplacement en testant les échantillons avec une machine d'essai de compression, comme le montre la figure 3.12. À mesure que le rapport largeur/hauteur ou la contrainte de confinement augmente, le gradient postrupture (c.-à-d. la rigidité du pilier  $\lambda$ ) s'aplatit. Cela montre que les piliers minces dont le rapport largeur/hauteur est faible sont plus susceptibles de s'écrouler que les piliers épais, puisque leur gradient de déchargement a une valeur négative élevée. Toutefois, l'expérience souterraine suggère le contraire; les piliers minces tendent à se déformer et à s'effondrer de façon non violente, alors que les piliers épais s'écroulent violemment. Salamon (1970) a résolu cette contradiction manifeste, en ce sens que le chargement et la rigidité du pilier ne peuvent être traités séparément, mais il faut en tenir compte en termes de la totalité des piliers. L'équation 3.26 ne

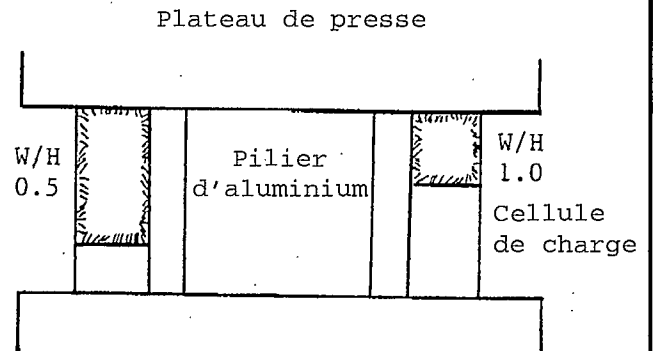
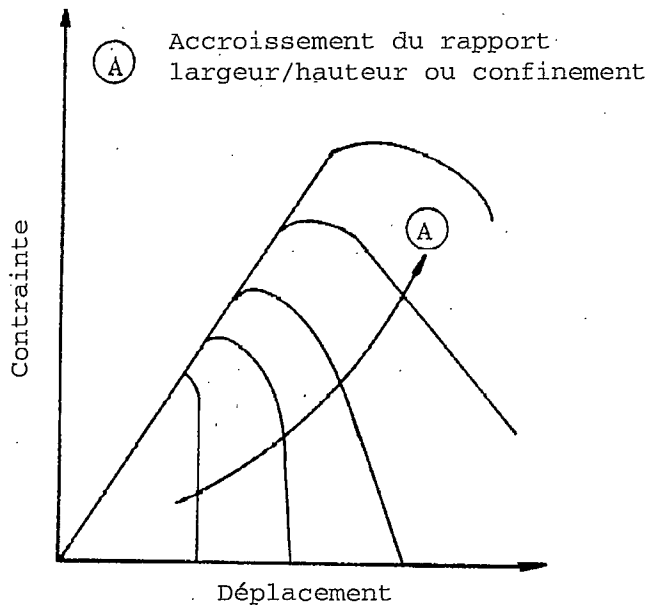


Fig. 3.13 - Essais d'échantillons multiples.

Fig. 3.12 - Paramètres affectant la rigidité postrupture des piliers.

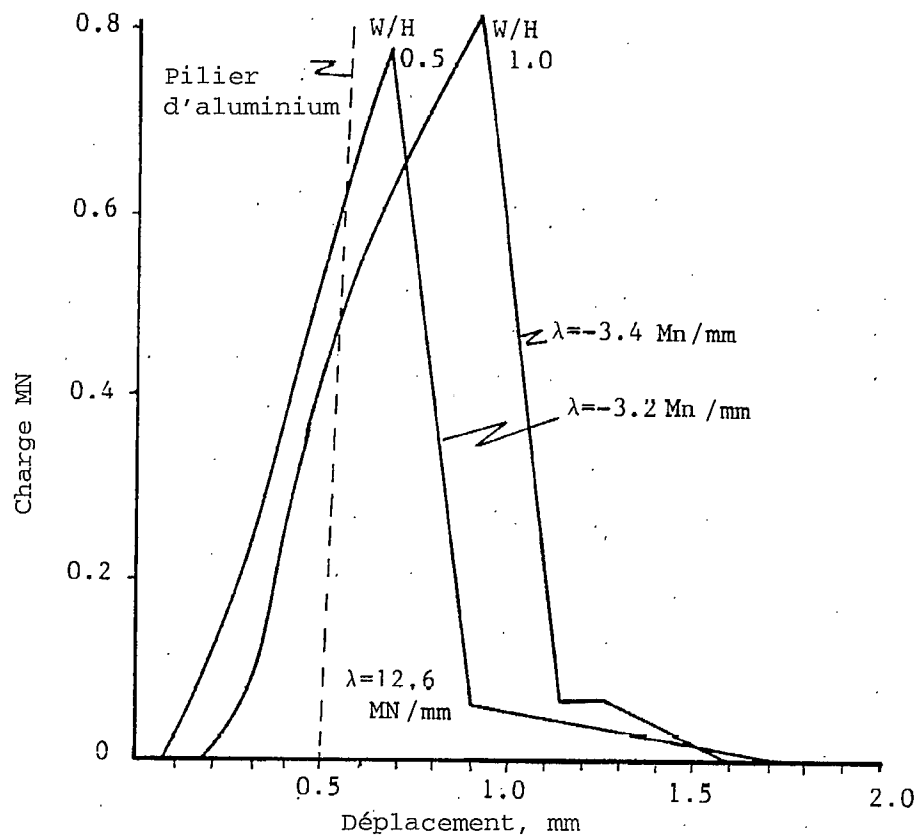


Fig. 3.14 - Courbes charge-déplacement de deux échantillons et d'un pilier d'aluminium chargés simultanément.

s'applique qu'aux essais d'échantillons uniques sous une presse et en voici la formulation correcte :

$$K + \Lambda > 0 \quad \text{Eq 3.27}$$

où (K) est la matrice de la rigidité de chargement sur tous les piliers et ( $\Lambda$ ) est la matrice de la pente de tous les piliers. On peut voir que dans le cas d'un mélange de piliers minces et épais, les piliers minces céderaient les premiers comme on le voit à la figure 3.12. Leur pente deviendrait négative, mais les piliers épais seraient encore sur leur courbe de chargement à pente positive et ( $K + \Lambda$ ) demeurerait plus grande que zéro. Lorsqu'il y a rupture des piliers minces, la rigidité du chargement diminue et au bout du compte, avec une charge montante, les piliers épais se rompent violemment.

On a démontré ce concept en laboratoire en chargeant simultanément plusieurs échantillons (Swan, 1985). Comme on le voit à la figure 3.13, un pilier central en aluminium est entouré de neuf échantillons de roche ayant des rapports largeur/hauteur différents. Chaque échantillon était doté de sa propre cellule de chargement afin de mesurer la courbe charge-déplacement au complet. La figure 3.14 montre les courbes charge-déplacement de deux des échantillons avec des rapports largeur/hauteur de 0,5 et de 1, ainsi que le pilier central en aluminium. Il s'est avéré difficile de donner la même hauteur à chaque échantillon, de sorte que leurs courbes de chargement commencent à des valeurs différentes de déplacement du plateau. Le pilier d'aluminium a été fait exprès un peu plus court pour que la capacité de charge de la presse ne soit pas gaspillée en le comprimant.

L'échantillon mince a été le premier à s'écrouler de façon non violente. Sa pente est devenue négative ( $\lambda = -3,2 \text{ MN/mm}$ ), mais les échantillons restants et le pilier central étaient encore sur leurs courbes de chargement à pentes positives. L'échantillon le plus épais a lâché ensuite, encore non violemment, avec une pente négative similaire ( $\lambda = -3,4 \text{ MN/mm}$ ). En tout, six échantillons sur neuf se sont écroulés non violemment à des résistances maximales allant de 175 à 235 MPa. C'est alors qu'a pris fin l'essai, à cause de l'inclinaison du plateau de la presse. Même si, dans cet essai, la rigidité du chargement de la machine d'essai est constante, on a pu constater que la matrice de pente ( $\Lambda$ ) de tous les échantillons, y compris le pilier central d'aluminium, est le facteur de contrôle, que la rupture survienne de façon violente ou pas.

En résumé, il semble que les coups de pilier soient provoqués par une variation brutale de l'énergie potentielle, comme le toit et le mur convergent rapidement pendant le processus de rupture. Qu'un pilier s'effondre violemment ou pas dépend de la rigidité postrupture du pilier par rapport à la rigidité du système de chargement. On ne peut toutefois pas traiter séparément la rigidité du pilier et celle du système de chargement, mais il faut en tenir compte en termes de régions impliquant des ensembles de chambres et piliers, et parfois, de toute la mine.

### 3.5.3 Coups de glissement de faille

Le glissement le long d'une faille est reconnu depuis longtemps comme le mécanisme d'un tremblement de terre. Récemment, on a toutefois reconnu que le même mécanisme était la source de certains coups de toit dans les mines de roches dures du Canada, surtout celles de Sudbury.

On voit à la figure 3.15(a) un simple modèle mécanique qui illustre le mécanisme du glissement de faille. Un bloc soumis à une contrainte normale ( $\sigma_n$ ) est posé sur une surface plate. Une contrainte tangentielle ( $\tau$ ) est appliquée par un ressort élastique (constante du ressort  $k$ ), au bord du bloc. Après l'application de la contrainte normale, la force de frottement entre le bloc et la surface plane est ( $\mu_s \sigma_n$ ), où ( $\mu_s$ ) est le coefficient de friction statique. Le système est en équilibre stable, donc :

$$\mu_s \sigma_n - \tau > 0 \quad \text{Eq 3.28}$$

Il y a équilibre instable lorsque :

$$\tau = \mu_s \sigma_n \quad \text{Eq 3.29}$$

On constate un mouvement du bloc lorsque ( $\tau$ ) accuse une très légère augmentation ou que ( $\sigma_n$ ) ou ( $\mu_s$ ) diminue. Une fois que le mouvement est amorcé, le coefficient dynamique de friction ( $\mu_d$ ) qui est moins élevé intervient et une force initiale de :

$$(\mu_s - \mu_d) \sigma_n$$

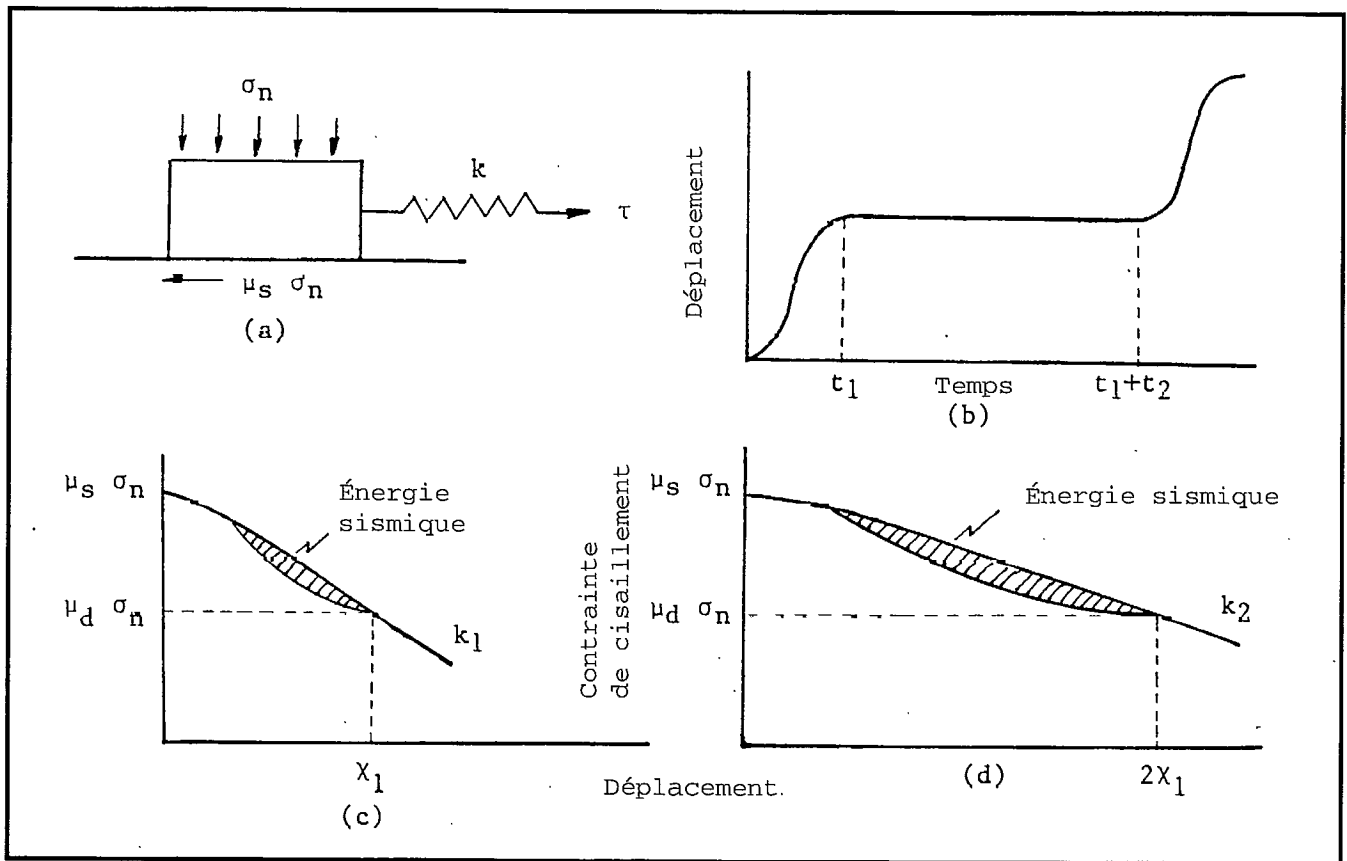


Fig. 3.15 - Déplacement, temps, contrainte de cisaillement dans le modèle de glissement de faille.

accélère le bloc. Il y a équilibre stable lorsque la contrainte de cisaillement se réduit à :

$$\tau' = \mu_d \sigma_n \quad \text{Eq 3.30}$$

et la chute de contrainte qui en résulte est de :

$$(\tau - \mu_d \sigma_n) \quad \text{Eq 3.31}$$

L'évolution dynamique du mouvement du bloc est illustrée à la figure 3.15(b) (Jaeger et Cook, 1969). On suppose ici que l'extrémité libre du ressort s'éloigne du bloc à une vitesse constante. Si l'on remplace la contrainte normale ( $\sigma_n$ ) par une force (N) s'exerçant sur une masse (M), alors le déplacement ( $\chi$ ) du bloc en fonction du temps (t) est de :

$$\chi = (\mu_s - \mu_d) \frac{N}{k} (1 - \cos \alpha t) \quad \text{Eq 3.32}$$

où  $\alpha^2 = k/M$ .

Le bloc s'arrête au temps ( $t_1$ ) :

$$t_1 = 2\pi/\alpha \quad \text{Eq 3.33}$$

après un déplacement ( $\chi_1$ ) :

$$\chi_1 = 2 (\mu_s - \mu_d) \frac{N}{k} \quad \text{Eq 3.34}$$

Si l'extrémité du ressort continue à se déplacer à une vitesse constante, après une période supplémentaire ( $t_2$ ) le ressort est rechargé et le cycle entier de glissement se répète.

La figure 3.15(c) montre la courbe contrainte-déplacement du bloc. Là encore, le déplacement commence lorsque la contrainte de cisaillement est égale à ( $\mu_s \sigma_n$ ) et s'arrête quand elle se réduit à ( $\mu_d \sigma_n$ ). La courbe de déplacement du bloc peut être non linéaire comme le montre l'illustration, alors que le ressort a une courbe de déchargement linéaire du gradient ( $k_1$ ). La zone située entre les deux courbes représente l'énergie qui doit être dissipée cinétiquement. Cela est analogue aux concepts de la rigidité des échantillons et de la machine de chargement abordés précédemment. L'énergie cinétique totale ( $W_k$ ) libérée peut s'exprimer par :

$$W_k = \frac{N^2 \pi}{2k\alpha} (\mu_s - \mu_d)^2 \quad \text{Eq 3.35}$$

La figure 3.15(d) montre la courbe contrainte-déplacement lorsque la constante du ressort est diminuée de moitié ( $k_2 = k_1/2$ ). Dans ce cas, le déplacement du bloc est doublé (par rapport à l'équation 3.34) et la zone située entre les deux courbes s'accroît. Cela souligne l'importance que revêt la rigidité du système de chargement pour la quantité du glissement et de l'énergie sismique libérée dans les coups de glissement de faille.

La mécanique du glissement sur une faille circulaire a été établie par Salamon (1974) en mécanique des roches, et par Brune (1970) en sismologie. Selon la terminologie de Salamon, la chute de la contrainte de cisaillement est de :

$$\tau - \mu_d \sigma_n$$

Pour une faille circulaire d'un rayon (R) dans un massif rocheux homogène et isotrope, le glissement tangentiel ( $\psi$ ), est donné par :

$$\psi = \frac{4(1 - \nu)(\tau - \mu_d \sigma_n)(R^2 - r^2)^{1/2}}{\pi G (1 - \nu/2)} \quad \text{Eq 3.36}$$

où,  $r$  = distance à partir du centre  
 $\nu$  = coefficient de Poisson  
 $G$  = module de rigidité (module de cisaillement)

On peut exprimer des composantes énergétiques de la façon suivante :

$$\text{Énergie potentielle, } W_t = \frac{8(1 - \nu)R^3 \tau(\tau - \mu_d \sigma_n)}{3G(1 - \nu/2)} \quad \text{Eq 3.37}$$

$$\text{Énergie libérée, } W_r = \frac{4(1 - \nu)R^3 (\tau + \mu_d \sigma_n)(\tau - \mu_d \sigma_n)}{3G(1 - \nu/2)} \quad \text{Eq 3.38}$$

$$\text{Énergie thermique, } W_x = \frac{8(1 - \nu)R^3 \mu_d \sigma_n(\tau - \mu_d \sigma_n)}{3G(1 - \nu/2)} \quad \text{Eq 3.39}$$

$$\text{Énergie sismique, } W_k = W_r - W_x = \frac{4(1 - \nu)R^3 (\tau - \mu_d \sigma_n)^2}{3G(1 - \nu/2)} \quad \text{Eq 3.40}$$



Le rendement sismique peut être calculé à partir de ces relations :

$$\frac{W_k}{W_r} = \frac{\tau - \mu_d \sigma_n}{\tau + \mu_d \sigma_n} \quad \text{Eq 3.41}$$

Immédiatement avant le début du glissement, les forces de cisaillement et de frottement sont en équilibre :

$$\tau = \mu_s \sigma_n \quad \text{Eq 3.42}$$

d'où,

$$\frac{W_k}{W_r} = \frac{\mu_s - \mu_d}{\mu_s + \mu_d} \quad \text{Eq 3.43}$$

Cette analyse montre que le rendement sismique est indépendant de la profondeur, de la chute de contrainte, des dimensions de la faille ou de la quantité de glissement, et dépend uniquement des propriétés de frottement de la faille. En règle générale, le coefficient dynamique de frottement représente 90 à 95 % du coefficient statique (Jaeger et Cook, 1969), soit des rendements sismiques de 5 à 2,5 %. C'est le contraire des rendements sismiques d'environ 90 % constatés dans les coups de pilier.

Dans la plupart des exploitations minières, les failles sur lesquelles se produisent les glissements entrecoupent les ouvertures minières. Un modèle de faille entièrement circulaire ne s'applique pas forcément à ces cas, et un modèle en demi-cercle ou en quart de cercle conviendrait peut-être mieux. Dans certains cas, la disposition des secousses relevées par les systèmes de surveillance microsismique après le coup de glissement de faille permet de déterminer la superficie de la zone sur laquelle le glissement est intervenu.

Dans la plupart des cas, les dégâts causés par les coups de glissement de faille dans les mines ontariennes sont peu importants. Par exemple, un coup de faille d'une magnitude de 2,2  $M_n$  a eu lieu à la mine Falconbridge près de Sudbury, où il n'y a pas eu de dégâts malgré un glissement visible de 10 à 20 mm sur la faille. Normalement, on constate des dégâts loin de la faille, où l'énergie sismique émise a déclenché une structure chargée de façon critique. Dans un cas, un coup de glissement de faille d'une magnitude de 3,4  $M_n$  a provoqué l'effondrement d'une plate-forme de remblayage dans un chantier exploité par chambres remblayées inversées situé à quelque 20 m de là.

### 3.6 Références

Brune, J.N. (1970), Tectonic stress and the spectra of seismic shear waves from earthquakes; *J. Geophys. Res.*, vol. 75, pp. 4997-5009. Correction: *J. Geophys. Res.* vol. 76, (1971), p. 5002.

Cook, N.G.W. (1967), Design of underground excavations; 8th U.S. Rock Mech. Symp., Minnesota, pp. 167-193.

Hodgson, K. et Joughin, N.C. (1967), The relationship between energy release rate, damage and seismicity in deep mines; 8th U.S. Rock Mech. Symp., Minnesota, pp. 194-209.

Ortlepp, W.D. (1983), The mechanism and control of rockbursts; chapitre 12: Rock Mechanics in Mining Practice, S. Budavari (dir.), S. Afr. Inst. Min. Met., Mono Series n° 5, pp. 257-281.

Salamon, M.D.G. (1968), Two-dimensional treatment of problems arising from mining tabular deposits in isotropic or transversely isotropic ground; *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 5, pp. 159-185.

Salamon, M.D.G. (1970), Stability, instability and design of pillar workings; *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 7, pp. 613-631.

Salamon, M.D.G. (1974), Rock mechanics of underground excavations; Proc. 3rd Congr. Int. Soc. Rock Mech., Denver, Colorado, vol. 1, partie B, pp. 951-1099.

Salamon, M.D.G. (1983), Rockburst hazard and the fight for its alleviation in South African gold mines; *Rockbursts: Prediction and Control*, IMM, Londres, pp. 11-36.

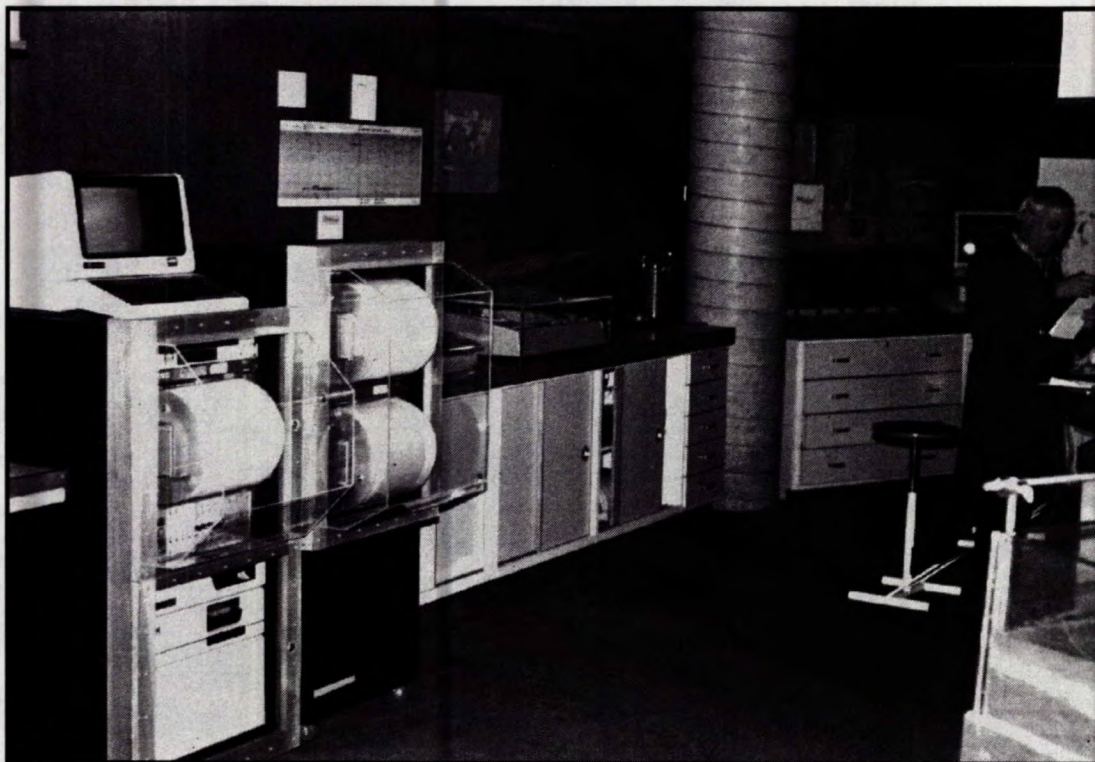
Salamon, M.D.G. (1984), Energy considerations in rock mechanics: fundamental results, *J. S. Afr. Inst. Min. Met.* vol. 84, N° 8, pp. 233-246.

Starfield, A.M. et Fairhurst, C. (1968), How high-speed computers can advance design of practical mine pillar systems; *Eng. & Min. J.*, vol. 169, pp. 78-84.

Swan, G. (1985), Multiple pillar compression failure in brittle rock, Rapport de division RPM/LRM 85-103(TR), CANMET, Énergie, Mines et Ressources Canada.



#### 4. SURVEILLANCE SISMIQUE



Trois sismographes assurant la couverture du Bassin de Sudbury à partir de Science Nord.



Le système microsismique MP-250 de la mine Campbell.

## 4. SURVEILLANCE SISMIQUE

### 4.1 INTRODUCTION

Il y a trois types d'équipement de surveillance sismique pour enregistrer et analyser la sismicité des mines ontariennes.

La Division de géophysique de la Commission géologique du Canada exploite le Réseau sismique de l'est du Canada destiné à détecter les tremblements de terre. Ce réseau enregistre aussi les coups de toit importants (de plus de 2,0 Mn). Des sismographes régionaux supplémentaires ont été installés sur les sites miniers où se produisent des coups de toit. Toutes les stations sont situées en surface, en général à des dizaines de kilomètres des mines. Les magnitudes des événements sismiques sont déterminées à partir de ce réseau.

Les organismes de recherche se servent de systèmes macrosismiques pour étudier les paramètres des sources sismiques des coups de toit. Ces systèmes sont capables d'enregistrer les ondes sismiques d'événements de plus de 0,5 de magnitude, à l'aide de capteurs triaxiaux. D'habitude, ces systèmes sont dotés de cinq capteurs, installés en surface et sous terre, à moins d'un kilomètre des chantiers miniers. En 1991, il y avait cinq systèmes macrosismiques en opération dans les mines les plus actives de l'Ontario.

Les sociétés minières se servent de systèmes microsismiques pour détecter tant les événements mineurs que majeurs. La localisation de la source est obtenue en quelques secondes et la plupart des mines peuvent maintenant faire le tracé des événements sur les plans et sections numérisés. Le premier système microsismique moderne a été installé en Ontario, à la mine Creighton, en 1980 et dix ans plus tard, quinze systèmes fonctionnaient dans les mines de roches dures ontariennes.

### 4.2 SISMOGRAPHES

La Commission géologique du Canada a un réseau de près de cent sismographes dans tout le pays. Ces stations sont groupées en quatre régions couvrant l'est, le centre et l'Ouest du Canada ainsi que l'Arctique. Le Réseau télémétré de l'est du Canada, qui s'étend du Manitoba aux provinces atlantiques, présente un intérêt tout particulier.

Initialement, ce réseau était concentré le long des régions sismiques actives du Saint-Laurent. Il a été étendu depuis aux régions de Témiscamingue-Kapuskasing.

La plupart des mines de roches dures de l'Ontario se trouvent dans le Bouclier précambrien sismiquement stable, où les tremblements de terre sont peu fréquents. La seule exception était le sismographe installé à Kirkland Lake dans les années 1940, destiné à l'enregistrement des coups de toit dans les mines d'or locales (Hodgson, 1958).

La couverture s'est améliorée depuis 1982, lorsque le programme canadien de gestion des déchets de combustibles nucléaires, exploité par Énergie atomique du Canada Ltée, a financé l'exploitation de six sismographes supplémentaires dans le nord de l'Ontario et du Manitoba, afin d'obtenir des données aux fins d'estimation des risques sismiques régionaux. Depuis 1985, les responsables du projet Canada-Ontario-Industrie sur les coups de toit ont agrandi le Réseau local télémétré de Sudbury (RLTS) en installant des sismographes locaux à Elliot Lake, Red Lake et Kirkland Lake. On peut voir à la figure 4.1 les emplacements des sismographes couvrant le nord de l'Ontario.

Toutes les sismographes comprennent un sismomètre à une composante verticale Télédyne-Geotech S13 ayant une période d'une seconde, qui enregistre généralement dans la bande de fréquence 1 à 16 Hz. Dans certains cas, seul le signal analogique est enregistré sur tambour d'enregistrement. Le rouleau de papier graphique est changé une fois par jour et envoyé tous les mois à la Division de géophysique à Ottawa. Dans d'autres cas, le signal sismique est numérisé sur place et transmis à Ottawa par téléphone ou radio à très haute fréquence.

Un exemple de ce dernier type de système est le Réseau local télémétré de Sudbury qui couvre les mines du bassin de Sudbury (Plouffe et al., 1988). On voit à la figure 4.2 la configuration de ce réseau, composé de trois stations situées sur la périphérie du bassin. Les signaux sismiques sont numérisés en continu à chaque station et transmis, par ligne téléphonique dédiée, à Science Nord, un centre scientifique public à Sudbury. Là, un processeur enregistre les événements sismiques déclenchés à l'aide d'un simple algorithme moyen à court ou long terme. Ces événements sismiques sont automatiquement transmis par une ligne téléphonique dédiée à Ottawa et incorporés dans la base de données du Réseau sismique de l'est du Canada. En outre, les signaux numérisés provenant de chaque station périphérique sont reconvertis en signaux analogiques et sont enregistrés sur des tambours d'enregistrement qui sont exposés au public à Science Nord.

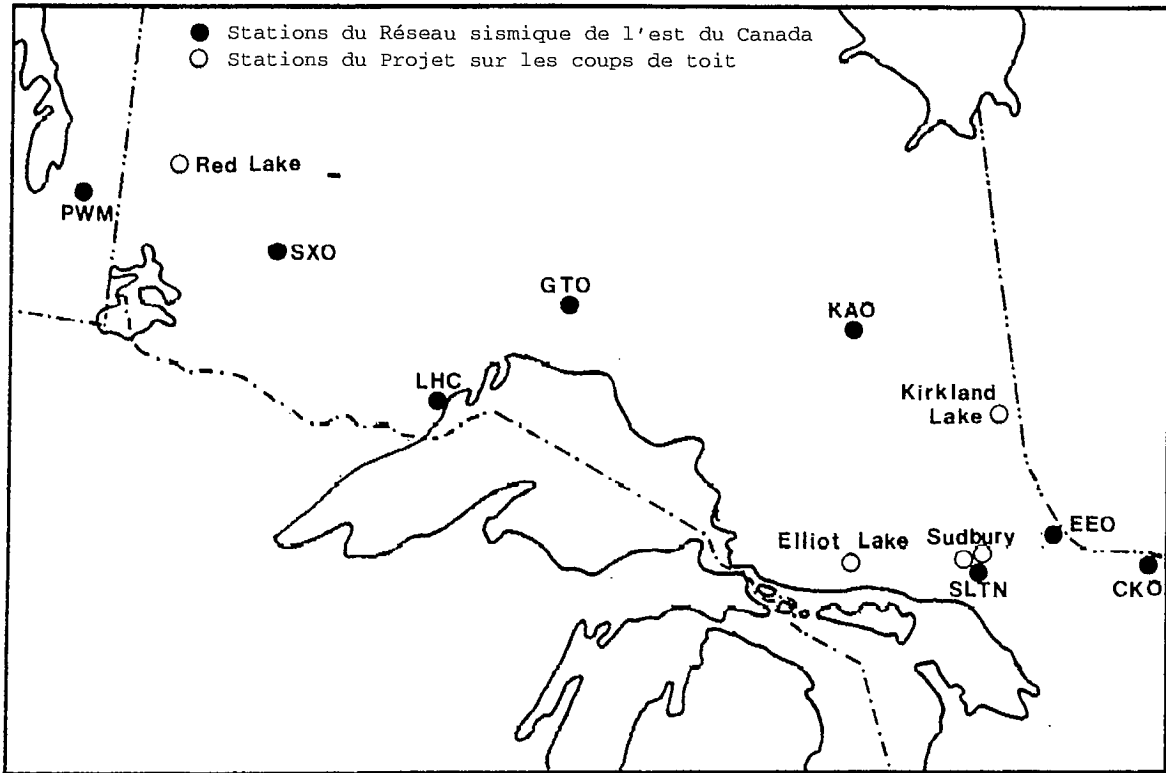


Fig. 4.1 - Emplacement des sismographes dans le nord de l'Ontario.

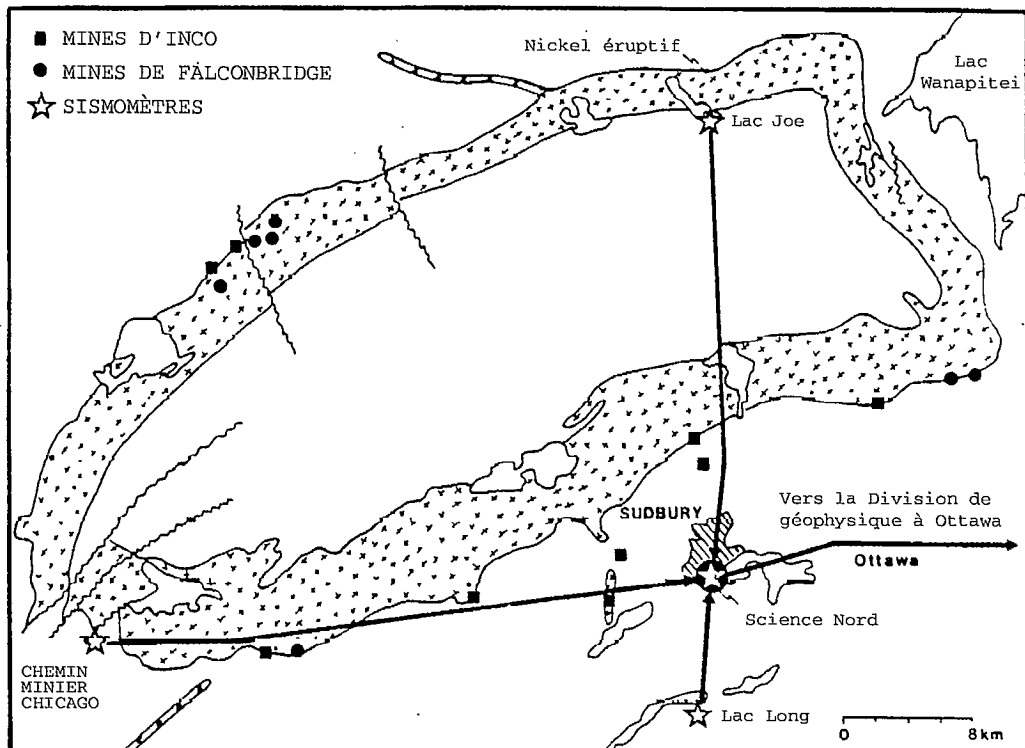


Fig. 4.2 - Réseau sismographique autour du bassin de Sudbury.



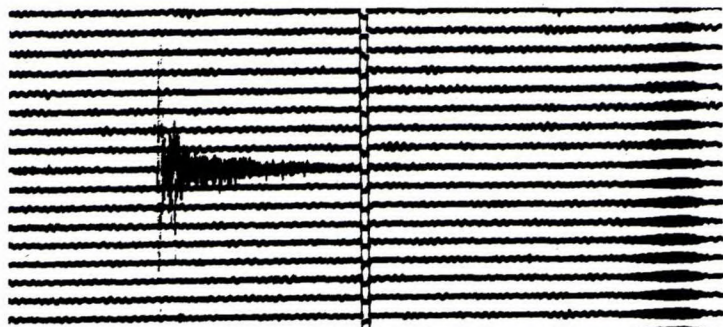
En général, ce réseau enregistre 200 événements par mois. Sur ce total, environ 28 % proviennent de l'extérieur du bassin de Sudbury. Sur les 72 % restants, environ 60 % sont causés par des tirs de sautage et 12 % sont des événements sismiques induits par l'exploitation des mines de Sudbury. Tous les événements sismiques induits par l'exploitation minière et certains sautages sont identifiés avec la collaboration des exploitants miniers.

Dans certains cas, il est possible de distinguer clairement les coups de toit des sautages d'après les enregistrements sismiques, alors que dans d'autres, cela s'avère plus difficile. On voit à la figure 4.3 les signaux sismiques de quatre événements (deux coups de toit et deux sautages) enregistrés sur le sismographe d'Elliot Lake. L'événement (a) est un coup de toit survenu dans une mine 12 km plus loin qui montre une séparation claire des ondes P et S de 1,7 sec. L'événement (b) est un sautage central dans une mine 5 km plus loin. Les retards de millièmes de seconde dans un tir ne produisent pas d'ondes P et S claires; par ailleurs, les sautages centraux ne se produisent qu'à des moments précis de la journée et sont généralement faciles à reconnaître. Les événements (c) et (d) sont un coup de toit et un tir important dans l'une des mines de Sudbury, à une distance d'environ 80 km. Dans ces cas, il n'y a pas de différence marquée et l'événement doit être confirmé par l'exploitant minier.

La Division de géophysique de la Commission géologique du Canada publie un rapport trimestriel sur la sismicité induite par l'exploitation minière au Canada. Le moment de l'événement, les stations qui l'ont enregistré et la magnitude évaluée y sont énumérés. La couverture vise en particulier les mines du nord de l'Ontario, mais les événements qui sont survenus dans les mines du Nouveau-Brunswick et du Québec y figurent également.

#### **4.3 SYSTÈMES MACROSISMIQUES**

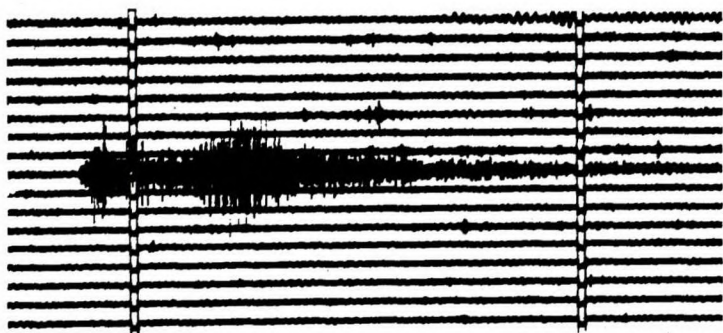
CANMET exploite cinq systèmes macrosismiques dans les mines ontariennes. Ils sont installés dans les mines Quirke de Rio Algom à Elliot Lake, Strathcona de Falconbridge et Creighton d'Inco à Sudbury, Campbell de Placer Dome, à Red Lake, et Macassa de Minéraux Lac à Kirkland Lake. Chaque système est composé de cinq capteurs triaxiaux pour mouvements de forte amplitude, insérés dans des trous forés à la surface ou sous terre. Ils sont conçus pour détecter les formes d'ondes sismiques complètes afin de permettre de déterminer l'emplacement de la source ainsi que les paramètres sismiques et le



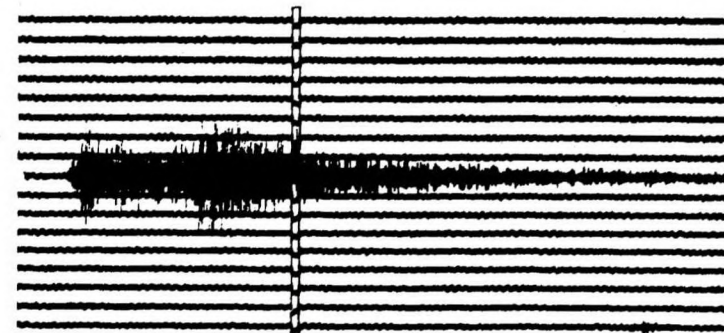
a) Coup de toit à Elliot Lake, de magnitude 1,8



b) Sautage central à Elliot Lake



c) Coup de toit à Sudbury, de magnitude 2,9 Mn



d) Sautage à Sudbury

Fig. 4.3 - Sismogrammes de coups de toit et de sautages.

mécanisme à la source.

Les cinq systèmes ont pour ainsi dire les mêmes composantes matérielles comme on le voit à la figure 4.4. Quatre systèmes sont dotés de géophones triaxiaux à sensibilité de 0,30 V/cm/sec et bande de réponse fréquentielle située entre 1 et 2 700 Hz. Le système de la mine Strathcona utilise des accéléromètres à sensibilité de 20 V/g et bande de fréquence de 0,01 à 2 000 Hz.

Les signaux sismiques sont amplifiés à chaque capteur. Le système de la mine Creighton est doté de double amplification afin d'obtenir une plus large gamme dynamique et d'empêcher la saturation en cas d'événements sismiques plus importants. Dans les mines Strathcona, Campbell et Macassa, les signaux sismiques sont transmis par câble électrique. Dans la mine Quirke, le système est axé sur les fibres optiques et dans la mine Creighton, le câble du puits est en fibres optiques. Dans ce dernier cas, un multiplexeur et un démultiplexeur sont situés aux deux extrémités du câble de fibres optiques. Les mines Quirke et Strathcona sont équipées de capteurs de surface avec protection contre la foudre (le système Quirke est doté d'un câble électrique dans le câble de fibres optique pour alimenter les capteurs).

Toutes les unités de traitement sont installées en surface, où les signaux sismiques sont conditionnés (par des filtres antirepliement) puis envoyés au système d'acquisition de données situé dans l'ordinateur central. Les signaux sont alors numérisés à un taux allant de 1 024 à 4 500 échantillons/sec/canal pour les cinq systèmes.

Un contrôleur de déclenchement sophistiqué a été mis au point pour éliminer l'enregistrement des événements sismiques trop faibles, les bruits des machines ou des surcharges électriques instantanées qui satureraient le système. Le contrôleur a les caractéristiques suivantes : fenêtres de déclenchement sélectives, choix du nombre de canaux pour un déclenchement valide, intégration à court terme pour supprimer les surcharges électriques, seuils de déclenchement sélectifs, commutateurs individuels marche/arrêt pour chaque canal. Si le contrôleur de déclenchement décide qu'un événement authentique s'est produit, il enregistre deux secondes de données sismiques pour chaque canal (15 canaux), y compris une demi-seconde de données de prédéclenchement. Dans les systèmes des mines Strathcona, Campbell et Macassa, l'acquisition de données est interrompue pour environ 200 millisecondes pendant que les données sont stockées sur le disque

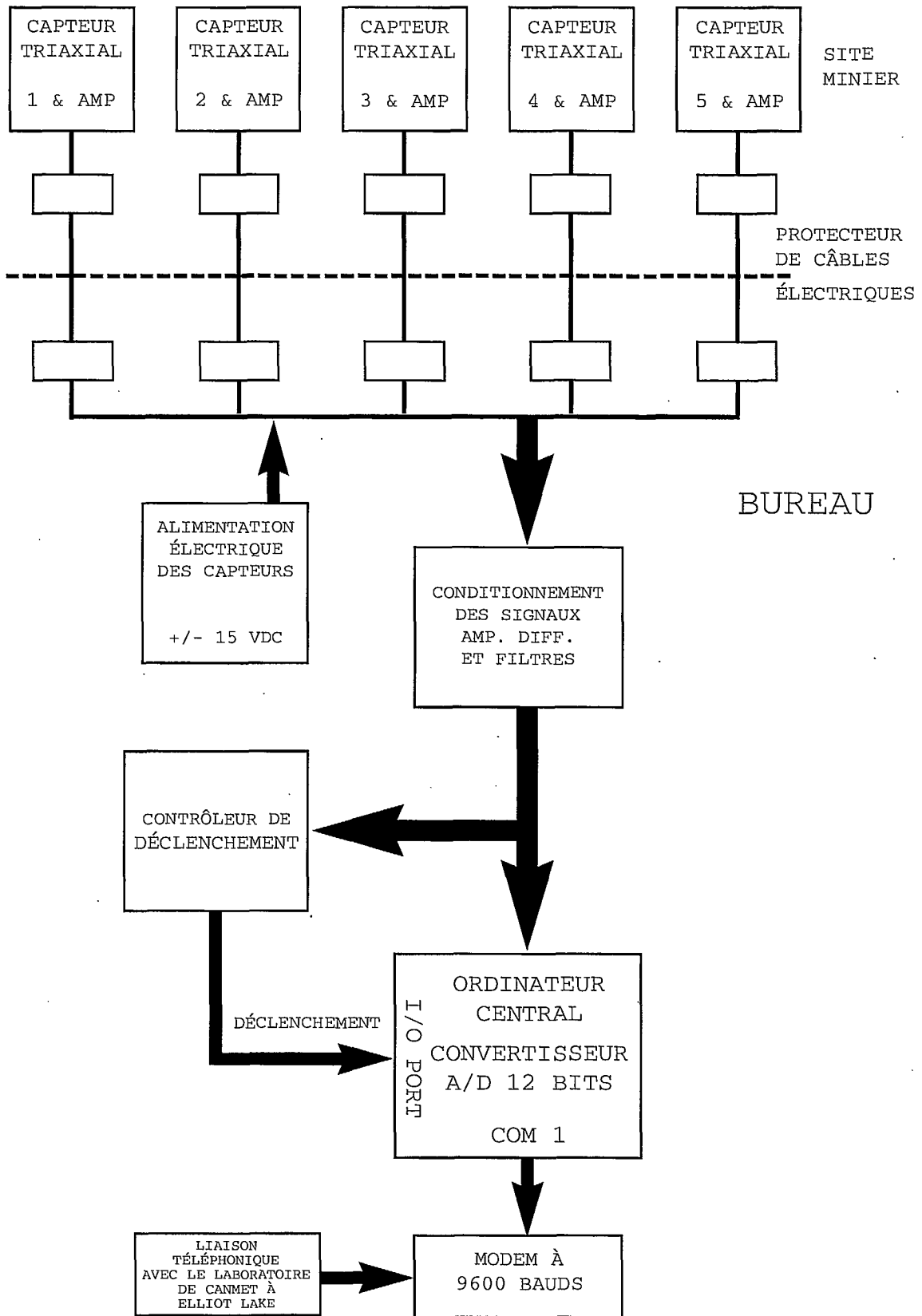


Fig. 4.4 - Composantes d'un système macrosismique.

dur. Dans ceux des mines Quirke et Creighton, l'acquisition et le stockage des données peuvent se produire en même temps.

Tous les systèmes macrosismiques sont reliés par modems au laboratoire de CANMET à Elliot Lake où les fichiers de données peuvent être édités et transférés, et certaines fonctions du contrôleur de déclenchement peuvent être modifiées.

#### 4.4 SYSTÈMES MICROSISMIQUES

La microsismicité induite par l'exploitation minière (c.-à.-d. les émissions sous-audibles) a été découverte par accident à la fin des années 1930, pendant qu'on mesurait la vitesse des ondes sismiques dans une mine souterraine des États-Unis (Obert, 1975). Peu après, la technique microsismique a été examinée à la mine Lake Shore de Kirkland Lake et à la mine Froid d'Inco, à Sudbury. Ces efforts précoces ont échoué à cause des composantes électroniques inadéquates.

Le premier système microsismique moderne a été installé dans une mine d'or sud-africaine dans les années 1960 (Cook, 1963 et 1964), puis dans le district de Coeur d'Alene aux États-Unis (Blake et Leighton, 1970). À la fin des années 1970, des systèmes commerciaux ont été mis sur le marché, et tous les systèmes installés dans les années 1980 dans les mines ontariennes étaient fabriqués par Electro-Lab Inc. de Spokane, Washington, aux États-Unis. Ces systèmes donnent le moment d'un événement, la localisation de la source et une valeur relative qui peut être liée à l'énergie sismique de l'événement.

La conception des systèmes microsismiques souterrains a été décrite par Blake (1974, 1982), Malott (1981) et Green (1981), et leur utilisation dans les mines ontariennes par MacDonald et Muppalaneni (1983), Davidge (1984), Neumann (1985), et Oliver et MacDonald (1985).

Les composantes de base d'un système microsismique comprennent un réseau de géophones et d'amplificateurs relié à une unité de traitement qui se trouve en général en surface.

Deux types de capteurs sont généralement utilisés : des géophones et des accéléromètres. Ils sont de sensibilité élevée, de 40 V/mm/sec et 950 V/g. Les géophones enregistrent les gammes de basses fréquences de 10 à 2 500 Hz, alors que les accéléromètres, de 100 à 10 000 Hz. Les deux types de capteurs sont installés dans des trous peu profonds (par exemple de 2 m) et sont vissés dans un adaptateur métallique ou

plastique cimenté à l'extrémité du trou. Les accéléromètres peuvent être installés dans n'importe quelle orientation de trou, alors que les géophones sont conçus pour des trous verticaux ou horizontaux. Étant donné que les niveaux de sortie des géophones sont très bas, de l'ordre de quelques millivolts, des amplificateurs sont installés à l'intérieur des géophones pour renforcer le signal. Les signaux sismiques sont transmis par câbles électriques protégés à l'unité de traitement. L'alimentation (28 volts c.c.) est aussi fournie généralement par l'unité de traitement au moyen des mêmes câbles protégés.

L'unité de traitement comprend des filtres de signaux et des détecteurs de seuil sélectables pour chaque capteur, une horloge indiquant la date, une fenêtre temporelle sélectable, un intégrateur d'énergie, un microprocesseur et une imprimante. Les temps d'arrivée sont enregistrés avec une précision de  $\pm 0,00005$  sec. La fenêtre temporelle est choisie normalement comme le temps que prend l'onde P pour se déplacer entre les géophones les plus éloignés du réseau, soit entre 0,1 et 0,2 sec. L'intégrateur d'énergie est la sortie de l'un des capteurs intégrée sur la longueur de la fenêtre temporelle. Étant donné que l'énergie sismique est proportionnelle à la vitesse des particules, les signaux provenant des accéléromètres sont intégrés deux fois, une fois au niveau du capteur, puis dans l'unité de traitement.

Le système fonctionne dans un mode de surveillance continue. Dès que la tension dépasse le seuil établi à n'importe quel géophone, la fenêtre temporelle s'ouvre et l'intégrateur d'énergie est activé. Si un minimum de quatre capteurs supplémentaires dépassent leur seuil, dans les limites de la fenêtre temporelle, l'événement est accepté et traité. Autrement, les données sont rejetées et le système revient au mode de surveillance.

Les seuils de déclenchement peuvent varier jusqu'à 5 volts, mais ils sont généralement fixés autour de 0,75 à 1,0 volt. Les systèmes microsismiques les plus récents sont munis, en option, d'un niveau de seuil fluctuant afin d'éliminer le déclenchement constant provoqué par le bruit des machines. La moyenne du bruit de fond est déterminée toutes les deux secondes, et le seuil (par exemple un volt) doit dépasser le niveau de ce bruit de fond.

Sur l'imprimé de l'unité de traitement d'un événement sismique apparaît d'abord le jour et l'heure du calendrier julien (h, min, sec) du déclenchement du premier capteur, puis la séquence et les temps d'arrivée des canaux déclenchés (jusqu'à 16) par ordre relatif au premier canal déclenché. Ceci est suivi par la valeur d'énergie indiquée par l'intégrateur. Enfin, jusqu'à quatre estimations de localisation du foyer sont calculées d'après la « méthode de solution directe » que l'on décrira plus loin. De nombreuses sociétés minières contournent l'imprimante et font passer l'information de l'unité de traitement directement dans un ordinateur aux fins de stockage et d'analyse.

Les systèmes microsismiques étant très sensibles, ils ont tendance à enregistrer de nombreux événements (par exemple des sautages) qui ne sont pas des événements sismiques induits par l'exploitation minière. Pour les mines disposant d'un système central de sautage à des moments précis (les mines d'Elliot Lake, par exemple), les événements qui sont enregistrés pendant le sautage sont rejetés des registres microsismiques. Dans une autre mine, seule l'activité sismique qui a lieu en dehors des heures de travail et les fins de semaine est enregistrée.

À la suite des événements sismiques de forte intensité (plus de 3,0 Mn) les géophones sont souvent saturés lorsque la fenêtre temporelle se ferme, ce qui bloque le système. Par exemple, après un événement de 4,0 Mn à la mine Creighton, le système microsismique a été bloqué pendant quatre secondes avant d'enregistrer l'événement suivant. Pour des événements sismiques un peu moins intenses (plus de 2,0 Mn), les capteurs vibrent encore lorsque la fenêtre temporelle se ferme et s'ouvre de nouveau immédiatement et enregistre un second événement qui est, en fait, la continuation du premier événement.

Pour obtenir un indicateur plus réaliste de l'énergie sismique, la valeur d'énergie indiquée par l'intégrateur devrait être multipliée par la distance du capteur en question (c'est-à-dire que l'énergie sismique est directement proportionnelle à la distance au carré et à la vitesse des particules au carré, équation 5.8). Toutefois, lorsqu'il s'agit d'événements sismiques plus grands, le canal d'énergie est complètement ou partiellement saturé et a tendance à produire des nombres similaires. Dans ces cas, il vaut mieux se fier aux sismographes et aux systèmes macrosismiques pour obtenir les valeurs de magnitude et d'énergie sismique.

Le Département des sciences géologiques de l'Université Queen's de Kingston a mis au point un système microsismique d'enregistrement des signaux entiers. Il est généralement relié aux systèmes actuels Electro-Lab. Les signaux sismiques sont numérisés, comme pour les systèmes macrosismiques, et stockés sur un ordinateur. Les temps d'arrivée précis peuvent être déterminés plutôt que les valeurs aux seuils. On peut aussi étudier les paramètres à la source des événements sismiques de moindre envergure.

#### **4.5 TECHNIQUES DE LOCALISATION DE LA SOURCE**

Les systèmes de surveillance sismique mesurent essentiellement les temps d'arrivée des ondes sismiques. La connaissance des coordonnées des capteurs et de la vitesse présumée uniforme à laquelle les ondes sismiques se déplacent à travers la roche permet d'établir une estimation de la localisation de la source. Diverses techniques mathématiques ont été établies pour déterminer la localisation de la source (Cook, 1963), (Leighton et Duvall, 1972), (Blake, et al., 1974), (Godson, et al., 1978), (Gendzwill et Prugger, 1978), (Prugger et Gendzwill, 1988) et des rapports exhaustifs (Lee et Stewart, 1981), et (Niewiadomski, 1986).

Il existe deux méthodes générales de localisation des sources basées sur les temps d'arrivée des ondes P seulement, ou à la fois sur les temps d'arrivée des ondes P et S. La dernière méthode ne peut être utilisée que lorsque les signaux sismiques sont mesurés en entier, comme dans les sismographes et les systèmes macrosismiques. On se sert de la première méthode généralement lorsque seules les valeurs de seuils sont mesurées, comme dans les systèmes microsismiques.

Les techniques mathématiques peuvent aussi être divisées en deux groupes, soit des solutions directes et itératives. Le premier groupe comprend les méthodes mises au point par l'USBM et les modifications faites par Mt. Isa, et le deuxième, les méthodes du bloc et Simplex.

##### **4.5.1 Solutions directes**

La technique directe a été mise au point par le Bureau des mines des États-Unis (USBM) et présentée par Leighton et Duvall (1972), et une technique des moindres carrés a été développée par Blake, Leighton et Duvall (1974). Les coordonnées tridimensionnelles de la source sont inconnues et peuvent être représentées par un système d'équations



algébriques linéaires, soit :

$$D_i = \sqrt{(X-a_i)^2 + (Y-b_i)^2 + (Z-c_i)^2} \quad \text{Eq 4.1}$$

où,  $D_i$  = distance de la source au capteur  $i$   
 $X, Y, Z$  = coordonnées de la source  
 $a_i, b_i, c_i$  = coordonnées du capteur  $i$

Aussi, 
$$D_i = V_p T_i \quad \text{Eq 4.2}$$

où,  $V_p$  = vitesse des ondes P  
 $T_i$  = temps de déplacement de l'onde P de la source au capteur  $i$ .

Le système de surveillance sismique ne mesure que le temps d'arrivée relatif au déclenchement du premier capteur, d'où,

$$D_i = V_p (t_i + T_1) \quad \text{Eq 4.3}$$

où,  $T_1$  = temps de déplacement jusqu'au premier capteur  
 $t_i$  = temps de déclenchement du capteur  $i$ ,

et,

$$D_i = d_i + D_1 \quad \text{Eq 4.4}$$

où,  $D_1$  = distance du foyer au premier capteur déclenché,  
 $d_i$  =  $D_i$  moins la distance au premier capteur déclenché.

La distance  $D_1$  au premier capteur déclenché s'exprime par l'équation suivante :

$$D_1 = \sqrt{(X-a_1)^2 + (Y-b_1)^2 + (Z-c_1)^2} \quad \text{Eq 4.5}$$

et la distance différentielle,  $d_i$ , peut être calculée d'après :

$$d_i = V_p t_i \quad \text{Eq 4.6}$$

Par conséquent,

$$V_p t_i + \sqrt{(X-a_1)^2 + (Y-b_1)^2 + (Z-c_1)^2} = \sqrt{(X-a_i)^2 + (Y-b_i)^2 + (Z-c_i)^2} \quad \text{Eq 4.7}$$

Afin de résoudre cette équation simultanée, il faut que cinq capteurs au moins soient déclenchés si l'on connaît la vitesse des ondes P, ou six capteurs si on ne la connaît pas. En général, les exploitants des mines utilisent les tirs de calibration à des endroits connus afin de calculer la vitesse moyenne des ondes P.

Si les temps d'arrivée des ondes P et S sont connus, alors

$$D_i = \Delta t_i^{S-P} / \left( \frac{1}{V_s} - \frac{1}{V_p} \right) \quad \text{Eq 4.8}$$

où,  $\Delta t_i^{S-P}$  = la différence entre les temps d'arrivée des ondes S et P au capteur. L'équivalent de l'équation 5.7 devient alors,

$$\Delta t_i^{S-P} / \left( \frac{1}{V_s} - \frac{1}{V_p} \right) = \sqrt{(X-a_i)^2 + (Y-b_i)^2 + (Z-c_i)^2} \quad \text{Eq 4.9}$$

Dans ce cas, le déclenchement du premier capteur n'est pas crucial, et il est nécessaire que seulement quatre capteurs soient déclenchés pour pouvoir calculer la localisation de la source.

Dans les deux méthodes, si un nombre supérieur au minimum de capteurs est déclenché, alors on peut appliquer aux données une méthode des moindres carrés, telle que décrite par Blake et al. (1974), ce qui accroît la précision de la solution.

Dans certaines mines d'Inco, en Ontario, on se sert d'une solution directe multiple pour déterminer la localisation de la source. En utilisant l'équation 4.7, toutes les combinaisons possibles de six temps d'arrivée sont analysées. Donc, si seize capteurs sont déclenchés, il y a 8 008 solutions possibles. Celles qui comportent une vitesse inférieure à 3 660 m/s ou supérieure à 7 920 m/s sont rejetées. On procède à une analyse statistique sur les localisations restantes pour obtenir les valeurs modales des coordonnées de la source.

Godson, et al. (1979) ont modifié la solution directe par les moindres carrés et ont développé la méthode Mt. Isa. L'importance du premier capteur déclenché est supprimée et une nouvelle variable,  $T_1$ , est introduite; elle représente le temps de déplacement depuis la source jusqu'au premier capteur déclenché. L'équation 5.7 devient alors :

$$V_p(T_1 + t_i) = \sqrt{(X-a_i)^2 + (Y-b_i)^2 + (Z-c_i)^2} \quad \text{Eq 4.10}$$

On suppose aussi que la vitesse des ondes P est connue et constante.

#### 4.5.2 Solutions itératives

Dans les solutions itératives, l'espace autour d'une mine est balayé systématiquement pour trouver l'endroit qui produit le minimum

d'erreur dans les temps d'arrivée mesurés. On procède ainsi :

- on suppose que l'événement sismique se produit à un endroit connu;
- on calcule les distances entre le foyer et chaque capteur déclenché;
- on divise ces distances par la vitesse des ondes P pour obtenir les temps d'arrivée théoriques à chaque capteur;
- on soustrait le temps d'arrivée au premier capteur déclenché des autres temps d'arrivée;
- on compare les temps mesurés et théoriques à chaque capteur et on calcule une erreur de temps en moindres carrés;
- on multiplie cette erreur de temps par la vitesse des ondes P pour calculer une erreur de distance;
- le programme passe au prochain emplacement supposé du foyer et recommence les calculs.

Les méthodes du bloc et Simplex utilisent cette technique itérative. Le seul facteur qui les différencie est la forme géométrique de la configuration de la recherche; un cube décroissant pour la méthode du bloc et un tétraèdre pour la méthode Simplex.

Dans la méthode du bloc, on définit tout d'abord, un gros cube de 300 m de côté environ. Ce cube est divisé en 125 cubes plus petits, de 60 m de côté. Le programme calcule les erreurs de distance pour les localisations de la source aux coins de chaque petit cube et au centre de ses côtés. Un second cube est alors édifié autour de la localisation de la source avec l'erreur de distance minimale. Ce deuxième cube a des côtés de 150 m et est divisé en 125 cubes plus petits de 30 m de côté, et les calculs sont repris. Ce processus de réduction du cube est automatiquement répété jusqu'à ce qu'on obtienne un cube d'environ 5 m de côté.

La précision de la localisation du foyer au moyen de la méthode du bloc, est fondée sur une fonction d'erreur lisse en forme de cône centrée sur la source. Si la fonction d'erreur n'est pas lisse et contient des creux, alors le bloc peut se faire piéger dans le creux, ce qui produit une erreur flagrante. On peut éviter cela en divisant le premier gros cube en petits cubes de 5 m de côté et en supprimant le processus de réduction, mais il faut beaucoup plus de temps de calcul.

Dans la méthode Simplex, seulement les trois ensembles de coordonnées du premier tétraèdre sont définis typiquement, à 100 m d'écart. La

logique du modèle Simplex est exposée de la façon suivante par Gendzwil et Prugger (1978). On calcule une fonction d'erreur pour chaque sommet et on détermine l'erreur minimum et maximum. Le sommet qui a la plus grande erreur est placé au côté opposé du tétraèdre (c'est-à-dire sa position symétrique) et on calcule de nouveau l'erreur. Si cette dernière est inférieure à l'erreur minimum, la distance de réflexion est doublée, ce qui agrandit le tétraèdre. Si l'erreur est inférieure à l'erreur initiale, le sommet présentant la deuxième erreur en importance est reflété. Si l'erreur est supérieure au maximum initial, la distance de réflexion est diminuée de moitié, ce qui rétrécit le tétraèdre. De cette façon, le tétraèdre peut dégringoler dans l'espace, s'agrandissant et se rétrécissant, jusqu'à ce que les conditions d'erreur minimum soient atteintes.

La méthode Simplex demande moins de calcul que la méthode du bloc, et la localisation de la source est obtenue bien plus rapidement. Le Simplex peut aussi se faire piéger dans les creux de la courbe d'erreur, ce qui peut être surmonté en créant un autre tétraèdre à coordonnées totalement différentes.

Les méthodes du bloc et Simplex fonctionnent avec l'utilisateur de l'ordinateur de manière interactive. Ainsi, les données peuvent être manipulées en éliminant les capteurs avec les temps d'arrivée de mauvaise qualité, en changeant la vitesse des ondes P sur chaque capteur, ou en déterminant les capteurs qui se sont déclenchés sur les ondes S.

#### **4.6 PRÉCISION DE LA LOCALISATION DE LA SOURCE**

La précision de la localisation de la source dépend d'un certain nombre de facteurs, notamment : les variations de la vitesse sismique, les erreurs du choix des temps d'arrivée des ondes P et S, la configuration géométrique du capteur et l'apparition de l'événement à l'intérieur ou à l'extérieur du réseau, et la méthode utilisée pour calculer la localisation de la source.

En général, on se sert des valeurs moyennes pour la vitesse des ondes P et S. Celles-ci peuvent bien varier de  $\pm 5\%$  dans les zones fracturées autour des ouvertures minières et les ondes dévient autour de ces dernières.

Avec l'équipement d'enregistrement des signaux en entier, il est normalement possible de déterminer avec précision l'arrivée des ondes

P. Il est plus difficile d'identifier l'arrivée des ondes S, surtout si le capteur est proche de l'événement lorsque les ondes P et S se recouvrent. Les systèmes qui utilisent un déclenchement avec seuil sont moins précis dans l'estimation des temps d'arrivée des ondes P. En outre, on se sert de capteurs uniaxiaux, qui peuvent être orientés dans une direction insensible à l'enregistrement des ondes P.

Idéalement, la disposition des capteurs devrait constituer un réseau tridimensionnel autour de la mine. Ceci est parfois difficile à faire dans les gisements tabulaires, où il n'y a pas d'accès dans une dimension. Par conséquent, la précision perpendiculairement au gisement est plutôt faible.

Certaines méthodes de localisation de la source sont plus sensibles aux erreurs dans les données, surtout lorsque l'événement se produit à l'extérieur du réseau des capteurs.

Le Réseau télémétré de l'est du Canada peut permettre de calculer le foyer si trois sismographes au moins enregistrent l'événement. Seules les coordonnées horizontales peuvent toutefois être calculées. La précision est d'environ 5 % de la distance jusqu'à la troisième station la plus proche, et les erreurs sont habituellement de 10 km (Hedley et Wetmiller, 1985). Cela ne permet d'identifier que le site minier où l'événement sismique s'est produit.

Les trois sismographes du Bassin de Sudbury permettent une meilleure résolution pour les mines de Sudbury. La précision est habituellement de 2 km, ce qui permet de déterminer la plupart du temps la mine où l'événement se produit, sauf lorsque les mines sont proches les unes des autres (par exemple les mines Strathcona et Fraser de Falconbridge).

Les capteurs triaxiaux des systèmes macrosismiques sont en règle générale installés à des distances allant de 500 à 1500 m du chantier minier. On peut localiser les foyers soit en se servant des temps d'arrivée des ondes P, soit de la différence entre les temps d'arrivée des ondes P et S. On trouvera au tableau 4.1 les erreurs de localisation de sept événements importants à la mine Strathcona, à l'aide de trois techniques de localisation. La comparaison est faite avec les foyers obtenus par le système microsismique de la mine, qui est aussi sujet à une certaine erreur. C'est avec la méthode du bloc en utilisant les temps d'arrivée de l'onde P, qu'on obtient la meilleure précision, avec une erreur moyenne de 50 m. Les temps

d'arrivée S-P, en utilisant la méthode du bloc, ont donné une erreur moyenne de 100 m, principalement à cause de la difficulté de saisir les temps d'arrivée des ondes S par les capteurs souterrains près du foyer. L'erreur la plus importante, de 300 m en moyenne, a été obtenue en se servant de la méthode directe de l'USBM en utilisant les temps d'arrivée des ondes P. Cette méthode a tendance à localiser les événements à des profondeurs plus grandes dans la mine.

Les systèmes microsismiques sont les principaux outils de localisation de la source, puisque les capteurs sont les plus proches de l'événement. À titre d'exemples d'erreurs de localisation, deux tirs de calibration dans la mine Macassa ont été localisés. Ces tirs ont été enregistrés par un système microsismique Electrolab à 12 canaux, dont 8 étaient aussi reliés à l'équipement d'enregistrement de signaux en entier. Cela permet de faire une comparaison entre les temps d'arrivée des ondes P obtenus manuellement à partir des signaux et des valeurs aux seuils déclenchées. Un des tirs étudiés se trouvait à l'intérieur du réseau des capteurs tandis que l'autre était 130 m en dehors du réseau. Les quatre méthodes décrites dans la section 4.5 étaient utilisées, en faisant varier la vitesse des ondes P entre 5 200 et 7 900 m/s. Seuls les capteurs reliés à l'équipement d'enregistrement des signaux en entier ont servi à l'analyse. Il a fallu supprimer un capteur du tir de calibration à l'intérieur du réseau, en utilisant des valeurs de seuil, parce que le temps d'arrivée était extrêmement en retard par rapport à l'arrivée du signal.

Tableau 4.1 - Précision de la localisation de la source à l'aide d'un système macrosismique

Numéro de l'événement	Onde P par méthode du bloc	Ondes S-P par méthode du bloc	Onde P par méthode USBM directe
1	57 m	86 m	716 m
2	32 m	46 m	93 m
3	88 m	183 m	680 m
4	37 m	41 m	364 m
5	18 m	75 m	204 m
6	60 m	88 m	133 m
7	35 m	156 m	25 m
Moyenne	50 m	100 m	300 m

Les erreurs dans la localisation de la source pour les deux tirs sont

présentées aux figures 4.5 et 4.6, et classées selon les arrivées des formes d'ondes et les valeurs aux seuils.

Pour le tir de calibration à l'intérieur du réseau des capteurs, on obtient des erreurs raisonnables de moins de 10 m, à partir des temps d'arrivée des formes d'ondes et des temps aux seuils, pour les quatre techniques. Seule la méthode du Mt. Isa pour les temps d'arrivée aux seuils, qui montre une erreur constante d'environ 17 m, fait exception. En général, les erreurs des méthodes USBM et Mt. Isa sont insensibles aux changements de vitesse des ondes P sur une assez large gamme. Les méthodes du bloc et Simplex ont une fonction d'erreur dont la forme prend l'apparence d'un creux, les plus grandes erreurs se produisant aux vitesses les plus faibles.

Pour le tir de calibration à l'extérieur du réseau, les erreurs sont plus marquées et moins cohérentes. Les fonctions d'erreurs pour les méthodes USBM et Mt. Isa sont totalement différentes pour les temps d'arrivée des formes d'ondes et pour les temps aux seuils. Dans le premier cas, les erreurs sont élevées à de faibles vitesses et diminuent de façon presque linéaire à de faibles valeurs aux vitesses s'approchant de 8 000 m/s. Dans le deuxième cas, les erreurs augmentent légèrement avec des vitesses croissantes et sont de 80 m en moyenne. Cela signifie que les deux méthodes sont sensibles aux moindres changements dans les temps d'arrivée (c.-à-d. que les temps d'arrivée aux seuils étaient généralement à quelque 10 % des temps d'arrivée des formes d'ondes). Les fonctions d'erreur pour les méthodes du bloc et Simplex sont similaires, soit un creux profond pour les arrivées des ondes, un creux moins profond pour les arrivées aux seuils. Dans la première, l'erreur est de moins de 20 m pour des vitesses se situant autour de 6 000 m/s et dans la deuxième, l'erreur est d'environ 60 m à des vitesses quelque peu supérieures.

Même si les erreurs des exemples précédents sont reliées à des sites précis, en règle générale, la précision des divers systèmes de surveillance sismique figure au tableau 4.2.

Certaines mines, comme celle de Creighton, sont dotées d'un réseau microsismique serré entourant une partie du gisement. Dans ce cas, on peut atteindre des erreurs d'à peine 5 m dans le réseau. Certaines mines, comme la mine Creighton, ont un réseau microsismique dense autour d'une partie du gisement. Dans ce cas-là, des précisions de l'ordre de 5 m peuvent être réalisables à l'intérieur du réseau.

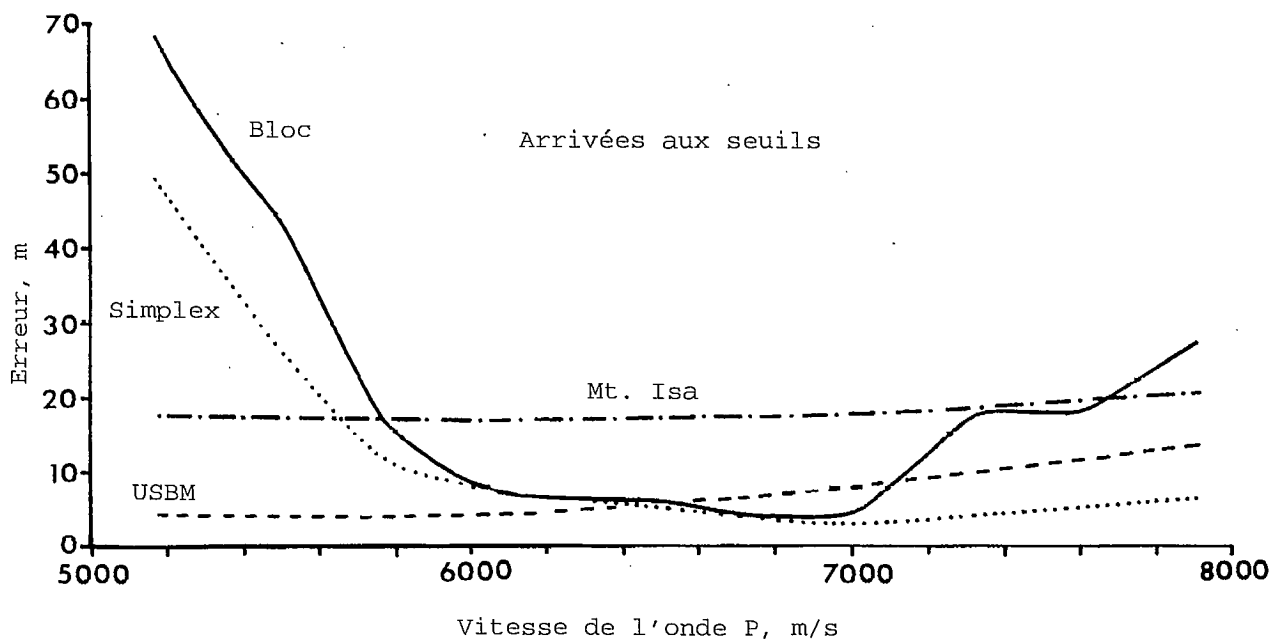
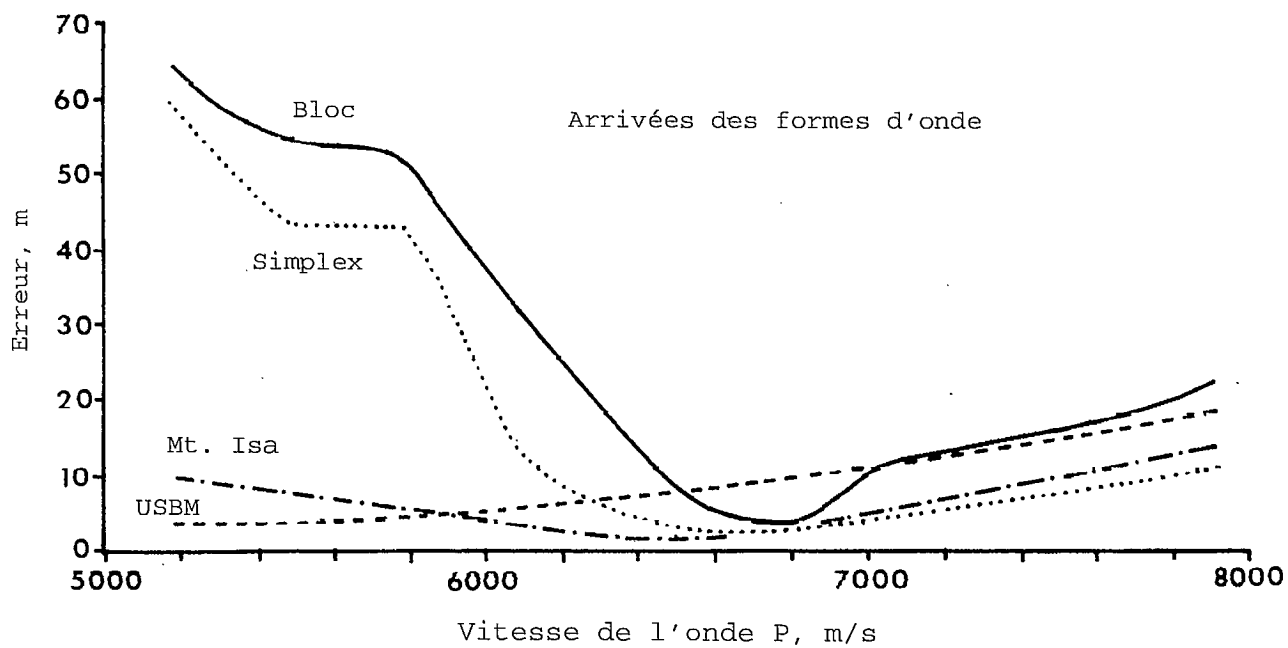


Fig. 4.5 - Précision des techniques de localisation de la source pour un tir de calibration à l'intérieur du réseau.



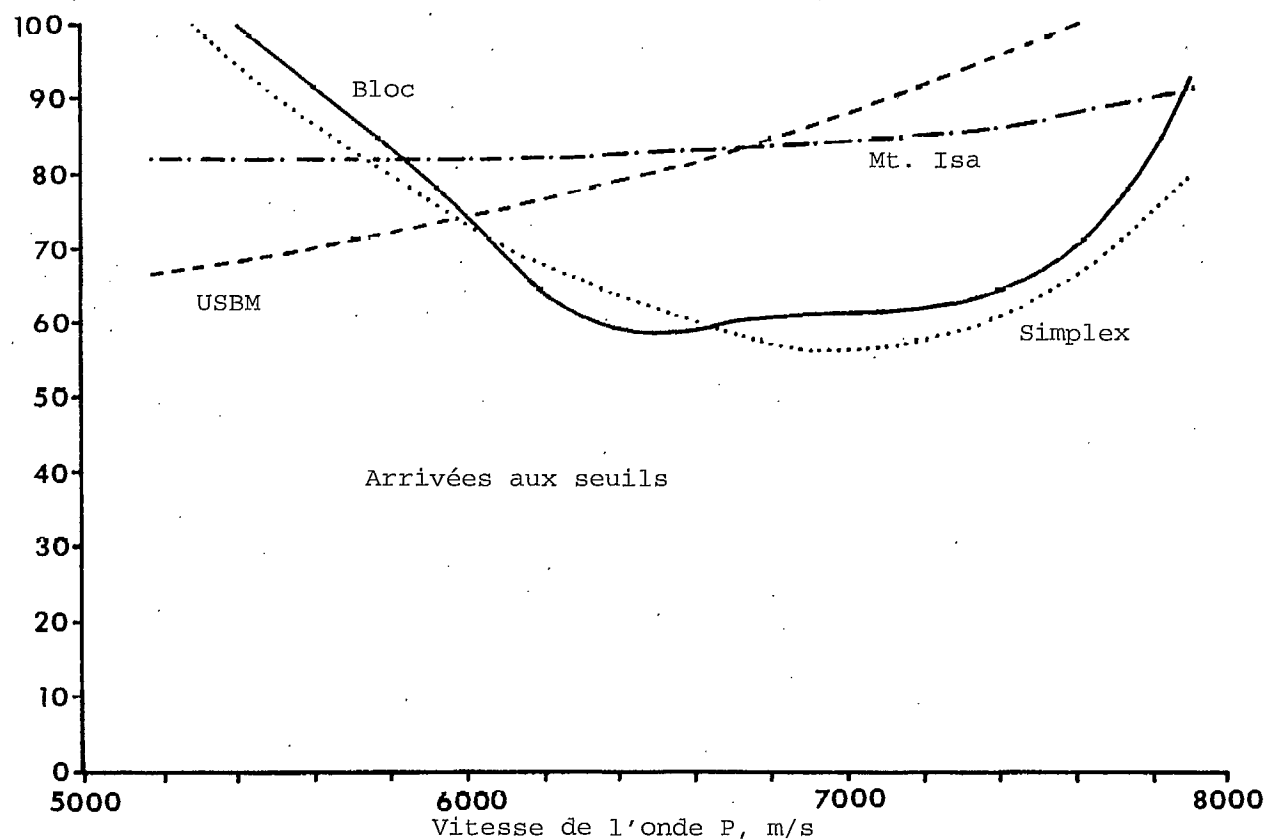
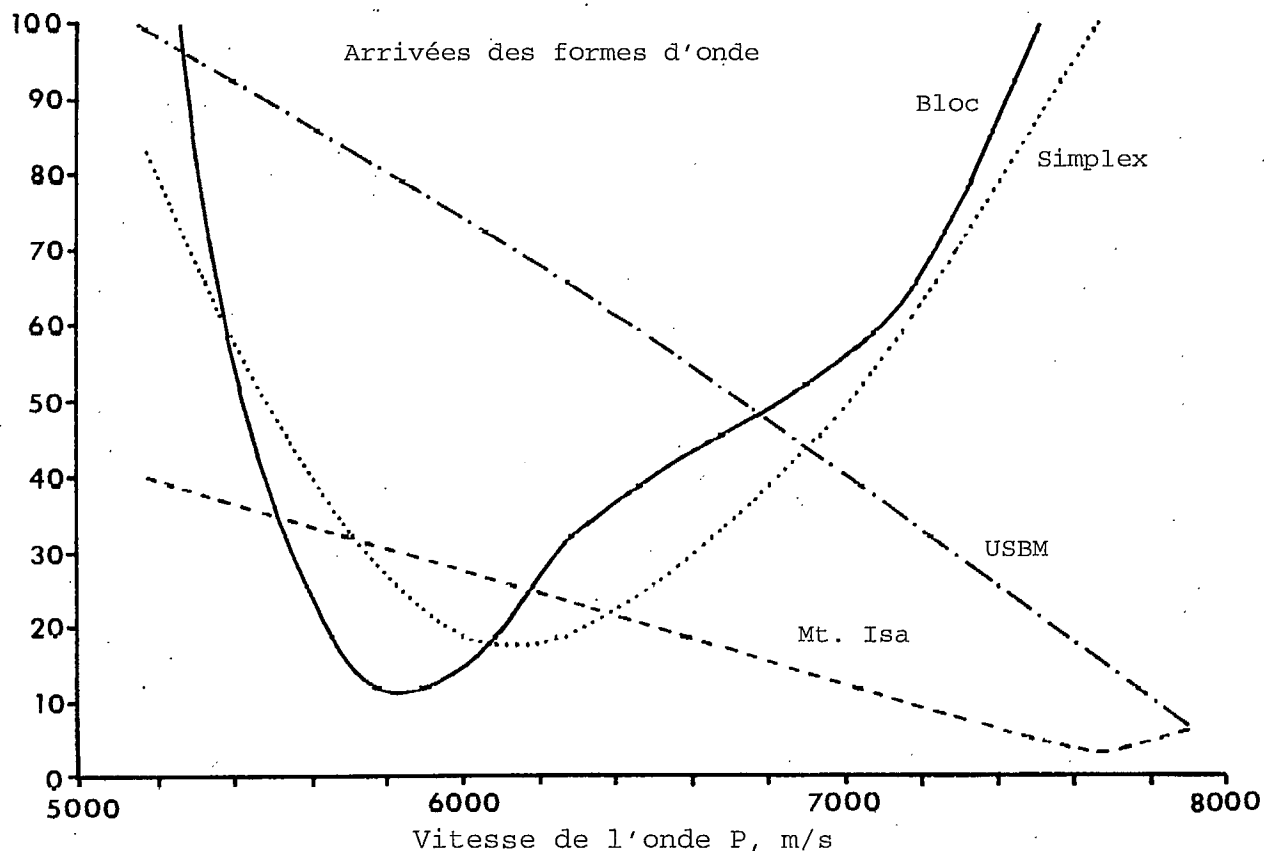


Fig. 4.6 - Précision des techniques de localisation de la source pour un tir de calibration à l'extérieur du réseau.

Tableau 4.2 - Précision des systèmes de surveillance sismique

Système	Erreur de localisation
Réseau sismographique régional	±10 km
Réseau sismographique de Sudbury	±2 km
Macrosismique	±50 m
Microsismique, à l'extérieur du réseau	±60 m
Microsismique, à l'intérieur du réseau	±10 m

#### 4.7 Références

Blake, W. et Leighton, F.W. (1964), Recent developments and applications of the microseismic method in deep mines. In: Theory and Practice, AIME, pp. 429-443.

Blake, W., Leighton, F.W. et Duvall, W. (1974), Microseismic techniques for monitoring the behaviour of rock structures. Bull. 665, U.S. Bureau of Mines.

Blake, W. (1982), Design considerations for seismic monitoring systems. Proc. 1st Int. Symp. Rockbursts and Seismicity in Mines, Johannesburg, pp. 79-82, South African Inst. Min. Met Symp. Series No. 6.

Cook, N.G.W. (1963), The seismic location of rockbursts. Proc. 5th U.S. Symp. Rock Mechanics, Minnesota, pp. 493-516.

Cook, N.W.G. (1964), The application of seismic techniques to problems in rock mechanics. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., vol. 1, n° 2, pp. 169-179.

Davidge, G.R. (1984), Microseismic monitoring at Falconbridge Mine, Falconbridge, Ontario. CIM Bull., vol. 77, n° 868, pp. 45-49.

Gendzwill, D. et Prugger, A. (1978), Algorithms for micro-earthquake location. Proc. 2nd Conf. on Acoustic Emission/Microseismic Activity, Penn. State University.

Godson, R.A., Bridges, M.C. et McKavanagh, M. (1978), A 32-channel rock noise source location system. Proc. 2nd Conf. on Acoustic Emission/Microseismic Activity, Penn. State University.

Green, R.W.E. (1982), Design considerations for an underground seismic network. Proc. 1st Int. Symp on Rockbursts and Seismicity in Mines, Johannesburg, pp. 79-82.

Hedley, D.G.F. et Wetmiller, R.J. (1985), Rockbursts in Ontario mines during 1984. Rapport spécial SP85-5, CANMET, Énergie, Mines et Ressources Canada.

Hodgson, E.A. (1958), Dominion observatory rockburst research 1938-1945. Publication Dominion Observatory, Ottawa, vol. XX, n° 1.

Lee, W.H.K. et Stewart, S.W. (1981), Principles and applications of microearthquake networks. Academic Press, New York.

Leighton, F.W. et Duvall, W.I. (1972), A least squares method of improving the source location of rock noise. U.S. Bureau of Mines, Report of Investigations 7626.

MacDonald, P. et Muppalaneni, S.N. (1983), Microseismic monitoring in a uranium mine; rockbursts prediction and control, pp. 141-146. IMM, Londres, R.-U.

Malott, C. (1981), Theoretical limitations of microseismic transducer systems. Proc. 3rd Conf. on Acoustic Emission/Microseismic Activity, Penn. State University, pp. 681-693.

Neumann, M. (1985) Microseismic monitoring at Campbell Red Lake Mines Ltd. 54th Annual Meeting, Mines Accident Prevention Association, Ontario.

Niewiadomski, J. (1986), Source-location techniques using P-wave arrivals. Rapport spécial SP86-15, CANMET, Énergie, Mines et Ressources Canada.

Obert, L. (1975), The microseismic method: discovery and early history. Proc. 1st Conf. Acoustic Emission/Microseismic Activity, Penn State University, pp. 11-12.

Oliver, P.H. et MacDonald, P. (1985), The monitoring system at Creighton Mine, Inco Ltd., Proc. 4th Conf. Acoustic Emission/Microseismic Activity, Penn. State University.

Plouffe, M., Cajka, M.G., Wetmiller, R.J. et Andrew, M.D. (1988), The Sudbury local telemetered seismograph network. Proc. 2nd Int. Symp. Rockbursts and Seismicity in Mines, Minneapolis.

Prugger, A.F. et Gendzwill, D.G. (1988), Micro-earthquake location: a non linear approach that makes use of a Simplex stepping procedure. Bull. Seism. Soc. Am., vol. 78, n° 5, pp. 340-362.



## 5. SISMOLOGIE DES COUPS DE TOIT



Les dégâts d'un coup de pilier de magnitude 3,2 Mn à la mine Quirke.



Les dégâts d'un coup de glissement de faille de magnitude 3,3 Mn à la mine Falconbridge.

## 5. SISMOLOGIE DES COUPS DE TOIT

### 5.1 INTRODUCTION

Les observations scientifiques des tremblements de terre se font depuis bien plus longtemps que celles des coups de toit. Par conséquent, la discipline scientifique de la sismologie s'est développée à la fois théoriquement et empiriquement. Une grande partie de l'instrumentation, des mécanismes au foyer et des rapports empiriques développés en sismologie est applicable à l'étude des coups de toit, notamment ceux qui sont liés au glissement le long des failles.

E. Hodgson, de l'Observatoire fédéral, a été l'un des premiers à appliquer des techniques sismologiques aux coups de toit dans les mines d'or de Kirkland Lake, au début des années 1940. Depuis lors, la plupart des études ont été menées dans les mines d'or d'Afrique du Sud, en particulier par A. McGarr et S.M. Spottiswoode, et dans les mines polonaises par S.J. Gibowicz.

### 5.2 ONDES SISMIQUES

Lorsqu'un événement sismique se produit en profondeur, des ondes de déformation se propagent à partir du foyer selon une configuration sphérique. Il existe deux types d'ondes. Les ondes P (primaires), ou ondes de compression, sont des vibrations radiales dans la même direction que le front d'onde. Les ondes S (secondaires), ou ondes de cisaillement, sont des vibrations transversales perpendiculaires au front d'onde. La vitesse de propagation de l'onde S ( $\beta$ ) est toujours inférieure à celle de l'onde P ( $\alpha$ ), soit en général les deux tiers de cette dernière. Un capteur placé dans la roche enregistre ces deux formes d'ondes, tout d'abord la transmission directe, puis les réflexions sur les discontinuités, comme la surface.

Outre ces deux ondes, il en existe d'autres qui se déplacent le long de la surface, dont les plus communes sont les ondes Rayleigh et Love. Dans les applications souterraines toutefois, ces ondes de surface ne sont pas importantes.

On peut se servir des mesures des vitesses des ondes P ( $\alpha$ ) et S ( $\beta$ ) pour calculer le module d'élasticité dynamique (E) et le coefficient et de Poisson ( $\nu$ ) du massif rocheux de la manière suivante :

$$E = \beta^2 \rho [3(\alpha/\beta)^2 - 4] / [(\alpha/\beta)^2 - 1] \quad \text{Eq 5.1}$$

$$v = 0,05 [(\alpha/\beta) - 2] / [(\alpha/\beta)^2 - 1] \quad \text{Eq 5.2}$$

où,  $\rho$  = densité de la roche

$$\text{aussi,} \quad G = \beta^2 \rho \quad \text{Eq 5.3}$$

où  $G$  = module de cisaillement =  $E/2(1+v)$

Certaines vitesses sismiques mesurées dans les mines ontariennes et leurs propriétés d'élasticité sont énumérées au tableau 5.1. En général, les vitesses des ondes P et S concordent entre les mines et sont en accord avec les valeurs moyennes dont se sert, dans le Nord de l'Ontario, la Division de géophysique de la Commission géologique du Canada. Les modules élastiques ont tendance à être de 20 à 30 % plus élevés que ceux obtenus dans les essais de laboratoire.

### 5.3 RELATIONS DE MAGNITUDE

#### 5.3.1 Échelles de Richter et de Nuttli

Les magnitudes des événements induits par l'exploitation minière, y compris les coups de toit, sont calculées de la même manière que pour les tremblements de terre. Deux échelles sont généralement utilisées : l'échelle de Richter (1958) développée pour la Californie, et celle de Nuttli (1973) pour les parties centrale et orientale de l'Amérique du Nord. Les deux échelles sont logarithmiques et sont fondées sur l'amplitude maximale du signal sismique, mesurée sur un sismographe, en tenant compte de la distance à partir de la source et des caractéristiques des instruments.

Pour les mines du Bouclier canadien, la Division de géophysique de la Commission géologique du Canada se sert de l'échelle de magnitude Nuttli ( $M_n$ ). Cette échelle s'exprime de la manière suivante :

$$M_n = -0,1 + 1,66 \log D + \log \frac{(A)}{KT} \quad \text{Eq 5.4}$$

où,  $D$  = distance épacentrale au foyer, km

$A$  = la moitié de l'amplitude maximale pic à pic, dans la phase S

$K$  = facteur d'amplification de l'instrument

$T$  = période de temps, sec.

On utilise cette équation si la station d'enregistrement se trouve à plus de 50 km du foyer. Autrement dit, on se sert de l'échelle de

Tableau 5.1 - Vitesses sismiques typiques et propriétés d'élasticité dynamique des roches dans les mines de l'Ontario

District minier	Principal type de roche	Densité kg/m <sup>3</sup>	Vitesse P m/s	Vitesse S m/s	Module d'élasticité GPa	Module de cisaillement GPa	Coefficient de Poisson
Red Lake	Andésite	2840	6330	3740	98	40	0,23
Elliot Lake	Quartzite	2660	5900	3630	85	33	0,19
Sudbury	Norite	2770	6170	3460	84	33	0,27
Kirkland Lake	Syénite	2840	6250	3690	95	39	0,23
Moyenne du Nord de l'Ontario		2700	6200	3570	86	34	0,25



magnitude locale de Richter ( $M_L$ ),

$$M_L = \log \left( \frac{A \cdot K_w}{K} \right) - \log A_0 (D) \quad \text{Eq 5.5}$$

où,  $K_w$  = amplification d'un sismographe Wood-Anderson à une période  $T$ .

$\log A_0 (D)$  est un facteur de calibration tel qu'un sismographe standard aura une amplitude de trace de 0,001 mm à une distance de 100 km pour un événement de magnitude zéro (c.-à-d. 1 mm pour un événement de magnitude 3,0). Cette fonction de calibration est mentionnée par Richter (1958, p.342).

L'échelle locale de magnitude Richter est utilisée pour les coups de toit dans la plupart des régions du monde en dehors de l'est de l'Amérique du Nord. Plusieurs études ont été faites pour corrélérer les deux échelles (Hasegawa, 1983; Boore et Atkinson, 1987). On en voit les résultats à la figure 5.1. Pour la fourchette impliquant les coups de toit (c.-à-d.  $M = 1,5$  à  $4,0$ ), l'échelle  $M_n$  donne des valeurs de 0,3 à 0,6 plus élevées que l'échelle  $M_L$  pour le même événement.

Les sismographes situés très près des mines sont saturés par les événements sismiques de magnitudes relativement faibles. Dans ces cas-là, la durée du signal sismique peut servir à évaluer la magnitude. La figure 5.2 montre la relation entre la durée à la station d'Elliot Lake et la magnitude calculée par le Réseau sismique de l'est du Canada. Ces événements sismiques se sont produits dans les mines Quirke et Denison, à 12 km de là. La durée est basée sur la période de temps où le signal sismique était supérieur à  $\pm 1$  mm sur l'enregistrement analogique. Il existe une corrélation raisonnable entre les deux paramètres dans la forme suivante :

$$M_n = 1,33 \log t + 0,12 \quad \text{Eq 5.6}$$

où,  $t$  = durée du signal, sec.

Cette relation est utilisée pour attribuer des magnitudes aux événements sismiques entre 1,0 et 1,9 en comptant toujours sur le réseau national pour les événements d'une magnitude de 2,0 et plus. L'équation 5.6 est particulière au site de la station d'Elliot Lake et aux mines de Quirke et Denison. D'autres relations seront particulières à d'autres sites miniers.

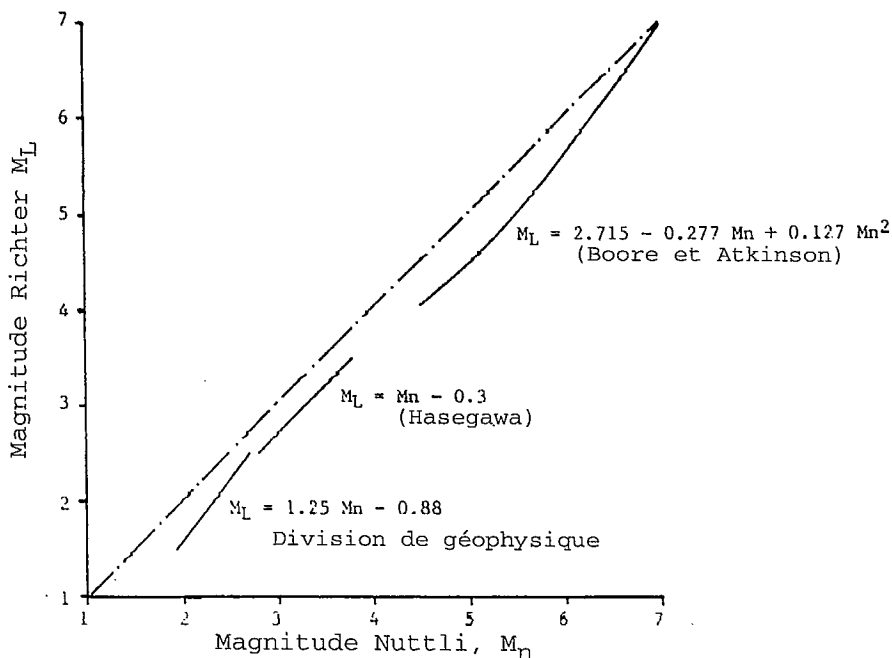


Fig. 5.1 - Rapport entre les échelles de magnitudes Richter et Nuttli pour l'est de l'Amérique du Nord.

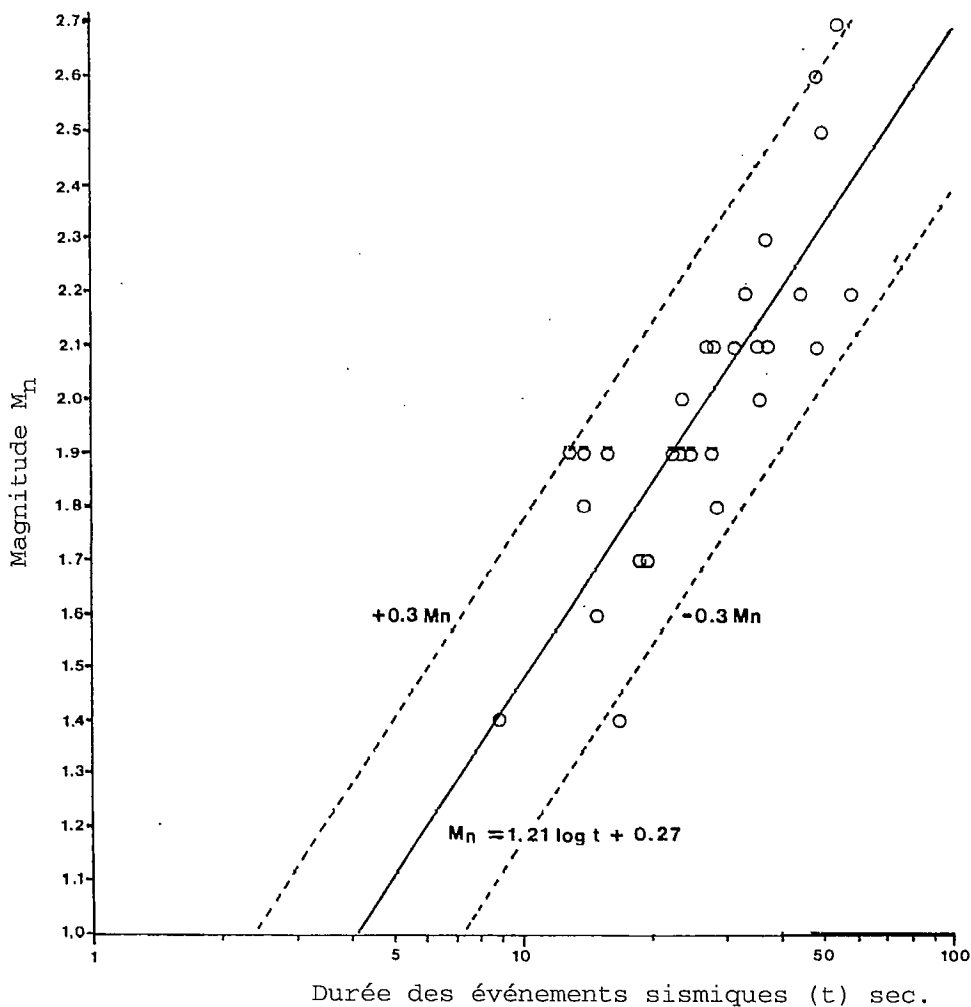


Fig 5.2 - Relation entre la magnitude et la durée des événements sismiques aux mines Quirke et Denison.

### 5.3.2 Statistiques de magnitude

On a constaté que les tremblements de terre et les événements sismiques induits par l'exploitation minière suivent habituellement une relation constante entre la magnitude et la fréquence d'événements exprimée par l'équation suivante :

$$\log N = a - b M_n \quad \text{Eq 5.7}$$

où,  $N$  = nombre d'événements plus grands ou égaux à une magnitude donnée dans une période de temps donnée.

$a$  et  $b$  = constantes.

Le gradient,  $b$ , se situe habituellement dans la fourchette de 0,5 à 1,5 (McGarr, 1984).

La figure 5.3 montre trois relations différentes utilisant ce format. La courbe A vise les tremblements de terre naturels dans l'est du Canada, enregistrés en 1986 et 1987 par le Réseau sismique de l'est du Canada. La courbe B vise les événements sismiques à la mine Quirke d'Elliot Lake en 1984 et 1985, en utilisant encore les valeurs de magnitudes établies par le réseau national. La courbe C vise la mine Quirke pour les années 1986 et 1987, utilisant cette fois le réseau national pour les magnitudes de 2,0 et plus et l'équation 5.6 pour les magnitudes de 1,0 à 1,9.

Dans tous les cas, il y a une relation linéaire sous la forme de l'équation 5.7 pour les événements de grande magnitude. Le nombre de petits événements semble se rétrécir à cause des limites de détectabilité. Cela ne s'applique pas, toutefois, aux résultats de la mine Quirke pour la période 1986-1987, quand les magnitudes aussi petites que 1,0 pouvaient être mesurées avec précision. Au-dessous d'une magnitude de 1,8, la relation est toujours linéaire, mais avec un gradient bien moins important. Cela peut être une singularité de la mine en ce qui a trait à la profondeur, à la superficie et au mécanisme de rupture (c.-à-d., le coup de pilier étant prédominant).

Parfois, les rapports exposés à la figure 5.3 servent à prédire, de manière générale, les événements sismiques, comme par exemple, le nombre d'événements d'une magnitude égale ou supérieure à une magnitude donnée, prévus dans une période donnée. Ce genre de prévision semble s'appliquer aux mines d'or d'Afrique du Sud, où le rythme et la géométrie de l'exploitation minière ne changent pas d'une

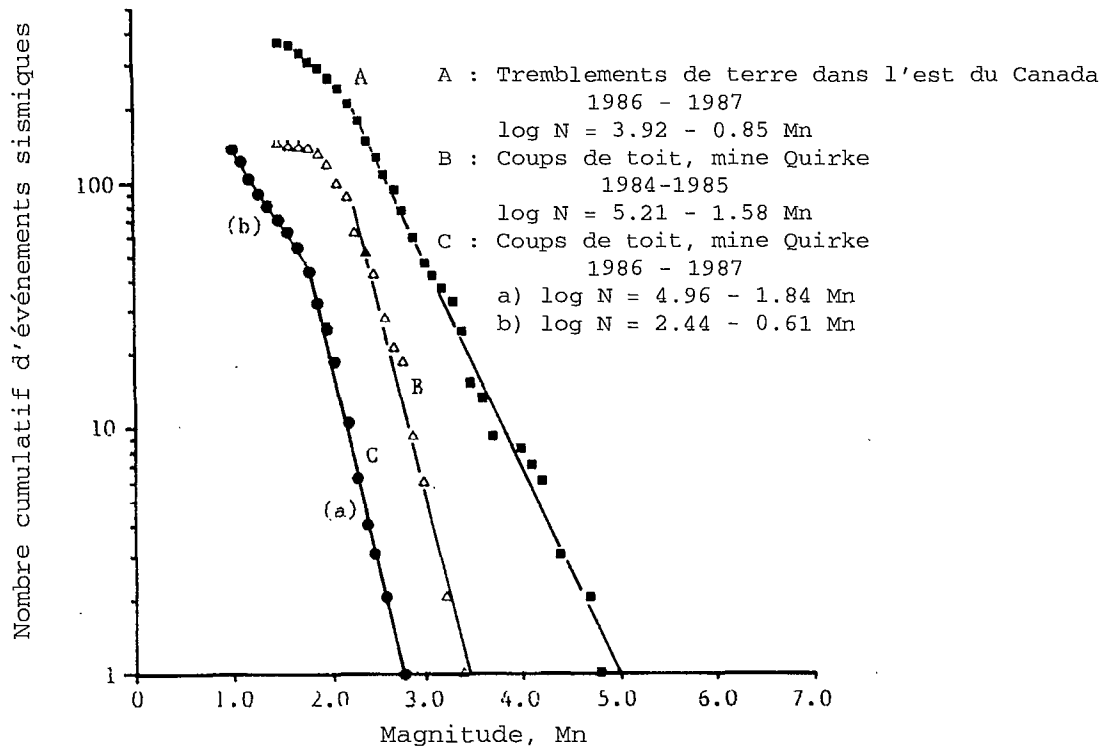


Fig 5.3 - Exemples de fréquence de tremblements de terre et de coups de toit.

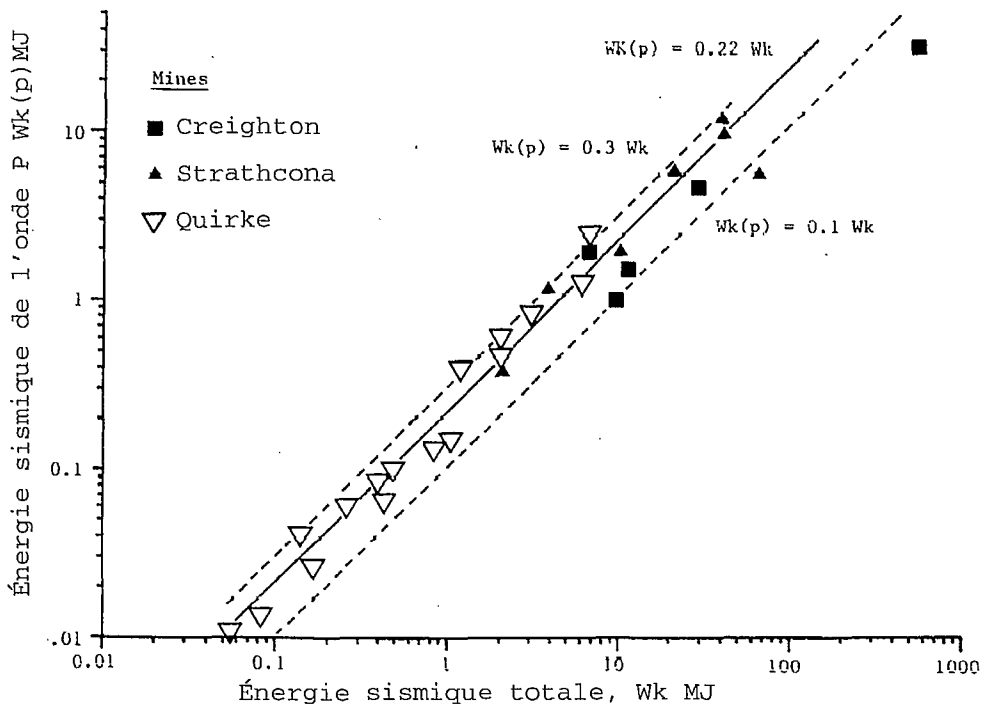


Fig. 5.4 - Proportion d'énergie sismique de l'onde P.

année à l'autre de façon significative (McGarr, 1984). Cela ne s'applique pas à certaines mines ontariennes où des parties ou la totalité d'une mine sont fermées à cause de coups de toit, ou lorsque les conditions de chargement sont changées radicalement. À partir des résultats de 1984-1985 à la mine Quirke, on prévoit six événements sismiques d'une magnitude de 3,0 ou plus sur une période de deux ans. Toutefois, il n'y a pas eu d'événement de 3,0 ou plus à la mine Quirke dans la période 1986-1987, parce que les conditions de chargement avaient changé. Pendant la plus grande partie de 1984-1985, l'éponte supérieure couvrait la zone touchée sans toutefois s'effondrer. En 1986-1987, elle s'était fracturée jusqu'à la surface.

### 5.3.3 Énergie sismique

Dans un milieu élastique et pour une source ponctuelle, l'énergie sismique  $W_k$ , qui se propage à partir d'un événement sismique peut s'exprimer comme suit (Cook, 1964),

$$W_k = 4\pi R^2 \rho \left( \alpha \int^{T_p} v_p^2 dt + \beta \int^{T_s} v_s^2 dt \right) \quad \text{Eq 5.8}$$

où,  $R$  = distance de la source

$\alpha$  et  $\beta$  = vitesse des ondes P et S

$\rho$  = densité de la roche

$v_p$  et  $v_s$  = vitesse des particules dans les ondes P et S

$T_p$  et  $T_s$  = durée des ondes sismiques en phases P et S.

Des géophones triaxiaux dont les trois composantes sont montées dans les directions orthogonales enregistrent la totalité de l'énergie sismique libérée.

Cook (1964) et Spottiswoode et McGarr (1975) ont observé que la plus grande partie de l'énergie sismique est contenue dans l'onde S, pour les secousses induites dans les mines sud-africaines. Ils ont conclu, à partir de ces observations, que le cisaillement représente le mécanisme de rupture prédominant. En général, ils ont constaté que seulement 10 % de l'énergie sismique se trouve dans l'onde P, que cet élément est habituellement ignoré, et que l'analyse est limitée aux ondes S.

La figure 5.4 montre les résultats obtenus à partir des capteurs triaxiaux des mines Quirke et Strathcona. Une échelle bilogarithmique est utilisée pour agrandir les valeurs moins élevées. L'énergie sismique des ondes P varie entre 10 et 30 % de l'énergie totale avec

une valeur moyenne de 22 %. Dans ces circonstances, on ne peut ignorer l'énergie des ondes P.

Étant donné que la magnitude et l'énergie sismique sont toutes deux liées à la vitesse des particules, il est normal qu'il y ait un rapport entre les deux paramètres. Gutenberg et Richter (1956) ont les premiers élaboré ce rapport pour les tremblements de terre en Californie, selon la forme suivante :

$$\log W_k = 1,5 M_L - 1,2 \quad \text{Eq 5.9}$$

où, l'unité énergétique est le mégajoule (MJ). Par la suite, Spottiswoode et McGarr (1975) ont trouvé que cette équation s'appliquait aussi aux secousses minières en Afrique du Sud.

Les résultats obtenus dans les mines de l'Ontario sont montrés à la figure 5.5 et la relation s'exprime sous la forme :

$$\log W_k = 1,3 M_n - 1,75 \quad \text{Eq 5.10}$$

Les valeurs inférieures de l'énergie sismique obtenues en Ontario par rapport à celles de l'Afrique du Sud peuvent s'expliquer par l'utilisation de différentes échelles de magnitude (c.-à-d. l'échelle de Nuttli en Ontario, l'échelle de Richter en Afrique du Sud).

#### 5.3.4 Moment sismique

Outre la magnitude (M), le moment sismique ( $M_0$ ) est préféré en sismologie pour mesurer l'intensité d'un tremblement de terre. Le moment sismique fournit des informations sur les dimensions et le glissement d'une faille, et il est défini ainsi :

$$M_0 = G A \psi a \quad \text{Eq 5.11}$$

où, G = module de cisaillement

A = superficie de la faille où se produit le glissement

$\psi a$  = glissement moyen

et s'exprime en unités de Newton-mètre (N.m). En règle générale, le moment sismique est calculé à partir de l'analyse spectrale des ondes sismiques, selon la description de la section 5.4.2.

Il existe une bonne corrélation empirique entre le moment et la magnitude. Spottiswoode et McGarr (1975) ont trouvé pour les secousses dans les mines d'or sud-africaines que :

$$\log M_0 = 1,2 M_L + 1,7 \text{ en GN.m} \quad \text{Eq 5.12}$$

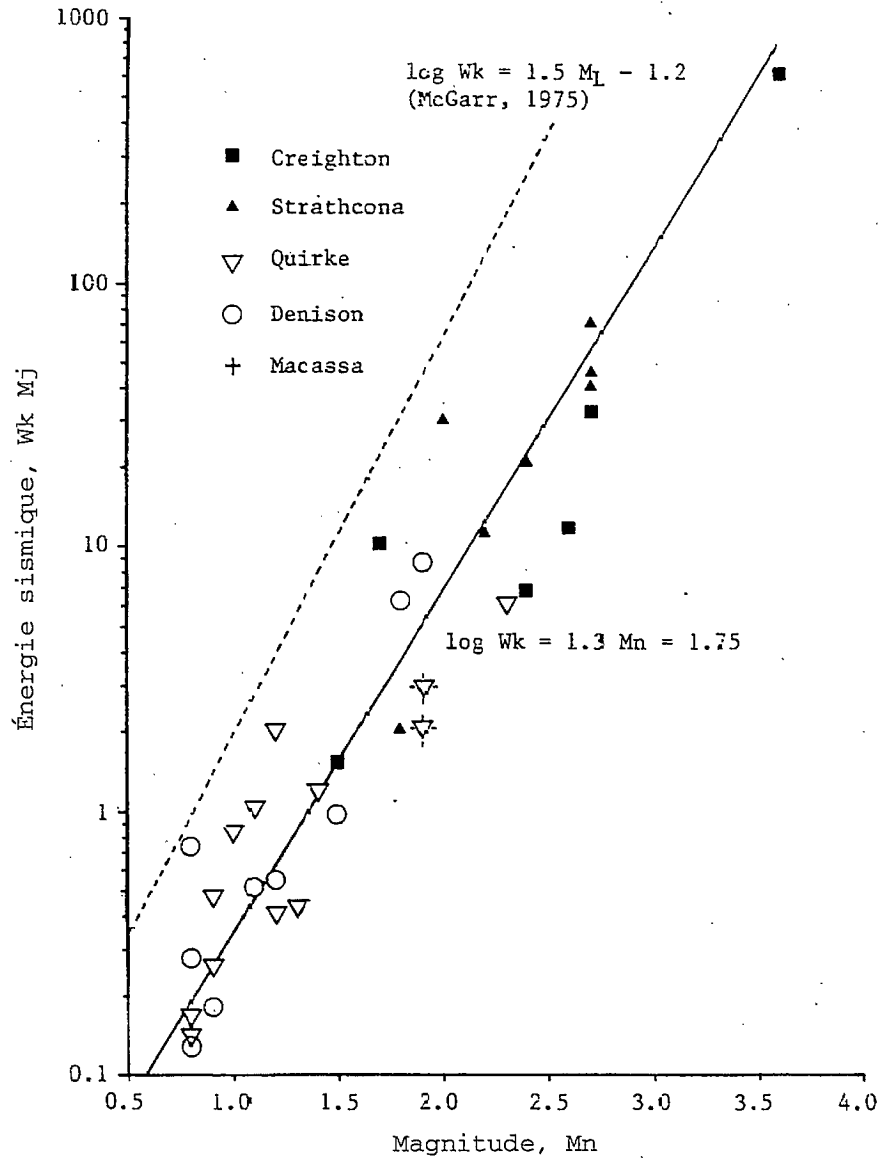


Fig 5.5 - Relation entre l'énergie sismique et la magnitude pour les mines de l'Ontario.

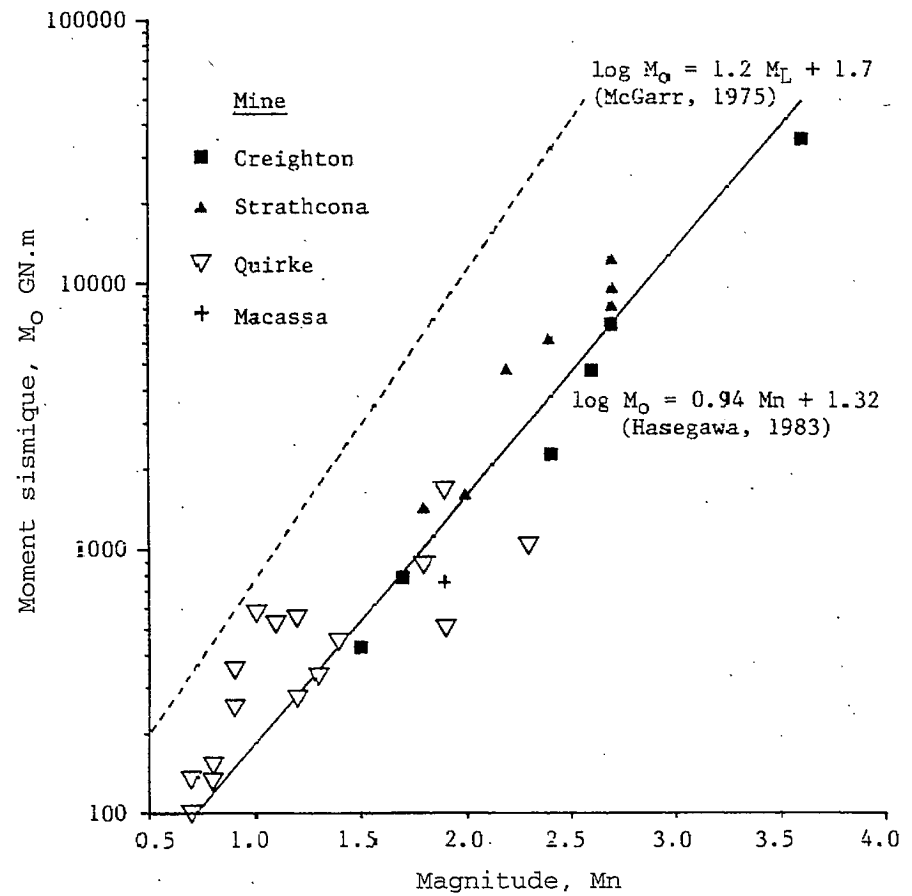


Fig 5.6 - Relation entre le moment sismique et la magnitude pour les mines de l'Ontario.

Hasegawa (1983) a trouvé que pour les tremblements de terre dans le Bouclier canadien :

$$\log M_o = 0,94 M_n + 1,32 \text{ en GN.m} \quad \text{Eq 5.13}$$

Là encore, les résultats des événements sismiques dans les mines de l'Ontario sont montrés à la figure 5.6. Ils semblent confirmer la relation d'Hasegawa pour le Bouclier canadien. Le concept initial de moment sismique est applicable seulement aux événements sismiques de type glissement de faille. Pour les applications minières, McGarr (1976) a proposé que le moment sismique peut s'exprimer par :

$$M_o = G \Delta V \quad \text{Eq 5.14}$$

où,  $\Delta V$  = convergence volumétrique due à l'exploitation par étapes successives.

Cependant, Salamon (1983) a mis en doute la validité de ce concept, puisque quand l'exploitation minière se fait par étapes courtes, l'énergie associée à la convergence volumétrique se dissipe de manière non violente. Il serait aussi difficile d'appliquer ce concept à une mine comme celle de Quirke, où aucune exploitation ne s'est déroulée dans la zone des coups de toit.

## 5.4 ANALYSE DES SIGNAUX SISMIQUES

### 5.4.1 Domaine temporel

Les géophones ou les accéléromètres enregistrent le signal sismique dans le domaine temporel. En prenant l'intégrale ou la dérivée du signal initial, il est possible d'obtenir le signal en accélération, vitesse et le déplacement, comme on le voit à la figure 5.7.

On peut tirer de ces enregistrements bon nombre de détails pertinents sur l'événement sismique.

L'arrivée de l'onde P et sa séparation temporelle par rapport à l'arrivée de l'onde S peuvent servir à calculer la distance qui sépare les capteurs de la source et, de là, à localiser la source de l'événement, comme il est décrit à la section 4.5. L'accélération et la vitesse maximales des particules servent à évaluer les dommages que peut causer un événement sismique (section 7). L'intégration des signaux en vitesse sert à obtenir l'énergie sismique, comme l'explique la section 5.3.3.



La direction du premier mouvement enregistré par les capteurs fournit de l'information sur les mécanismes de rupture à la source. L'arrivée de l'onde P donnera un premier mouvement soit vers la source (c.-à-d. l'onde de dilatation) soit en partant de la source (c.-à-d. l'onde de compression). Différents types de coups de toit produiront différents mouvements autour de la source.

Hasegawa et al. (1988) ont identifié six types différents d'événements sismiques induits par l'exploitation minière et qui produiraient des répartitions différentes des mouvements du sol. Sur ces six types, les deux plus importants sont un modèle double-couple de faille et un modèle d'implosion du pilier.

La figure 5.8(a) illustre la configuration des mouvements de sol que produirait un glissement le long d'une faille verticale. Les capteurs situés dans des quadrants opposés d'une sphère, ayant l'événement pour centre, enregistreraient les ondes de compression ou de dilatation comme indiqué. L'effondrement soudain d'un pilier représente une implosion et tous les premiers mouvements se dirigerait vers le pilier comme on le voit à la figure 5.8(b). De même, la surveillance des sautages montrerait tous les premiers mouvements s'éloignant du tir, puisqu'il s'agit d'une explosion.

Jusqu'ici, la surveillance des événements sismiques induits par l'exploitation minière en Afrique du Sud et en Pologne, n'a montré qu'un mécanisme de faille double-couple, compatible avec une rupture par cisaillement. Wong et McGarr (1988) ont étudié cinq cas possibles d'implosions de piliers dans des mines de charbon. Ils ont conclu que dans la plupart des cas et à cause d'une couverture spatiale insuffisante, la configuration des premiers mouvements pourrait aussi s'ajuster à un mécanisme de double-couple. L'un des problèmes principaux des études du premier mouvement est d'avoir un nombre suffisant de capteurs dans tous les quadrants entourant la source.

L'information sur le pendage et l'orientation des failles sur lesquelles se produit le glissement peut être obtenue en traçant les premiers mouvements sur des projections stéréographiques. On se sert habituellement du réseau du iso-aire de l'hémisphère inférieur. La figure 5.9 montre les premiers mouvements enregistrés par les sismographes du Réseau sismique de l'est du Canada dans le cas d'un événement de 3,7 Mn à la mine Creighton près de Sudbury en 1987 (Wetmiller et al., 1988). Les deux lignes orthogonales séparant les mouvements de compression et de dilatation sont des plans nodaux

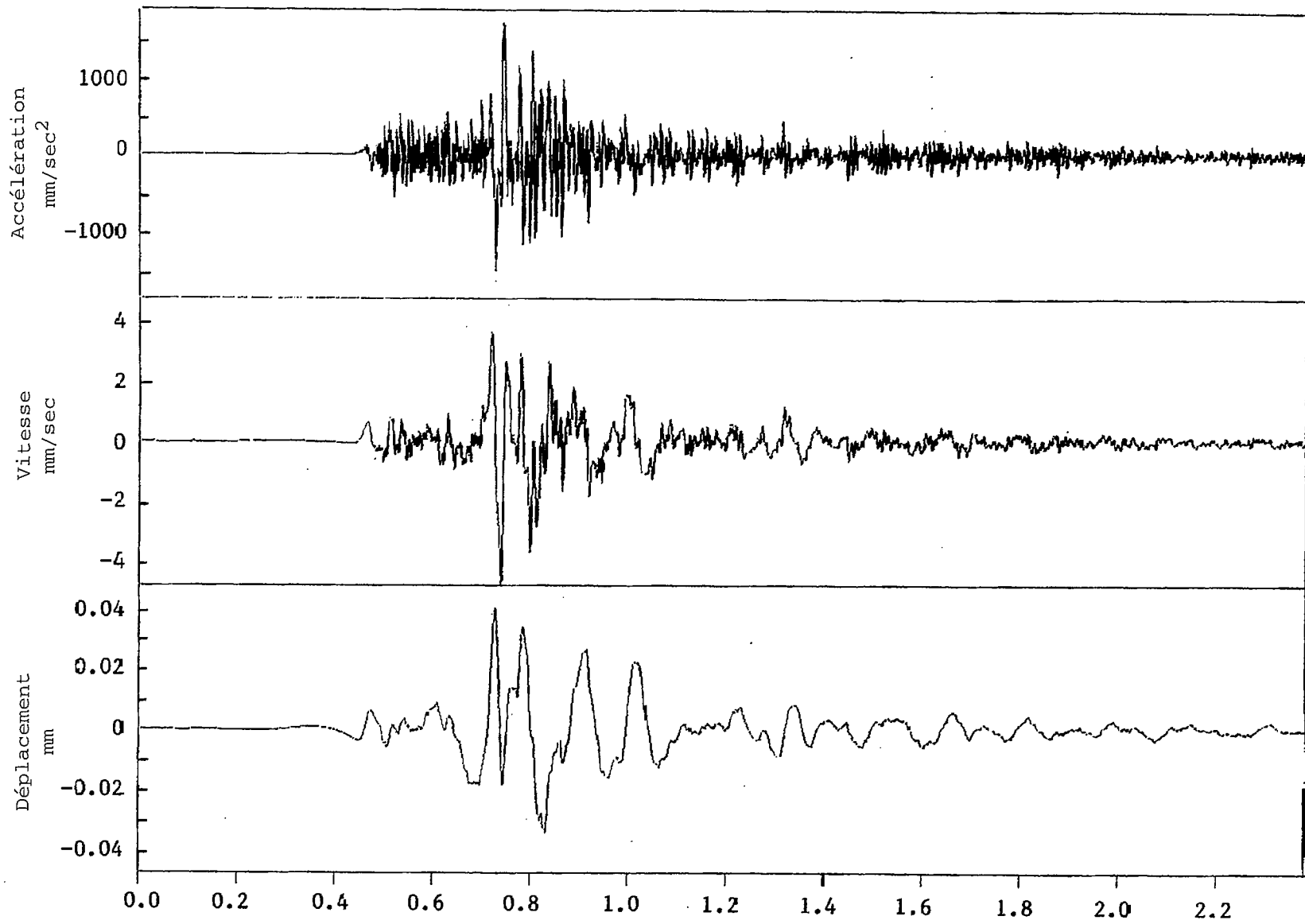


Fig 5.7 - Des signaux d'accélération, de vitesse et de déplacement pour un coup de toit de magnitude 3,6 Mn à la mine Creighton.

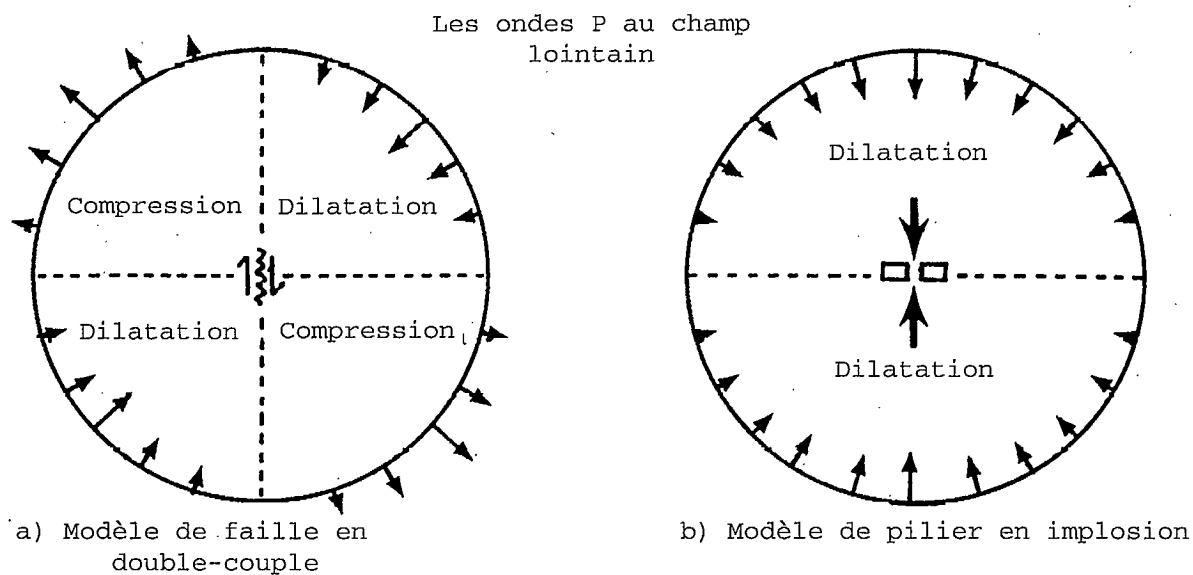


Fig 5.8 - Direction des premiers mouvements du sol, pour deux types d'événements sismiques (d'après Hasegawa, et al. 1988).

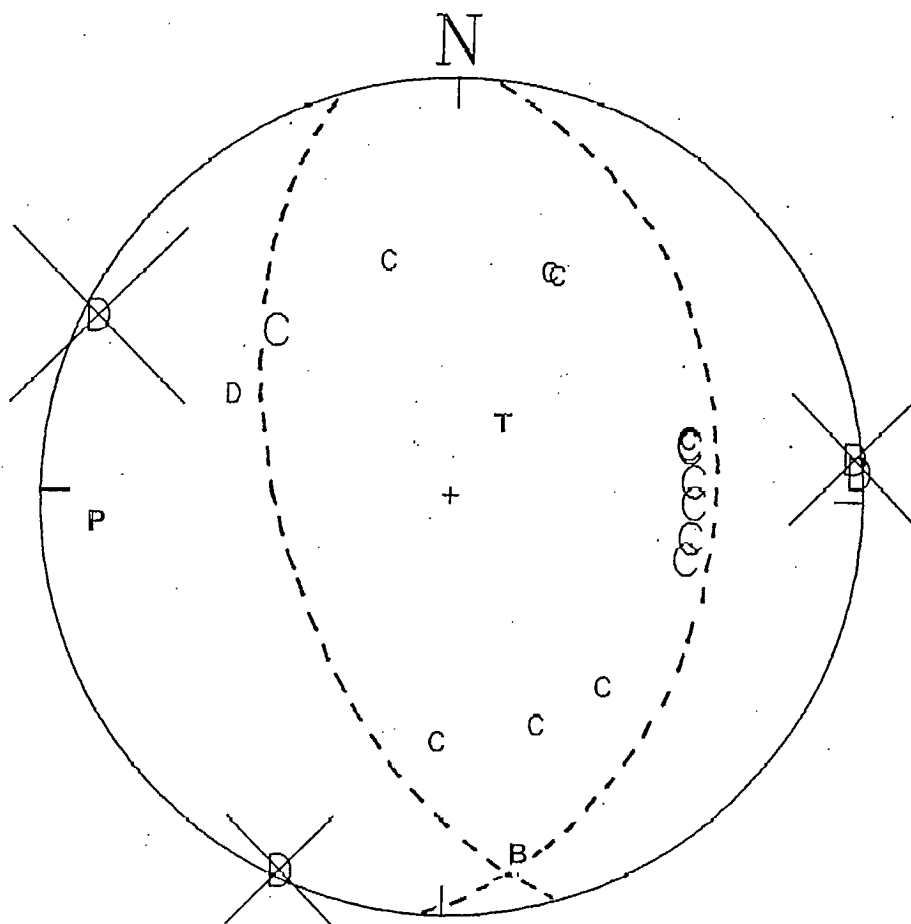


Fig 5.9 - Mécanisme au foyer pour un événement de 3,7 Mn à la mine Creighton en 1987 (d'après Wetmiller et al., 1988).

séparant les quadrants, dont l'un est le plan de faille sur lequel le glissement se produit. Les axes à angles droits par rapport aux deux plans représentent les axes de pression P et de tension T, alors que l'axe B de mouvement nul est l'intersection des deux plans. Ces axes correspondent respectivement à la direction des contraintes principales maximale, minimale et intermédiaire, respectivement.

#### 5.4.2 Domaine fréquentiel

L'analyse spectrale des signaux sismiques dans le domaine fréquentiel sert, en sismologie, à obtenir de l'information sur les mécanismes et les dimensions de la source. Le signal sismique, sous forme d'une onde de déplacement, est transformé en une distribution fréquentielle à l'aide d'un algorithme de transformée de Fourier rapide.

La densité spectrale est tracée en fonction de la fréquence dans un format logarithmique comme illustré à la figure 5.10. Le spectre qui en résulte présente plusieurs caractéristiques pertinentes. En basses fréquences, il y a un plateau, et en hautes fréquences, le spectre décroît avec une certaine pente, habituellement entre 2 et 3. L'intersection du plateau et de la partie descendante en hautes fréquences est appelée la fréquence-coin.

La magnitude du plateau est une mesure de l'énergie de l'événement sismique et elle est liée de la manière suivante au moment sismique,

$$M_0 = \frac{4\pi \rho C^3 R \Omega_0}{f^c r^c} \quad \text{Eq 5.15}$$

où,  $\Omega_0$  = plateau basses fréquences

$\rho$  = densité de la roche

$C$  = vitesse de l'onde P( $\alpha$ ) ou de l'onde S( $\beta$ )

$R$  = distance de la source

$f^c$  = coefficients de rayonnement

$r^c$  = effets de surface libre (pour les capteurs en surface seulement).

Les coefficients de rayonnement se voient généralement attribuer des valeurs moyennes de 0,39 pour les ondes P et de 0,57 pour les ondes S (Spottiswoode et McGarr, 1975). L'effet de surface libre est toujours de 2 pour l'onde de cisaillement horizontale, SH, alors que pour les ondes SV et P, les facteurs de correction dépendent de l'angle d'incidence de l'onde (Aki et Richards, 1980). En sismologie, on ne

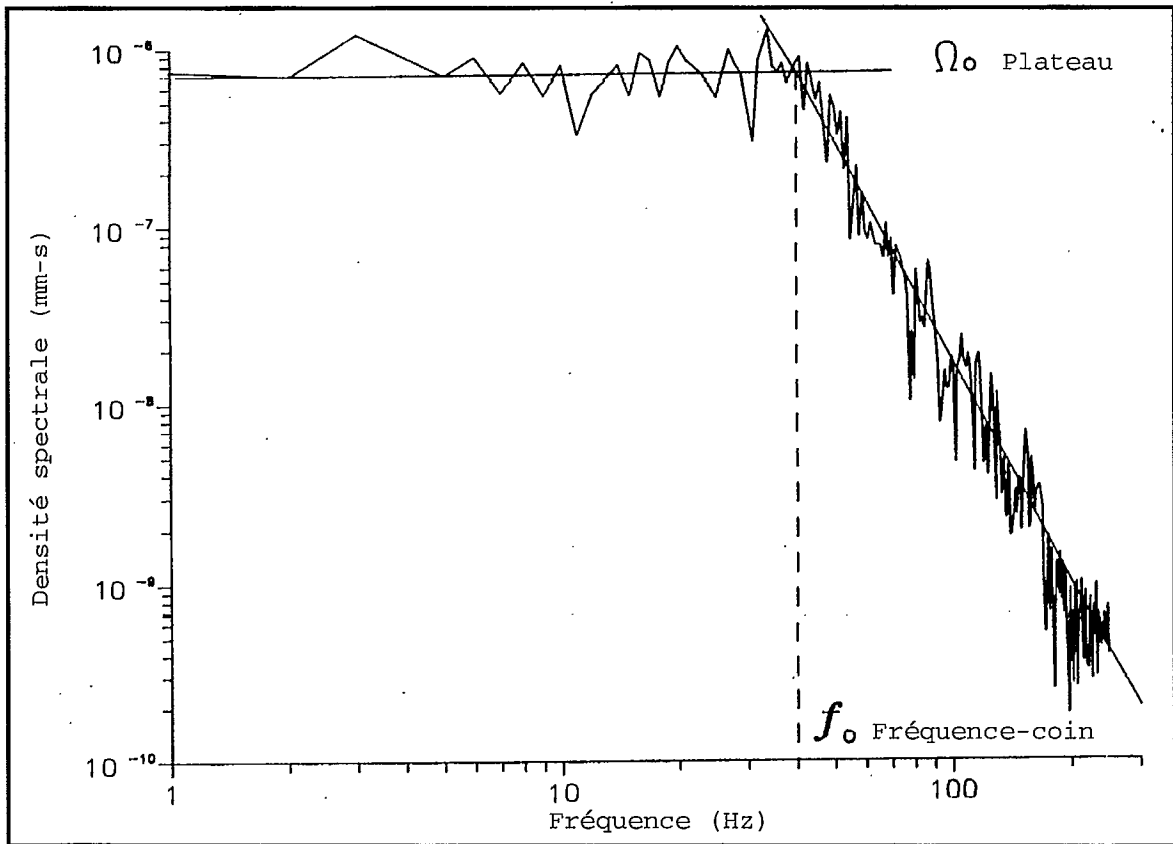


Fig 5.10 - Forme d'onde sismique typique tracée comme densité spectrale dans le domaine fréquentiel.

calcule habituellement que le moment sismique à partir de l'onde SH, puisque les effets de surface sont connus et constants. Dans l'exploitation minière souterraine (McGarr et al., 1981, et Gibowicz, 1988) la somme vectorielle du plateau en basses fréquences obtenue à partir des instruments triaxiaux sert à calculer le moment sismique.

Le moment sismique calculé est une mesure indépendante de la magnitude de l'événement, basée sur le rayonnement en champ lointain. D'autres paramètres de la taille de la faille dépendent du type de modèle utilisé.

#### 5.4.3 Modèles sismiques

Le modèle de faille circulaire mis au point par Brune (1970) est le modèle le plus souvent utilisé pour les tremblements de terre et les événements sismiques induits par l'exploitation minière. La mécanique des contraintes et du déplacement est identique à celle du modèle de faille circulaire élaboré par Salamon (1974), décrit à la section 3.5.3.

Le rayon de la source est lié à la fréquence-coin du diagramme de densité spectrale :

$$r_0 = \frac{2,34 \beta}{2\pi f_0} \quad \text{Eq 5.16}$$

où,  $r_0$  = rayon de la source  
 $f_0$  = fréquence-coin  
 $\beta$  = vitesse des ondes de cisaillement

On suppose que la réduction de la contrainte de cisaillement le long de la faille est constante, et pour le modèle de Salamon :

$$\Delta\tau = \frac{3(2 - \nu/2)M_0}{8(1 - \nu)r_0^3} \quad \text{Eq 5.17}$$

où,  $\Delta\tau$  = chute de contrainte  
 $\nu$  = coefficient de Poisson

Pour un coefficient de Poisson de 0,25, l'équation 5.17 se réduit au modèle de Brune,

$$\Delta\tau = \frac{7 M_0}{16 r_0^3} \quad \text{Eq 5.18}$$

Le glissement moyen,  $\psi$ , le long de la faille est donné par l'expression,

$$\psi a = \frac{16\Delta\tau r_0}{7\pi G} = \frac{2}{3} \psi \text{ max} \quad \text{Eq 5.19}$$

où,  $G$  = module de cisaillement.

Pour le modèle de faille circulaire, il y a une relation directe entre l'énergie sismique libérée,  $W_k$ , et le moment sismique ( $M_0$ ). D'après l'équation 3.40 et avec un coefficient de Poisson de 0,25 :

$$W_k = \frac{8\Delta\tau^2 r_0^3}{7 G} \quad \text{Eq 5.20}$$

Combinée avec l'équation 5.8, cela donne :

$$W_k = \frac{\Delta\tau M_0}{2 G} \quad \text{Eq 5.21}$$

#### 5.4.4 Relations d'échelle

On a constaté, pour les tremblements de terre importants, que la chute de contrainte est plus ou moins indépendante du moment sismique, et que des valeurs de 1 à 10 MPa sont typiques. Une tendance analogue a été observée pour les événements sismiques des mines d'or sud-africaines (Spottiswoode et McGarr, 1975). Cela signifie que la fréquence-coïn diminue et que le rayon de la source augmente à mesure que s'accroît le moment sismique.

La figure 5.11 montre les fréquences-coïn calculées pour les événements sismiques aux mines Quirke et Strathcona, en fonction du moment sismique. Dans ce cas, la tendance à avoir des fréquences-coïn moins élevées pour les moments sismiques plus élevés est assez faible et ne concorde pas avec un modèle de chute de contrainte constante. Aussi, l'étendue des rayons de la source est limitée de 36 à 70 m. Des observations similaires ont été faites pour de petites secousses dans les mines de cuivre polonaises (Gibowicz, 1988) et de petits tremblements de terre dans le sud de la Californie.

Les résultats obtenus à la mine Quirke sont particulièrement difficiles à rationaliser. On soupçonne fortement que ces événements étaient en fait des coups de pilier. La section 3.5.2 sur les coups de pilier a montré que lorsqu'un pilier se casse, la contrainte de compression descend normalement à zéro. Par conséquent, la chute de la contrainte de cisaillement au travers des diagonales du pilier devrait être aux environ de 60 MPa, le rayon de la source, de 3 m, et les fréquences-coïn devraient atteindre plus de 400 Hz, selon un modèle

de faille circulaire. Manifestement, les résultats de l'analyse sismique sont loin de ces valeurs, ce qui met fortement en doute le modèle de faille circulaire dans ces circonstances.

Il a été démontré que le rayonnement sismique haute-fréquence est fortement atténué près de la source, surtout pour les petits événements sismiques (Anderson, 1986). Cela signifie que la fréquence-coin peut être sérieusement sous estimée. La figure 5.12 montre les fréquences-coins apparentes que l'on peut obtenir pour des moments sismiques différents. Le facteur  $k$ , calculé à partir de la pente descendante des spectres d'accélération, est relié aux effets d'atténuation. Pour de petits moments sismiques, la fréquence-coin apparente peut être d'environ 1 % de la fréquence-coin réelle.



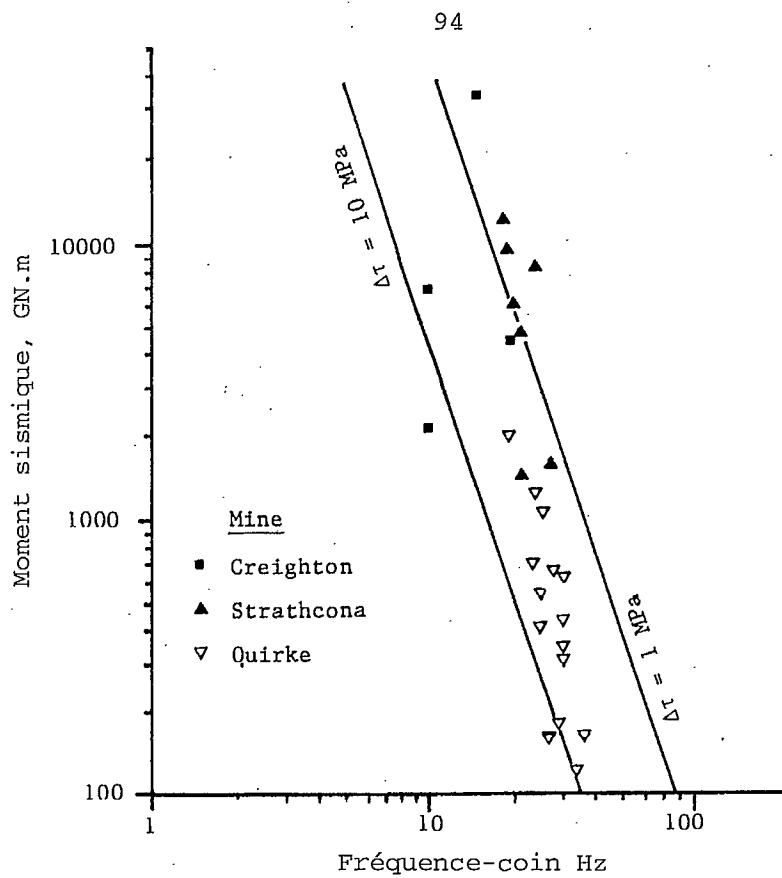


Fig 5.11 - Moment sismique en fonction de la fréquence-coin dans les mines Quirke et Strathcona.

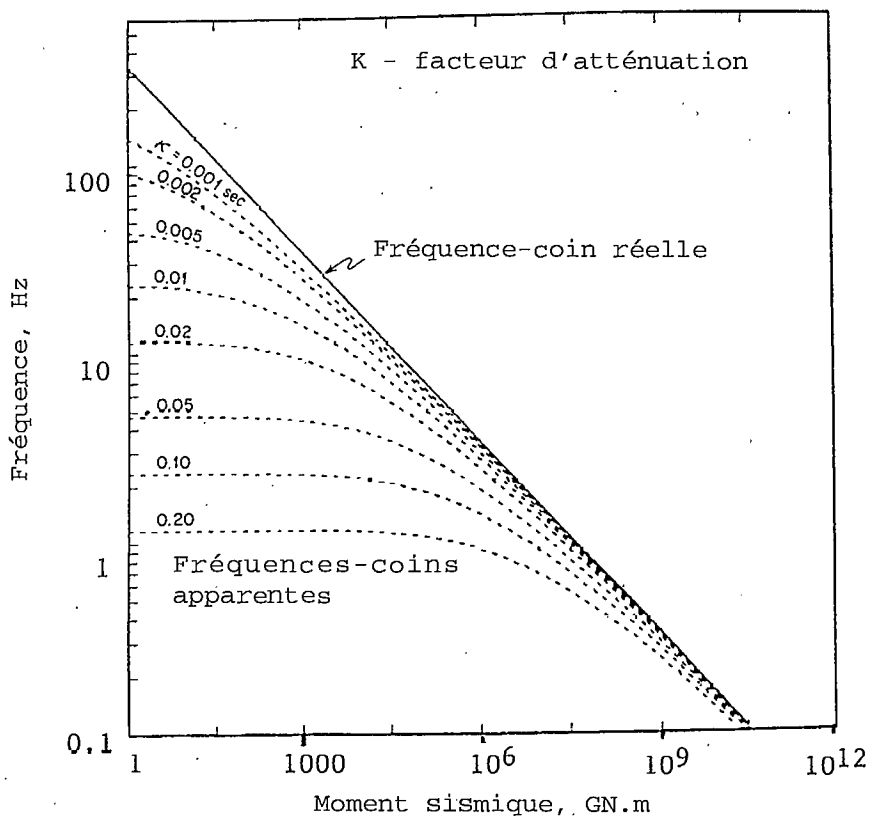


Fig 5.12 - Comparaison de l'effet d'atténuation sur les fréquences-coins apparentes et réelles.

## 5.5 Références

Aki, K. et Richards, P.G. (1980), Quantitative seismology: theory and methods. W.H. Freeman and Co., San Francisco.

Anderson, J.G. (1986), Implication of attenuation for studies of the earthquake source. Earthquake Source Mechanics Geophys Mon. 37, Am. Geophys. Un., Washington, D.C.

Boore, D.M. et Atkinson, G.M. (1987), Stochastic prediction of ground motion and spectral response parameters at hard-rock sites in eastern North America. Bull. Seism. Soc. Am. vol. 77, n° 2, pp. 440-467.

Brune, J.N. (1970), Tectonic stress and the spectra of seismic shear waves J. Geophys. Res. 75, pp. 4997-5009. Also Correction, J. Geophys. Res. 76, p. 5002.

Cook, N.G.W. (1964), The application of seismic techniques to problems in rock mechanics, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., vol. 1, n° 2, pp. 169-180.

Gibowicz, S.J. (1988), The mechanism of seismic events induced by mining: a review. 2nd Int. Symp. Rockbursts and Seismicity in Mines, Minneapolis, Minnesota.

Gutenberg, B. et Richter, C.F. (1956), Magnitude and energy of earthquakes. Ann. Geofis. (Rome), 9, pp. 1-15.

Hasegawa, H.S. (1983), Lg spectra of local earthquakes recorded by the eastern Canada telemetered network and spectral scaling. Bull. Seism. Soc. Am., vol. 73, n° 4, pp. 1041-1061.

Hasegawa, H.S., Wetmiller, R.J. et Gendzwill, D.J. (1988), Induced seismicity in mines in Canada - an overview, seismicity in mines. Pure App. Geophys.

McGarr, A (1976), Seismic moments and volume changes. J. Geophys. Res., vol. 81, n° 8, pp. 1487-1494.

McGarr, A., Green, R.W.E. et Spottiswoode, S.M. (1981), Strong ground motion of mine tremors: some implications for near-source ground

motion parameters. Bull. Seism. Soc. Am., vol. 71, n<sup>o</sup>. 1, pp. 295-319.

McGarr, A. (1984), Some applications of seismic source mechanism studies to assessing underground hazard. 1st Int. Symp Rockbursts and Seismicity in Mines, Johannesburg, S. Afr. Inst. Min. Met. Symp. Series 6, pp 199-208.

Nuttli, O.W. (1973), Seismic wave attenuation and magnitude relations for eastern North America. J. Geophys. Res., vol. 78, pp. 876-885.

Richter, G.F. (1958), Elementary seismology. W.H. Freeman, San Francisco.

Salamon, M.D.G. (1974), Rock mechanics of underground excavations. Proc. 3rd Congr. Int. Soc. Rock Mech., Denver, Colorado, vol. 1B, pp. 951-1099.

Salamon, M.D.G. (1983), Rockburst hazard and the fight for its alleviation in South African gold mines. Rockbursts: Prediction and Control, IMM, Londres, pp. 11-36.

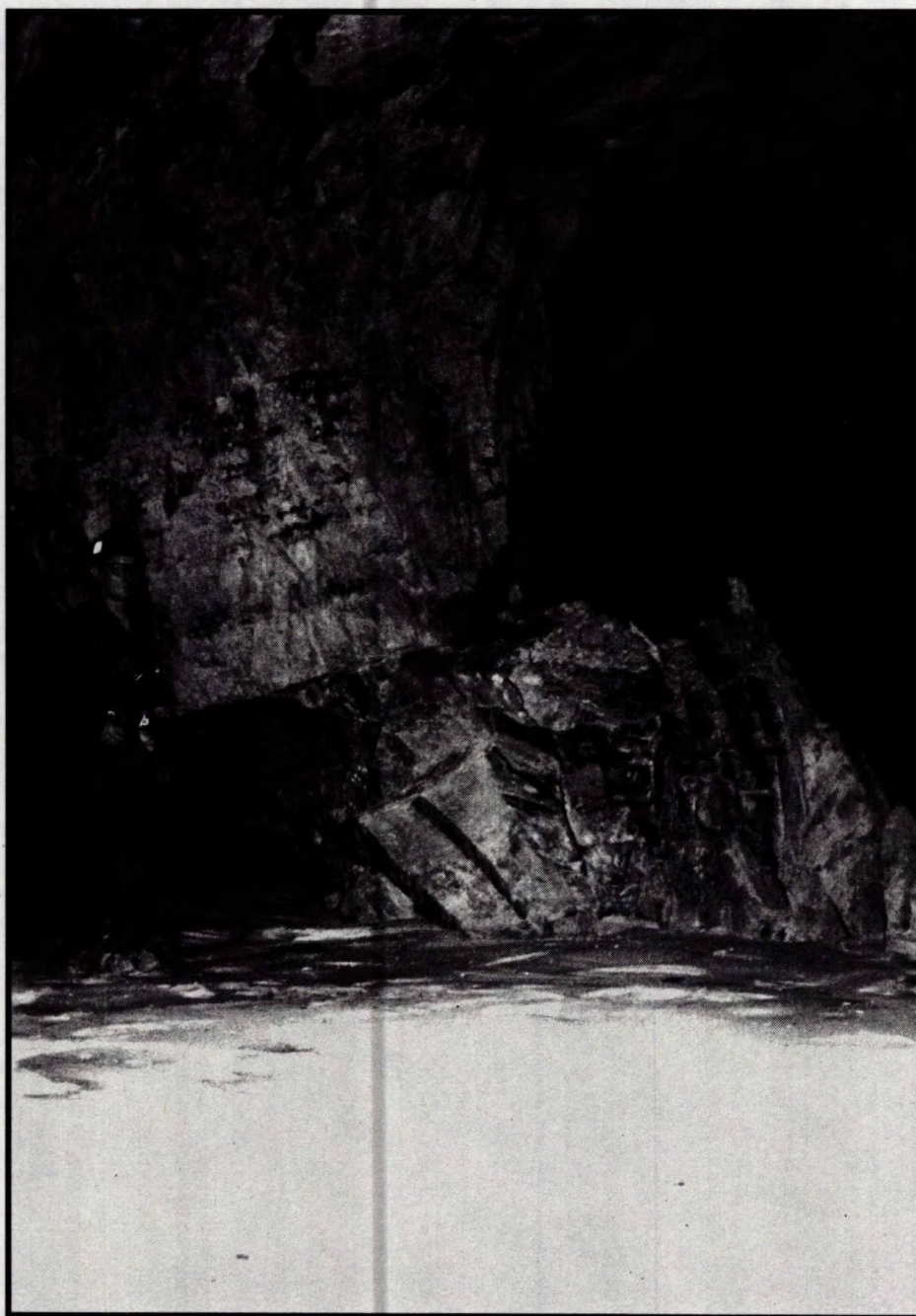
Spottiswoode, S.M. et McGarr, A. (1975), Source parameters of tremors in a deep-level gold mine. Bull. Seism. Soc. Am., vol. 65, n<sup>o</sup>. 1, pp. 93-112.

Wetmiller, R.J., Plouffe, M., Cajka, M.G. et Hasegawa, H.S. (1988), Natural and mining-related seismic activity in northern Ontario. 2nd. Int. Symp. Rockbursts and Seismicity in Mines, Minneapolis, Minnesota.

Wong, I.G. et McGarr, A. (1988), Implosional failure in mining-induced seismicity: a critical review. 2nd Int. Symp. Rockbursts and Seismicity in Mines, Minneapolis, Minnesota.



## 6. ATTÉNUATION DES COUPS DE TOIT



Utilisation du remblai pour stabiliser les piliers à la mine Denison.

## 6. ATTÉNUATION DES COUPS DE TOIT

### 6.1 INTRODUCTION

L'atténuation des coups de toit se fait de deux manières, soit « stratégique » soit « tactique » (Salamon, 1983). L'approche stratégique vise à diminuer la possibilité de rencontrer les zones susceptibles de subir des coups de toit, ou à réduire la gravité des coups de toit. Les techniques comprennent le changement de forme et d'orientation des ouvertures d'avancement afin de minimiser les concentrations de contraintes; l'organisation des étapes successives de l'extraction afin de minimiser les libérations de fortes quantités d'énergie; l'établissement de piliers permanents afin de réduire la convergence volumétrique et la variation d'énergie potentielle; et l'utilisation de remblayage afin de limiter la convergence et d'absorber l'énergie autrement libérée en énergie sismique. Les avantages de ces techniques ne sont ressentis qu'à long terme.

L'approche tactique est d'accepter que certains coups de toit sont inévitables, tout en cherchant à limiter l'étendue des dégâts ou à contrôler le moment où un coup de toit se produit. Les techniques comprennent la conception de soutènements qui supportent le chargement dynamique; des tirs de relâchement de contraintes pour assouplir la roche et changer l'énergie potentielle; et des sautages de production importants effectués juste avant la fermeture du chantier pour la fin de semaine. Les avantages de ces techniques se font sentir à court terme et font l'objet d'une description séparée aux chapitres 7 et 8.

Au fil des ans, un certain nombre de solutions stratégiques pratiques ont été élaborées en vue de réduire le nombre et la gravité des coups de toit. On a vu au chapitre 2 des exemples des mesures appliquées dans les mines ontariennes dans les années 1940. Récemment, ces mesures ont été complétées par des études théoriques qui ont permis d'identifier les paramètres critiques qu'il faut contrôler, comme le « taux de libération d'énergie » et la « contrainte de cisaillement excédentaire », concepts développés en Afrique du Sud.

### 6.2 TAUX DE LIBÉRATION D'ÉNERGIE

Selon les études faites sur les mines d'or d'Afrique du Sud, les dégâts causés par les coups de toit pourraient être reliés, de manière empirique, au taux de libération d'énergie (Hodgson et Joughin, 1967). C'est ce qui a été défini comme l'énergie de déformation emmagasinée

par mètre carré dans la roche à abattre à l'étape suivante de l'extraction. Ces valeurs peuvent être facilement calculées en utilisant des modèles numériques comme MINSIM. La relation entre le taux de libération d'énergie, le nombre de coups destructifs et les conditions de la roche dans les opérations de longue taille dans les mines d'or sud-africaines est illustrée à la figure 6.1 (Jaeger et Cook, 1976). Le graphique montre des dégâts négligeables au-dessous de 15 MJ/m<sup>2</sup>, allant à des dégâts extrêmes au-dessus d'un taux de libération d'énergie de 100 MJ/m<sup>2</sup>.

Le taux de libération d'énergie est essentiellement une mesure de la concentration de contraintes théoriques sur la roche sur le point d'être abattue. Dans des conditions de déformations planes, et si l'on ne tient compte que de la contrainte perpendiculaire, alors (Salamon, 1983) :

$$\sigma_p = \sqrt{\frac{2E}{(1-\nu^2)h} \frac{\Delta U_m}{\Delta A}} \quad \text{Eq 6.1}$$

où,  $\sigma_p$  = contrainte perpendiculaire

$E$  = module d'élasticité

$\nu$  = coefficient de Poisson

$h$  = hauteur du chantier

$\Delta U_m/\Delta A$  = taux de libération d'énergie.

On a constaté que les valeurs de contrainte obtenues de l'équation 6.1 étaient fictives. Par exemple, étant donné un module de 70 GPa, une hauteur de chantier de 1 m, un taux de libération d'énergie de 50 MJ/m<sup>2</sup>, cette équation donnerait une contrainte perpendiculaire théorique de 2 700 MPa. Les roches ne peuvent pas supporter ces valeurs élevées de contrainte, car elles se fracturent à des valeurs bien inférieures et transmettent la contrainte à la butée solide. Cependant, la relation empirique illustrée à la figure 6.1 peut encore servir en Afrique du Sud à comparer les configurations d'exploitation minière et à évaluer le degré de dommage probable sur le front de taille (c.-à-d. les coups de toit de déformation et les coups de piliers).

Cependant, la figure 6.1 caractérise les opérations de longue taille dans les mines d'or d'Afrique du Sud. Elle ne peut pas servir aux autres mines utilisant d'autres méthodes d'extraction et des géométries différentes. Dans les mines d'Elliot Lake, Red Lake et

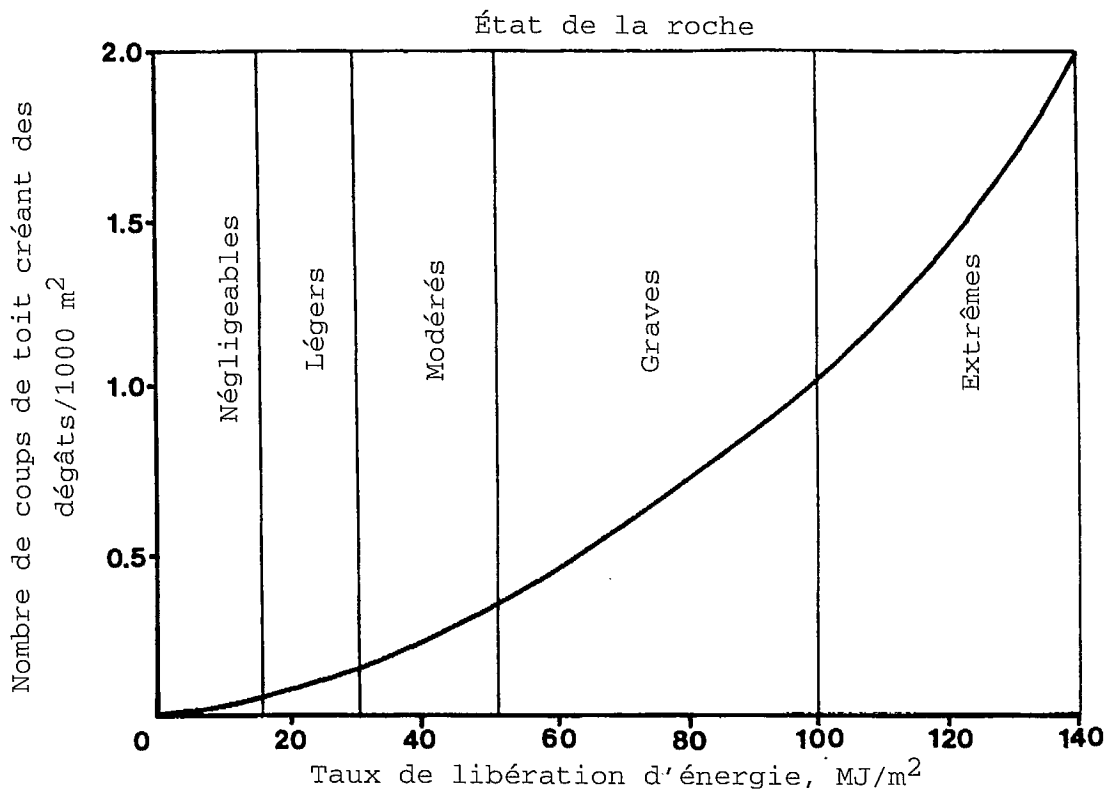


Fig 6.1 - Critères des dégâts en fonction du taux de libération d'énergie pour les mines d'or en Afrique du Sud (d'après Jaeger et Cook, 1976).

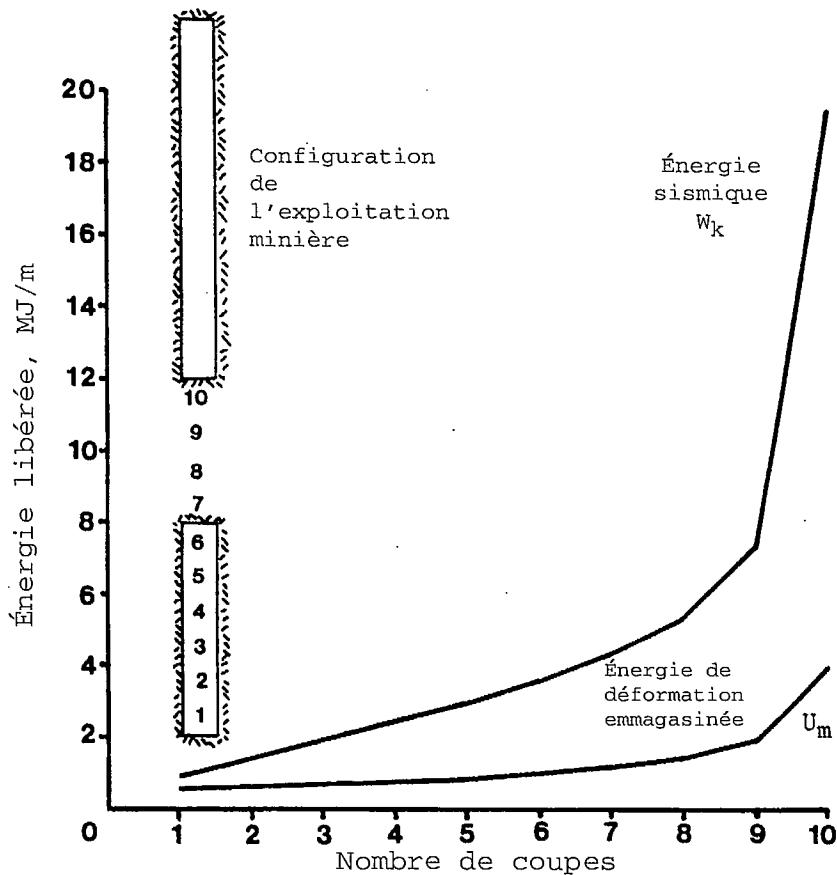


Fig 6.2 - Énergie libérée durant l'exploitation d'un chantier vertical en 10 coupes.



Kirkland Lake, des coups de piliers graves se produisent lorsque les niveaux de contraintes s'approchent de 150 MPa. La hauteur des chantiers est généralement de 3 m dans ces mines, ce qui donne un taux de libération d'énergie d'environ  $0,5 \text{ MJ/m}^2$ , ou seulement environ 1 % pour des dégâts analogues en Afrique du Sud.

On peut aussi calculer, au lieu du taux de libération d'énergie, l'énergie sismique libérée à différentes étapes de l'abattage. La figure 6.2 montre un exemple de chantier vertical exploité en dix coupes successives vers un chantier déjà entièrement exploité situé au-dessus, ce qui forme une situation pilier de couronne/pilier de semelle. L'énergie emmagasinée,  $U_m$ , dans la roche exploitée (équivalant au taux de libération d'énergie) augmente graduellement, alors que l'énergie sismique ( $W_k$ ) libérée augmente à un taux de plus en plus élevé. Ces valeurs sont aussi fictives, puisqu'elles présupposent une élasticité linéaire dans la roche, et que la roche de chaque coupe est abattue instantanément plutôt qu'en une série d'étapes discrètes. De plus, le pilier intermédiaire s'écroulerait probablement bien avant la dernière coupe. Cependant, cela sert de moyen de comparaison entre les différentes configurations d'exploitation minière afin de déterminer celle qui pourrait libérer le moins d'énergie sismique.

### 6.3 CONTRAINTE DE CISAILLEMENT EXCÉDENTAIRE

Le taux de libération d'énergie, ou la libération de l'énergie sismique, n'est lié qu'au risque de coups de toit à l'intérieur des chantiers souterrains. Il ne donne aucun renseignement sur l'activité sismique possible le long des structures géologiques proéminentes. Le cisaillement le long de ces structures peut produire de grands coups de toit à une certaine distance des opérations minières et causer des dommages à l'échelle de la mine. Tous les grands coups de toit d'une magnitude supérieure à 3,0 Mn dans les mines de la région de Sudbury sont censés être causés par cisaillement le long d'une faille et sont, en essence, des mini-tremblements de terre induits par l'exploitation minière.

Le chapitre 3 traitait de la mécanique de cisaillement le long d'une faille circulaire avec seulement des propriétés de friction. Dans ce cas, la réduction de la contrainte de cisaillement, ou chute de contrainte, est proportionnelle à la différence entre les coefficients statique et dynamique de friction qui s'exerce sur la faille. Ryder (1986) s'est étendu sur ce concept et a élaboré un critère de

« contrainte de cisaillement excédentaire » pour évaluer le cisaillement potentiel sur une faille.

À l'endroit du glissement, l'équilibre entre la contrainte de cisaillement et la contrainte normale peut s'exprimer ainsi :

$$\tau_s = C_s + \mu_s \sigma_n \quad \text{Eq 6.2}$$

où,  $\tau_s$  = contrainte de cisaillement statique, ou résistance

$C_s$  = cohésion

$\mu_s$  = coefficient statique de friction

$\sigma_n$  = contrainte normale

Une fois le glissement entamé, le coefficient dynamique de friction ( $\mu_d$ ) intervient et, en règle générale, la cohésion disparaît et la contrainte de cisaillement devient :

$$\tau_d = \mu_d \sigma_n \quad \text{Eq 6.3}$$

La différence entre les contraintes de cisaillement statique et dynamique représente la contrainte de cisaillement excédentaire ( $\tau_e$ ),

$$\tau_e = \tau_s - \tau_d = C_s + \mu_s \sigma_n - \mu_d \sigma_n \quad \text{Eq 6.3}$$

Ryder (1986) a proposé des valeurs préliminaires pour la contrainte de cisaillement excédentaire, de l'ordre de 5 à 10 MPa pour les plans de faiblesse préexistants et de 20 MPa pour la rupture dans une roche intacte. Les valeurs attribuées aux coefficients statiques de friction sont habituellement de 0,6, ou un angle de friction de 30°. Dans son analyse, le coefficient dynamique est considéré comme l'équivalent du coefficient statique, d'où la contrainte de cisaillement excédentaire, ou chute de contrainte, se réduit à la cohésion (en supposant que la contrainte normale demeure constante).

Le concept de Ryder de déclenchement du cisaillement sur une faille est exposé à la figure 6.3. Le plan de faille aura une distribution irrégulière de la résistance statique, à cause des aspérités et des propriétés de friction variables, comme le montre la courbe supérieure. Après le glissement, la résistance au cisaillement dynamique tombe à une courbe plus lisse au-dessous. Si le profil de la contrainte de cisaillement statique touche en un point quelconque la distribution de la résistance au cisaillement statique, alors le glissement est déclenché à ce point-là avec une chute immédiate de contrainte vers la résistance au cisaillement dynamique. De fortes concentrations de contraintes à l'extrémité de la surface de rupture

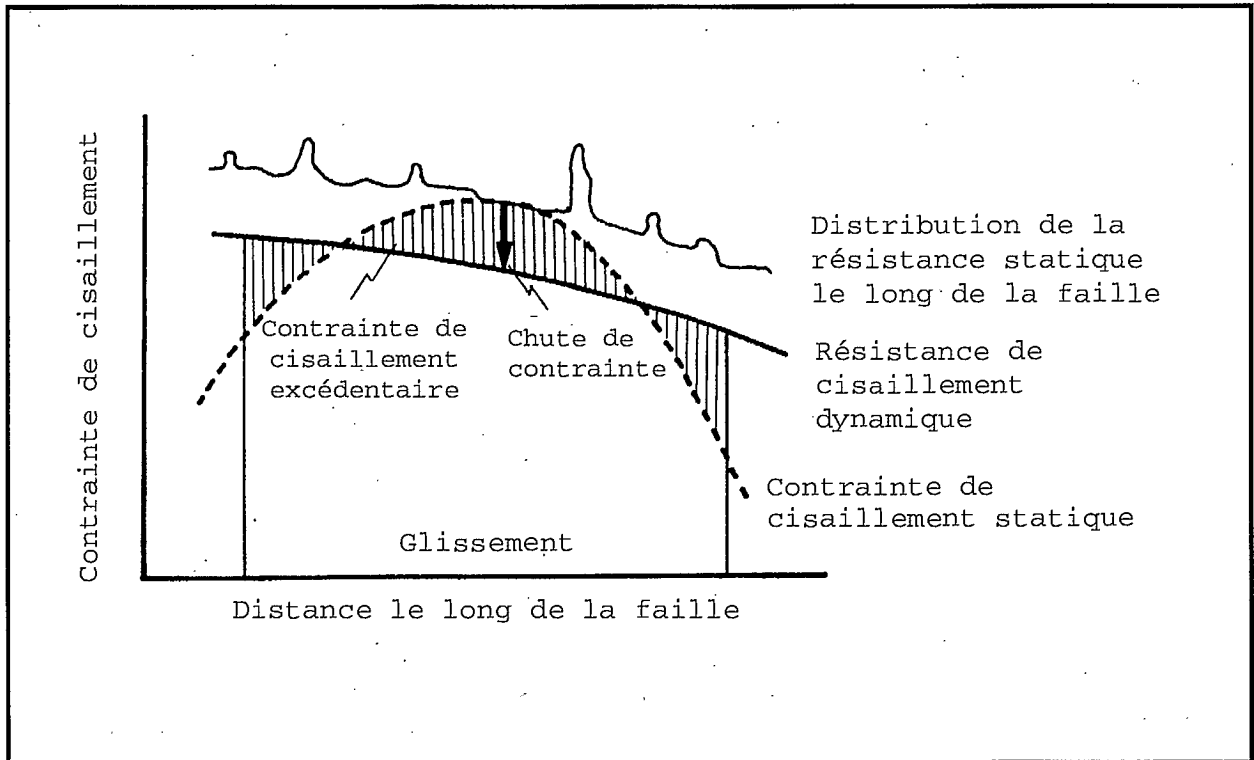


Fig 6.3 - Concept de contrainte de cisaillement excédentaire et amorce du glissement sur une faille (d'après Ryder, 1986).

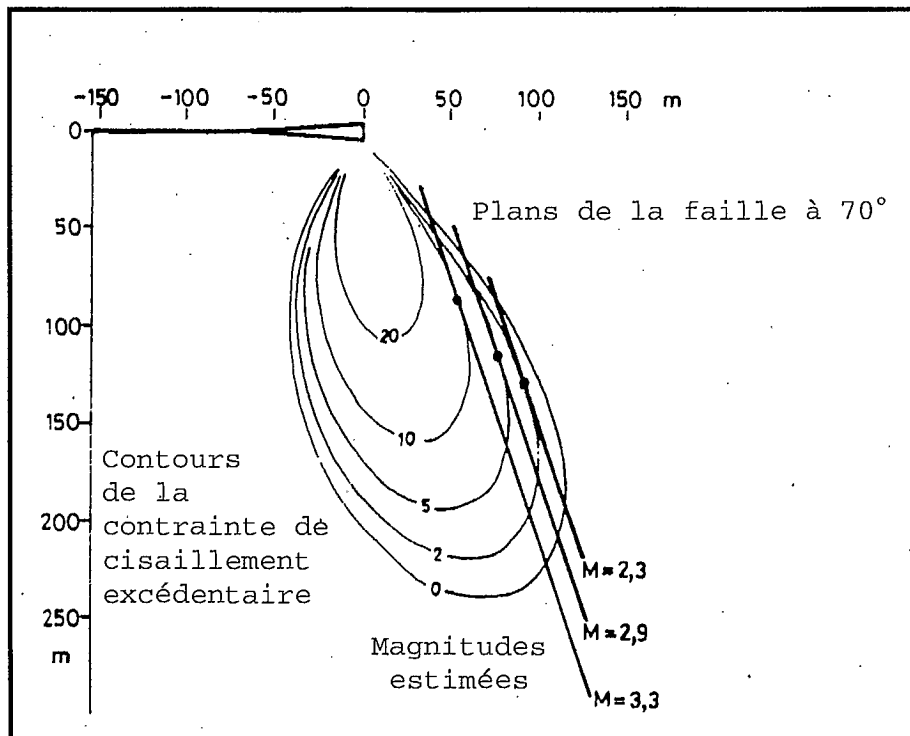


Fig 6.4 - Contours de la contrainte de cisaillement excédentaire recoupant les plans de faille à  $70^\circ$  et événements sismiques anticipés (d'après ryder, 1987).

poussent la roche le long de la faille, dans des zones ayant des niveaux moins élevés de contrainte de cisaillement excédentaire, et peuvent aller dans une zone où la contrainte de cisaillement statique est inférieure à la résistance au cisaillement dynamique.

Voici la méthode suivie en Afrique du Sud pour évaluer le risque de glissement de faille. Un certain nombre de modèles numériques peuvent servir à calculer les contraintes de cisaillement et les contraintes normales qui s'exercent sur un plan de faille. Si la contrainte de cisaillement statique dépasse la résistance au cisaillement dynamique, on calcule alors l'étendue de la zone de contrainte de cisaillement excédentaire. Si la contrainte de cisaillement excédentaire maximale est de l'ordre de 5 à 10 MPa, on suppose qu'il y aura glissement et on calcule alors le déplacement et sa distribution le long de la faille. Les équations sismologiques habituelles, exposées au chapitre 5, servent à évaluer la magnitude de l'événement sismique éventuel. On calcule tout d'abord le moment sismique comme le produit du module de cisaillement, le glissement moyen et la superficie de la faille où se produit le glissement (zone de contrainte de cisaillement excédentaire). Les magnitudes de Richter sont tirées de la relation empirique avec le moment sismique. D'autres paramètres, comme l'énergie sismique libérée, la chute moyenne de contrainte et la vitesse maximale des particules près de la source peuvent aussi être calculés.

La figure 6.4 montre un exemple de cette technique pour un chantier à longue taille isolé (Ryder, 1987). On trace les lobes de contrainte de cisaillement excédentaire dans l'éponte inférieure, et des plans de failles à pendage de  $70^\circ$  entrecoupent ces lobes. Le glissement se déclenche là où ces plans touchent chaque lobe (c.-à-d. 10,5 et 2 MPa dans l'exemple illustré). Le déplacement se produit sur la zone où la contrainte de cisaillement excédentaire est positive (supérieure à 0), provoquant des événements sismiques de magnitude 3,3, 2,9 et 2,3 respectivement. Ryder a trouvé que les failles à pendage d'environ  $70^\circ$  ou  $130^\circ$  sont les plus susceptibles dans les abattages de longue taille et les conditions de contraintes avant l'exploitation en Afrique du Sud.

Ryder (1987) a observé que le critère de contrainte de cisaillement excédentaire donne habituellement des résultats assez modérés, puisque les niveaux élevés n'entraînent pas souvent d'activité sismique. De plus, ce critère est très sensible aux niveaux de contrainte avant l'exploitation et aux propriétés de friction des failles. Toutefois,

on a obtenu davantage de succès en se servant de ce critère dans les analyses rétroactives d'importants coups de faille (Brummer et Rorke, 1988; Holmes et Reeson, 1988). Dans ces études, des estimations raisonnables de la magnitude et des moments sismiques ont été obtenues. Dans de nombreux cas, il est pratiquement impossible d'éliminer le glissement sur une faille. Des mesures de contrôle, comme des piliers placés stratégiquement, le remblayage et la séquence de l'extraction, ne peuvent être utilisées que pour limiter l'intensité de l'événement sismique.

Certaines mines ontariennes présentent une autre complication, à savoir la présence intermittente d'eau sur les surfaces des failles. Dans certaines mines, l'activité sismique augmente avec le ruissellement du printemps, et dans d'autres, on constate une corrélation apparente entre le déversement du remblai hydraulique et l'accroissement de l'activité sismique. Biskup et Kaiser (1990) ont étudié les propriétés de plusieurs failles de première importance dans les mines de Sudbury. Ils ont constaté que l'angle statique de friction sec de 33° baissait à 26° dans des conditions humides. Cet ordre de réduction modifie le rendement sismique. Il s'agit, comme nous l'avons vu au chapitre 3, de la proportion de l'énergie libérée sous forme d'énergie sismique. Pour des failles sèches n'ayant que des propriétés de frottement, le coefficient dynamique de friction représente, en règle générale, 95 % du coefficient statique, ce qui donne des rendements sismiques de l'ordre de 5 %. L'utilisation des valeurs des failles sèches et humides augmente à environ 14 % le rendement sismique. Biskup et Kaiser (1990) ont aussi introduit la cohésion dans l'équation de rendement sismique, qui devient alors :

$$W_k = \frac{\frac{C_s}{\sigma_n + (\mu_s - \mu_d)}}{\frac{C_s}{\sigma_n + (\mu_s + \mu_d)}} \quad \text{Eq 6.4}$$

Lorsque la cohésion représente la moitié de la contrainte normale, le rendement sismique s'approche de 40 %.

Le modèle initial de friction donnait des chutes de contrainte relativement faibles, ce qui signifiait que le glissement devait se produire sur de vastes superficies pour expliquer l'énergie sismique libérée. L'introduction du facteur de cohésion et d'un angle humide de friction donne une chute de contrainte bien plus importante et un glissement correspondant sur une surface plus petite. Cela est plus

compatible avec les observations effectuées dans les mines ontariennes où les dégâts causés par les coups de glissement de faille se limitent à des zones assez réduites.

#### 6.4 CONFIGURATION ET SÉQUENCE DE L'EXTRACTION

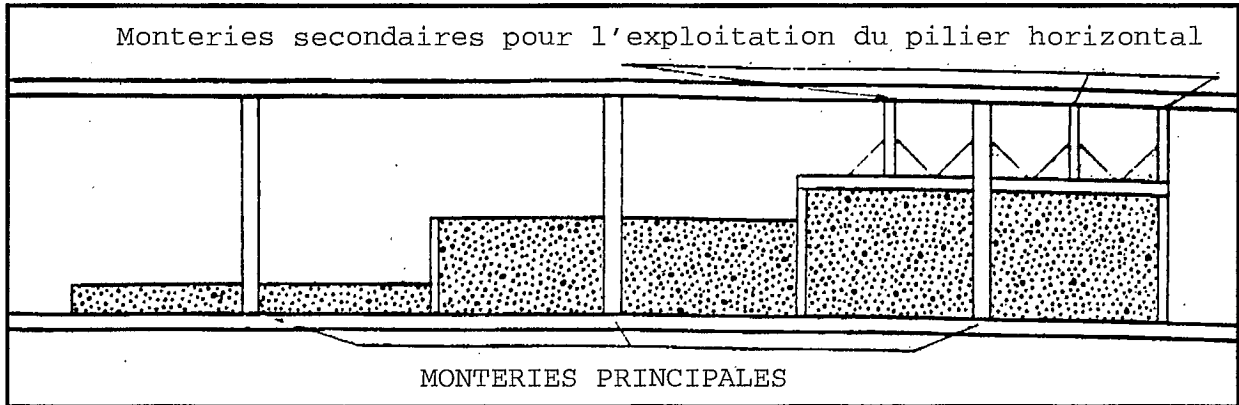
Lorsque les coups de toit ont commencé à apparaître dans les mines de Kirkland Lake et de Sudbury dans les années 30, on s'est rapidement rendu compte que la méthode d'exploitation, la configuration des chantiers et des piliers ainsi que la séquence d'extraction jouaient un rôle important.

Les stratégies mises au point à la mine Lake Shore de Kirkland Lake sont particulièrement bien documentées (Robson et al. 1940, 1946, 1957). Dans la mine, deux veines parallèles à fort pendage, d'une épaisseur entre 1 et 3 m s'étendaient jusqu'à une profondeur de 2 500 m. Jusqu'au niveau 1 600 (370 m) on a utilisé la méthode d'exploitation par chambres-magasins. L'éclatement de la roche a commencé dans les minces piliers de semelle au niveau 1 200 (370 m) alors que les chambres-magasins se rapprochaient du niveau totalement exploité du dessus.

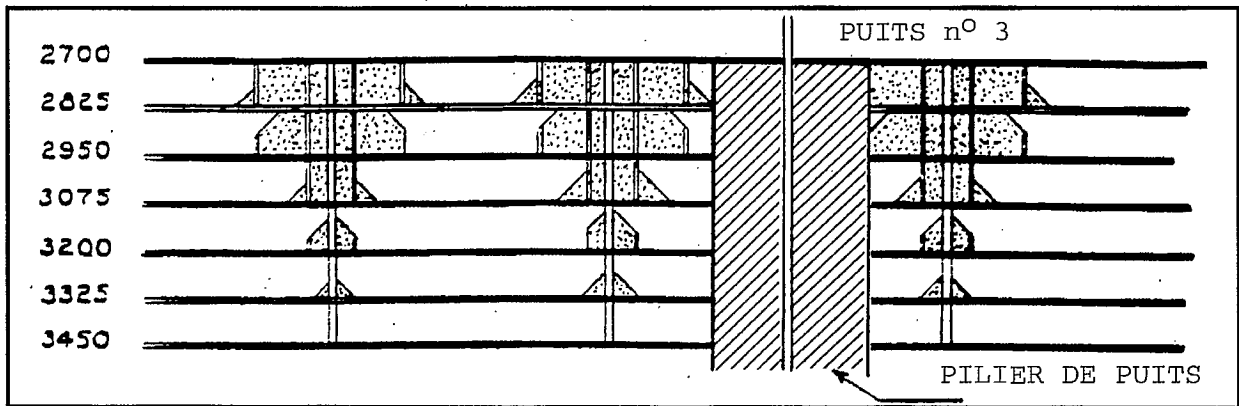
Au-dessous du niveau 1 600, la méthode d'exploitation a été changée pour l'abattage par taille en échelons avec remblayage, en se servant de sables et de stériles comme matériau de remblai. On voit à la figure 6.5(a) une disposition typique de ces chantiers. Des coups de toit se sont produits au-dessous du niveau 2 200 (670 m) lorsque les piliers de semelle ont atteint une épaisseur de 12 m. Pour faciliter l'exploitation de ces piliers minces, on les a divisés en plusieurs parties en établissant des forages et des tranches verticaux. Cette mesure a renforcé les difficultés et ces petits piliers ont été sujets à de nombreux coups de toit, suivis par la rupture des piliers de semelle adjacents, sur des distances jusqu'à 75 m.

L'étape suivante était d'extraire seulement la moitié du chantier par tailles en échelon avec remblayage, puis de passer à l'abattage à taille sub-verticale. Avec l'augmentation de la profondeur, ces piliers de semelle élargis ont commencé à s'écrouler.

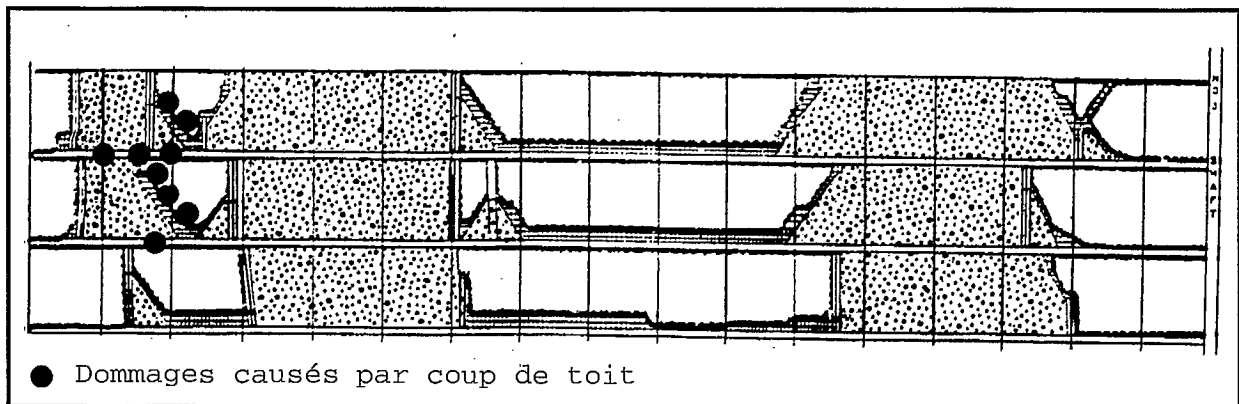
Sous le niveau 2 700 (825 m), on a décidé d'adopter l'exploitation à tailles inclinées avec cadre de bois et de remblayage. Les tailles inclinées ont été établies sur plusieurs niveaux et le front d'avancement était strictement contrôlé, comme on le voit à la figure



a) Exploitation par tailles en échelon avec remblayage



b) Système prévu d'abattage à tailles inclinées au-dessous du niveau 2 700



c) Configuration des chantiers au moment d'un coup de toit important

Fig. 6.5 - Changements de la configuration et de la séquence d'exploitation dans la mine Lake Shore (d'après Robson, 1940).

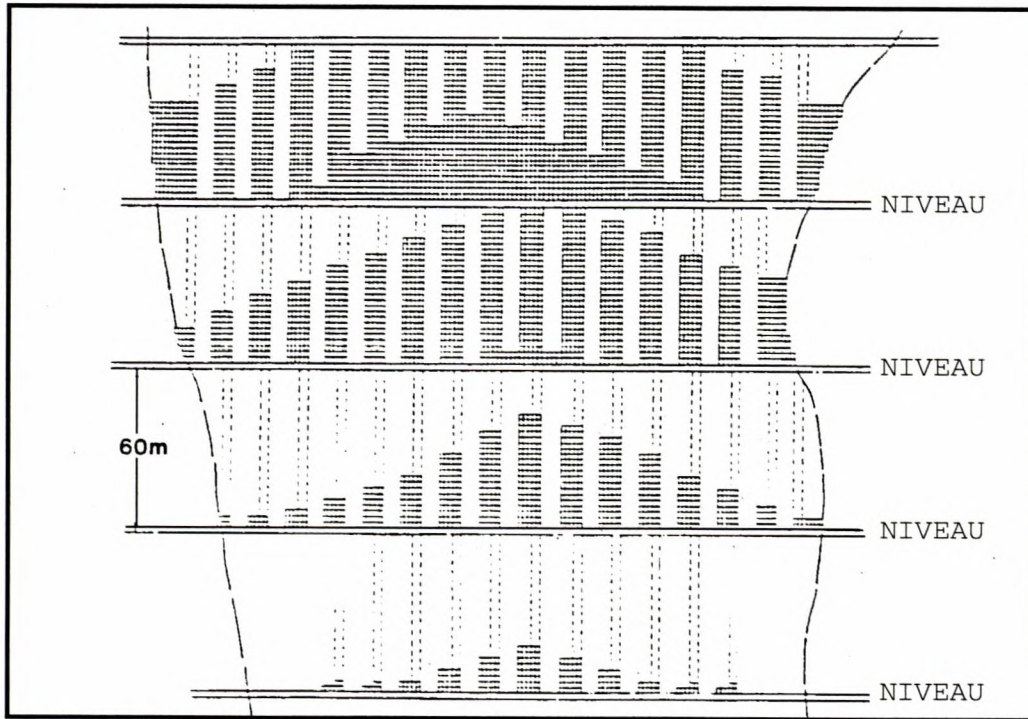


Fig 6.6 - Séquence d'exploitation avec cadre de bois et remblayage (d'après Dickout, 1962).

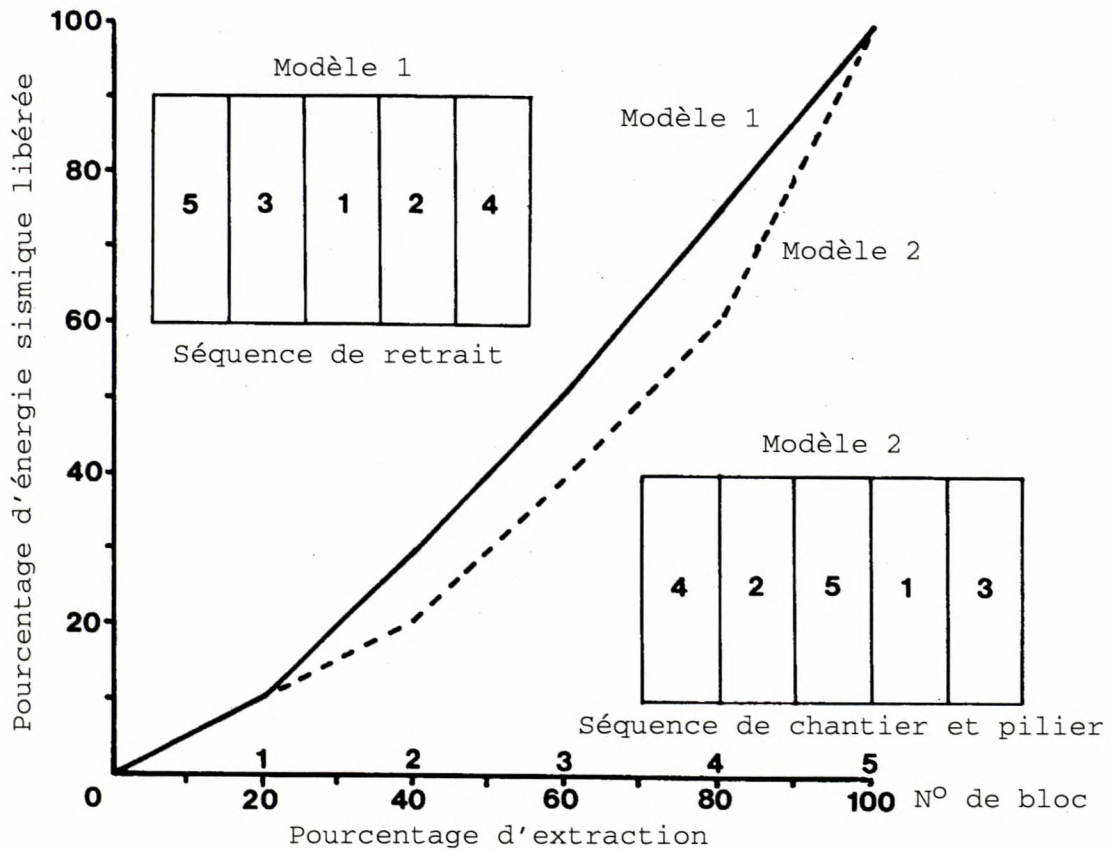


Fig. 6.7 - Énergie sismique libérée en fonction de l'extraction pour deux séquences d'abattage.



6.5(b). Des chantiers successifs ont été ouverts selon une configuration triangulaire avant d'entamer le chantier au-dessous. Ceci a permis d'avancer les chantiers à partir d'une monterie principale, en forme de V. L'objectif était d'éviter la formation de piliers résiduels isolés ou de piliers ressortant dans des zones exploitées.

Ce genre de configuration a réduit le nombre de piliers sans toutefois les éliminer entièrement car, au bout du compte, les blocs d'exploitation par tailles inclinées ont fini par se rapprocher. La figure 6.5(c) montre la configuration et l'emplacement d'un grand coup de toit qui a causé beaucoup de dégâts aux piliers et aux galeries sur deux niveaux. Dans ce cas, la procédure habituelle n'a pas été suivie car il y avait formation de petits piliers.

Une stratégie similaire a été utilisée dans les mines de Sudbury. La figure 6.6 montre la configuration habituelle de chantiers de chambres remblayées transversales avec des cadres de bois à la mine Creighton (Dickout, 1962). L'avancement des chantiers et l'extraction progressaient en forme de V renversé. Un seul niveau à la fois pouvait rejoindre le niveau supérieur. Lorsque le front d'avancement s'est approché du niveau supérieur, des coups de toit se sont produits, mais les effondrements multiples et graves de piliers de surface étaient ainsi supprimés. Par la suite, le remblayage cimenté a éliminé les cadres de bois, mais on a conservé la même séquence d'exploitation.

Essentiellement, ces mines adoptaient des configurations de chantier leur permettant de contrôler la variation de l'énergie potentielle dans les parois rocheuses. Ces dernières pouvaient se rapprocher constamment de manière graduelle, plutôt que brusquement à la fin du cycle d'exploitation (c.-à-d. dans une situation de pilier de semelle). En contrôlant la variation d'énergie potentielle, on pouvait aussi partiellement contrôler la libération d'énergie sismique.

Ceci peut être démontré par l'exemple d'un ensemble de cinq chantiers pouvant être exploités soit en commençant au centre ou en s'éloignant vers l'extérieur, soit dans une configuration de chambres et piliers. La figure 6.7 montre les deux séquences d'exploitation et la libération d'énergie sismique qui en résulte si chaque bloc est abattu instantanément. L'exploitation à partir du centre et par retrait présente un taux plus uniforme de libération d'énergie sismique, et la dernière partie abattue de 20 % provoque une libération de 24 % de l'énergie sismique totale libérée. Dans la disposition par chambres et

piliers, la libération de l'énergie sismique est d'abord plus faible, jusqu'à ce qu'on enlève le dernier pilier central. Dans ce cas, l'extraction de la dernière portion de 20 % est responsable de la libération de 40 % du total de l'énergie sismique libérée.

Si on laisse le pilier central comme pilier permanent de stabilisation, on réduit alors l'énergie sismique libérée. C'est là une des méthodes les plus répandues dans les mines d'or d'Afrique du Sud pour réduire la gravité et le nombre des coups de toit (Salamon et Wagner, 1979). Des piliers de stabilisation régionaux n'ont été utilisés de manière systématique qu'à la mine Stanleigh de la Rio Algom à Eliot Lake. Les piliers de protection de 30 m de largeur ont été laissés à des centres séparés de 250 m avec, au milieu, une configuration par chambres et piliers représentant une extraction de 67 %. Cette disposition n'a été utilisée qu'au-dessous d'une profondeur d'environ 1 000 m, essentiellement pour empêcher que des ruptures de piliers s'étendent à d'autres fronts, comme cela s'est produit dans la mine Quirke.

Des piliers stabilisateurs ont été laissés dans d'autres mines ontariennes, mais de manière non planifiée. Ce sont généralement des piliers de semelle régionaux qui séparent les niveaux supérieurs et inférieurs d'une mine, ou des piliers de puits. L'objectif était de récupérer ces piliers vers la fin de la vie de la mine. Très souvent, des coups de toit se sont produits dans ces piliers et ils ont été abandonnés.

L'une des solutions pratiques mises au point dans les années 1940 visait à commencer l'exploitation à proximité d'une grande faille ou d'un dyke et à s'en éloigner graduellement (Morrison 1942). Cette solution était fondée sur la théorie des voûtes et des concentrations de contraintes, plutôt que sur l'endroit où le glissement s'est déclenché sur la faille et sa position par rapport au front de taille.

La figure 6.8 montre la disposition d'un modèle numérique à deux dimensions où l'exploitation se fait soit en s'approchant, soit en s'éloignant d'une faille importante, en onze étapes. On a attribué à la faille à la fois de la cohésion et des propriétés de frottement et déterminé, pour chaque étape d'exploitation, la chute de contrainte, le déplacement et la distance sur laquelle le déplacement s'est produit, facteurs à partir desquels on peut calculer l'énergie sismique.

L'exploitation par retrait à partir des failles a permis de mieux

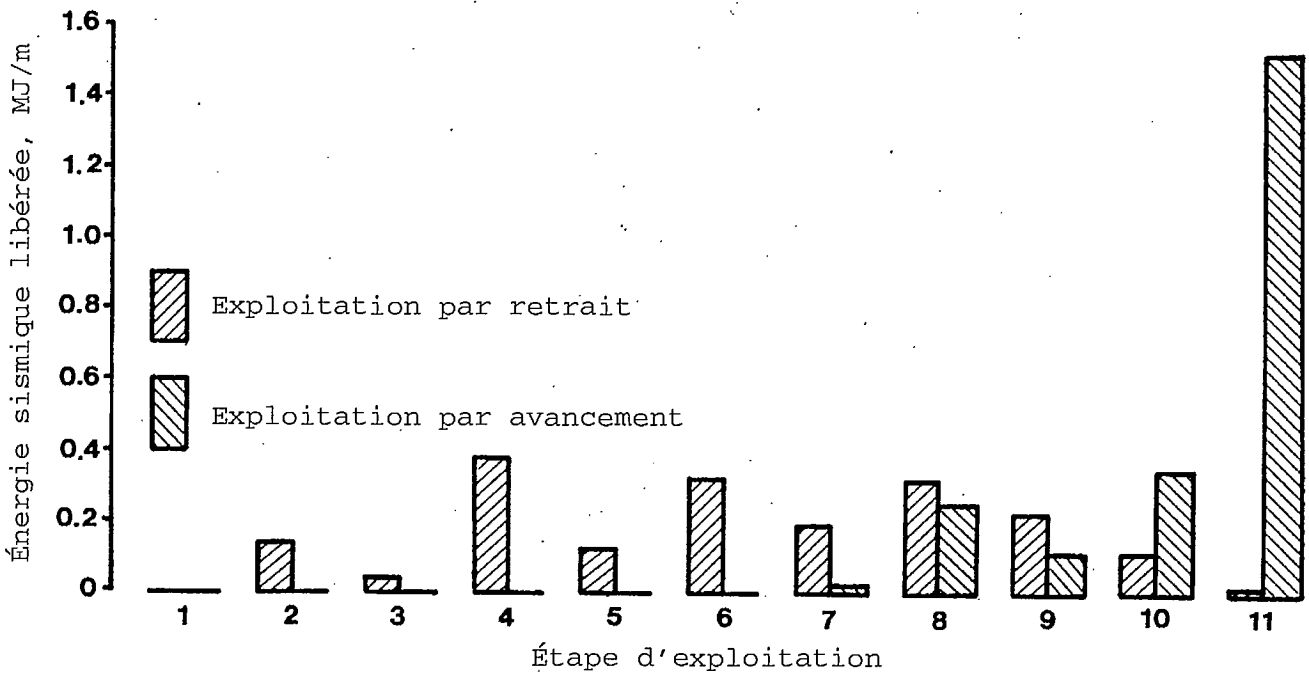
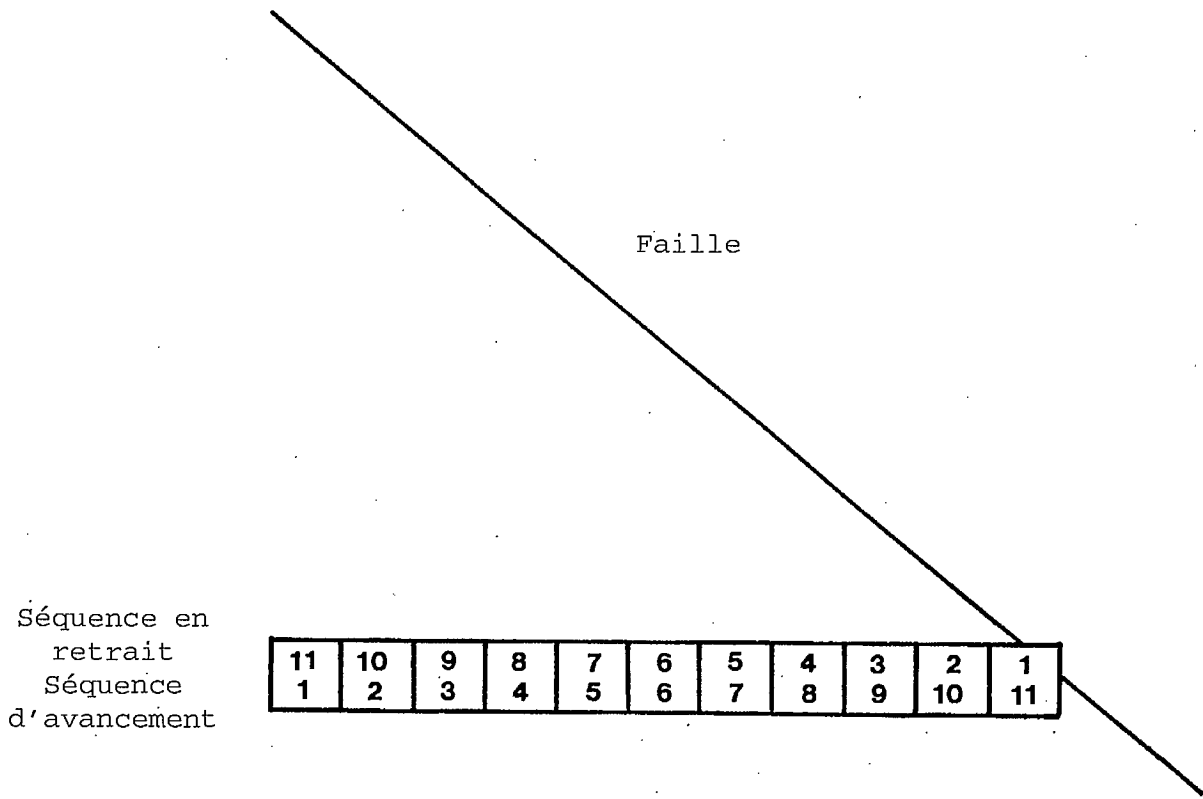


Fig. 6.8 - Énergie sismique libérée durant l'exploitation par retrait et par avancement d'une faille.

répartir l'énergie sismique libérée, comme on le voit à la figure 6.8. Mais cette répartition n'est pas égale et elle varie selon les étapes. On a constaté que les forts relâchements d'énergie sismique coïncidaient avec des chutes de contrainte élevées lorsque des compartiments de faille glissaient. Lorsque ces mêmes compartiments glissaient de nouveau, les chutes de contraintes étaient plus faibles.

L'exploitation par avancement des failles n'a entraîné aucune libération d'énergie sismique au cours des six premières étapes. Ensuite, on a constaté une libération modérée jusqu'à ce que le chantier croise la faille, moment où s'est produite une forte libération d'énergie sismique. L'énergie sismique totale libérée en séquence d'avancement vers la faille dépassait de quelque 25 % celle qui a été libérée pendant la séquence de retrait de la faille.

Ces résultats indiquent que l'exploitation par retrait de la faille provoque un plus grand nombre d'événements sismiques de petite envergure. L'exploitation par avancement vers la faille est caractérisée par un événement sismique important lorsque le chantier croise la faille. Cet événement important se produirait probablement très près du front de taille. Il faut mentionner que le glissement sur une faille constitue probablement un comportement chaotique dans la mesure où de petits changements dans les propriétés de la faille ou des contraintes donnent des résultats entièrement différents (Scholtz, 1991).

#### **6.5 UTILISATION DU REMBLAYAGE POUR ATTÉNUER LES COUPS DE TOIT**

De nombreuses méthodes d'exploitation minière font appel au remblayage, soit en même temps que l'extraction, comme dans l'exploitation par chambres remblayées, soit après l'extraction, comme dans l'abattage par trous profonds ou par rabattement vertical. Outre son propre poids, le remblayage est un système de soutènement passif, puisqu'il doit être comprimé avant d'exercer une force réactive contre les parois rocheuses. La magnitude de la force de réaction dépend de l'amplitude de la convergence du chantier, du moment de la mise en place du remblai dans la séquence d'exploitation et des caractéristiques de rigidité de celui-ci.

Par comparaison avec un chantier non remblayé, un remblayage réduit la convergence volumétrique des parois du chantier, diminue le transfert des contraintes aux butées rocheuses, augmente la résistance des parois rocheuses par son effet de confinement et absorbe l'énergie qui serait autrement libérée sous forme d'énergie sismique. Certains de

ces effets sont minimes, à moins que le chantier ne soit à de grandes profondeurs (2 000 m et plus) ou que le remblai ne soit très rigide (3 GPa et plus).

### 6.5.1 Effet du remblayage sur le bilan énergétique

On a vu au chapitre 3.2 le bilan énergétique comprenant le remblayage, que nous reproduisons ci-après :

$$W_t + U_m = U_c + W_s + W_r$$

où,  $W_r = U_m + W_k$

$$W_k = W_t - (U_c + W_s)$$

où,  $W_t$  = variation d'énergie potentielle

$U_m$  = énergie de déformation emmagasinée dans le matériau extrait

$U_c$  = augmentation de l'énergie de déformation dans la roche environnante

$W_s$  = énergie absorbée par le remblai

$W_r$  = énergie libérée

$W_k$  = énergie sismique.

Hedley (1984) a élaboré un modèle algébrique en vue d'étudier l'effet du remblai sur les composantes énergétiques, y compris le moment de sa mise en place. Par la suite, Brummer (1991) a mis à jour ce modèle et l'a complété.

Un chantier isolé a été représenté sous forme de fente bidimensionnelle. On suppose que le remblai n'a pas changé la répartition de convergence volumétrique du chantier, mais plutôt que la convergence a été imposée au remblai, ce qui a engendré une contrainte dans le remblai. La roche et le remblai se sont comportés comme des matériaux élastiques linéaires.

La distribution de la convergence le long d'une fente étroite et la distribution de la contrainte vers les butées ont été données à la section 3.3 et nous les reproduisons ci-après :

$$c = \frac{4(1-\nu^2)}{E} \sigma_0 \sqrt{S^2 - X^2}$$

$$\sigma_p = \frac{X\sigma_0}{\dots}$$

$$\frac{\sqrt{x^2 - s^2}}$$

où,  $c$  = convergence

$\sigma_0$  = contrainte perpendiculaire avant l'exploitation

$S$  = la moitié de la portée du chantier

$X$  = distance à partir du centre de la portée

$E$  = module d'élasticité

$\nu$  = coefficient de Poisson.

L'énergie absorbée par le remblai était exprimée comme suit :

$$W_s = \frac{\Delta V_f^2 E_f}{2Lh(1-\nu^2)}$$

où,  $\Delta V_f$  = compression volumétrique par étapes du remblai

$E_f$  = module de déformation du remblai

$L$  = hauteur du remblai

$h$  = largeur du remblai

$\nu$  = coefficient de Poisson du remblai.

On a exploité verticalement, en montant ou en descendant, un chantier de 3 m de largeur, à une profondeur de 1 000 m, en treize coupes de 3 m pour une hauteur totale de 39 m. On a supposé que la contrainte horizontale perpendiculaire était deux fois plus grande que la contrainte verticale, et que le module d'élasticité de la roche était de 70 GPa. Trois méthodes d'exploitation minière ont été examinées:

- i) Exploitation par chambres remblayées avec gradins ascendants et forages montants, où le remblayage suit l'exploitation par une coupe.
- ii) Exploitation par chambres remblayées avec gradins ascendants et forages horizontaux (c.-à-d. attaque frontale) où le remblai est versé à moins d'un mètre de l'arrière du chantier avant la prochaine coupe.
- iii) Exploitation par chambres remblayées avec gradins descendants où le remblai est versé compact avant la prochaine coupe.

Dans les trois méthodes d'exploitation, l'utilisation de la convergence pour comprimer le remblai à mesure que progresse l'abattage à travers les 13 coupes, est illustrée à la figure 6.9. Après la 13<sup>e</sup> coupe, 46 % de la convergence a servi à comprimer le remblai du chantier exploité par la première méthode, ce qui a augmenté à 59 % pour la deuxième et à 69 % pour la troisième méthode. La figure 6.10 montre les composantes énergétiques liées à la méthode

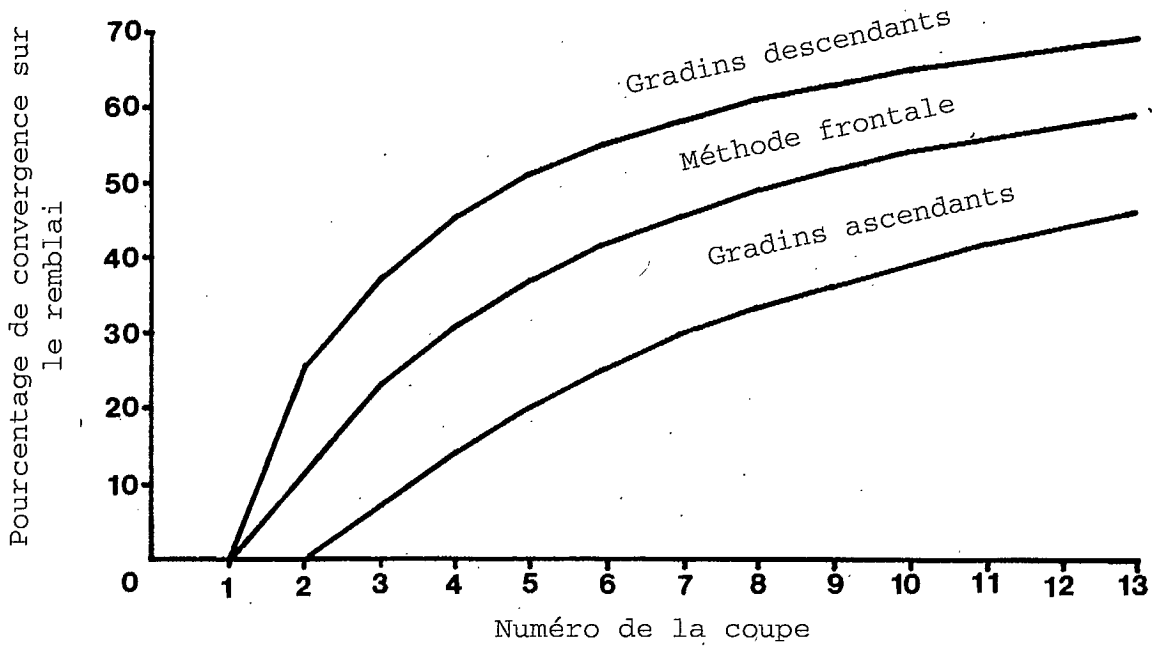


Fig 6.9 - Utilisation de la convergence pour comprimer le remblai.

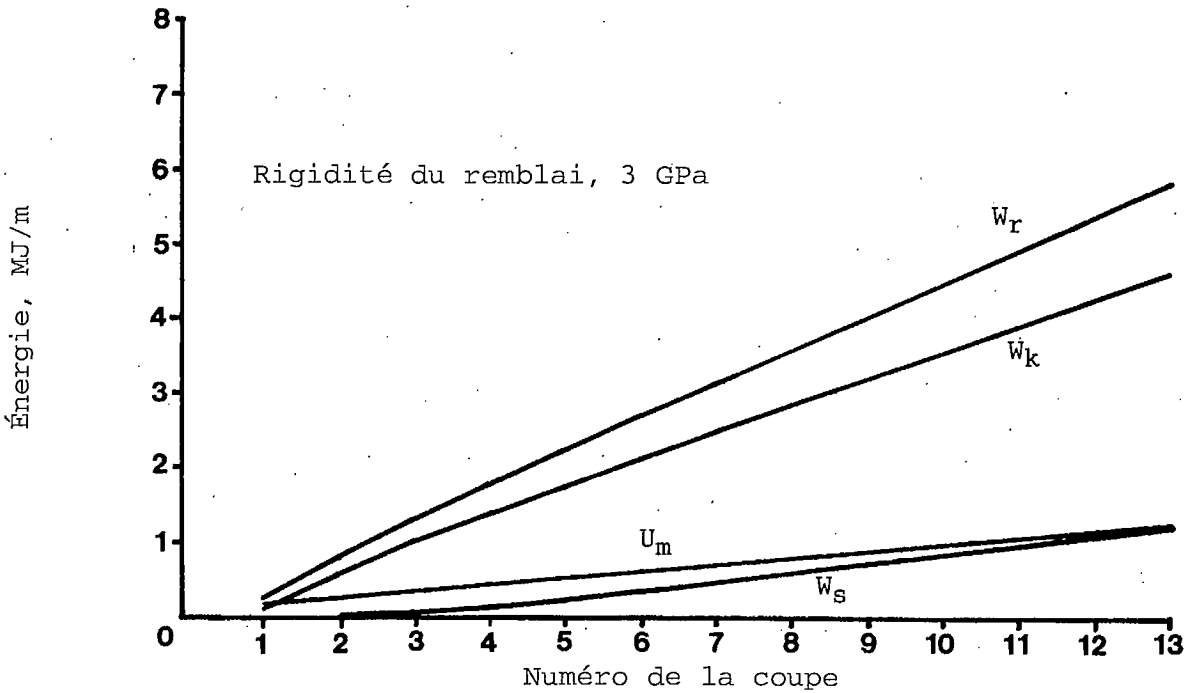


Fig 6.10 - Composantes énergétiques dans le modèle algébrique de chambres remblayées par gradins descendants.

des chambres remblayées par gradins descendants en fonction du numéro de la coupe pour une rigidité du remblai de 3GPa. L'énergie de déformation emmagasinée dans le matériau extrait ( $U_m$ ) augmente de façon linéaire avec chaque coupe. Cela est équivalent au taux de libération d'énergie dont nous avons traité auparavant. L'énergie libérée ( $W_r$ ) et l'énergie sismique ( $W_k$ ) sont légèrement non linéaires, le taux d'accroissement diminuant à chaque coupe. L'énergie absorbée par le remblai ( $W_g$ ) n'est pas linéaire non plus, mais dans ce cas, le taux d'accroissement augmente légèrement à chaque coupe.

L'efficacité du remblai à absorber de l'énergie peut être exprimée comme une proportion de l'énergie sismique libérée, étant donné que la plupart de l'énergie absorbée serait autrement libérée sous forme d'énergie sismique. La figure 6.11 expose ce phénomène pour les trois méthodes d'exploitation en supposant une rigidité du remblai de 3 GPa. Après la 13<sup>e</sup> coupe, l'efficacité du remblai est de 26 % pour la méthode par gradins descendants, ce qui diminue à 21 % pour la méthode frontale et à 16 % pour la méthode par gradins ascendants avec forages montants. L'efficacité du remblai pour les méthodes descendante et frontale est sous-estimée puisque le modèle enlève instantanément chaque coupe sur une longueur infinie. En pratique, le matériau est abattu en petites étapes par tranche de 3 m X 3 m dans le cadre de ces deux méthodes, ce qui devrait augmenter l'énergie de déformation emmagasinée dans le matériau enlevé, et donc réduire légèrement l'énergie sismique libérée. La figure 6.11 illustre l'importance de la mise en place du remblai aussitôt que possible dans le cycle d'exploitation de façon à utiliser la quantité maximale de convergence pour comprimer le remblai. Pour l'abattage par gradins descendants, cela équivaut à obtenir un remblai 60 % plus rigide que pour l'exploitation par gradins ascendants avec forages montants.

L'efficacité du remblai peut aussi être tracée comme une fonction de sa rigidité, comme illustré à la figure 6.12. Ces résultats se situent après la 13<sup>e</sup> coupe pour chacune des trois méthodes d'exploitation. Avec la méthode des gradins descendants, l'énergie absorbée par le remblai équivaut à l'énergie sismique (c.-à-d. une efficacité du remblai de 100 %) à une rigidité de remblai d'environ 7 GPa, et des valeurs un peu plus élevées pour les deux autres méthodes d'exploitation. Ces niveaux de rigidité ne peuvent probablement être atteints qu'en utilisant des remblais rocheux cimentés pour les chantiers d'exploitation typiques dans les mines ontariennes. Toutefois, à ces niveaux de rigidité, le modèle algébrique n'est probablement plus



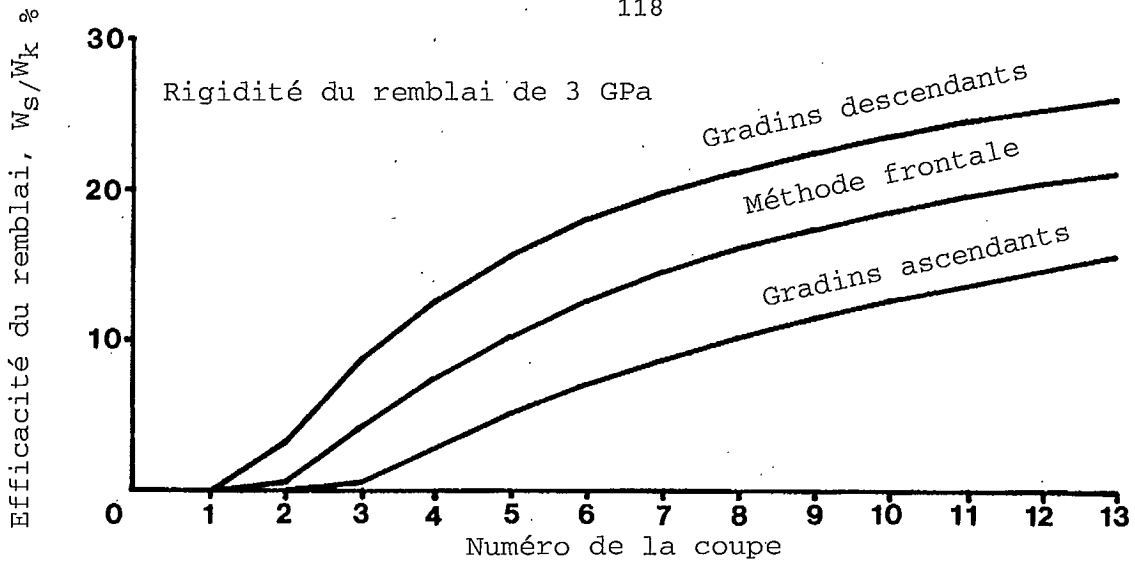


Fig 6.11 - Énergie absorbée par le remblayage comme proportion de l'énergie sismique libérée, modèle algébrique.

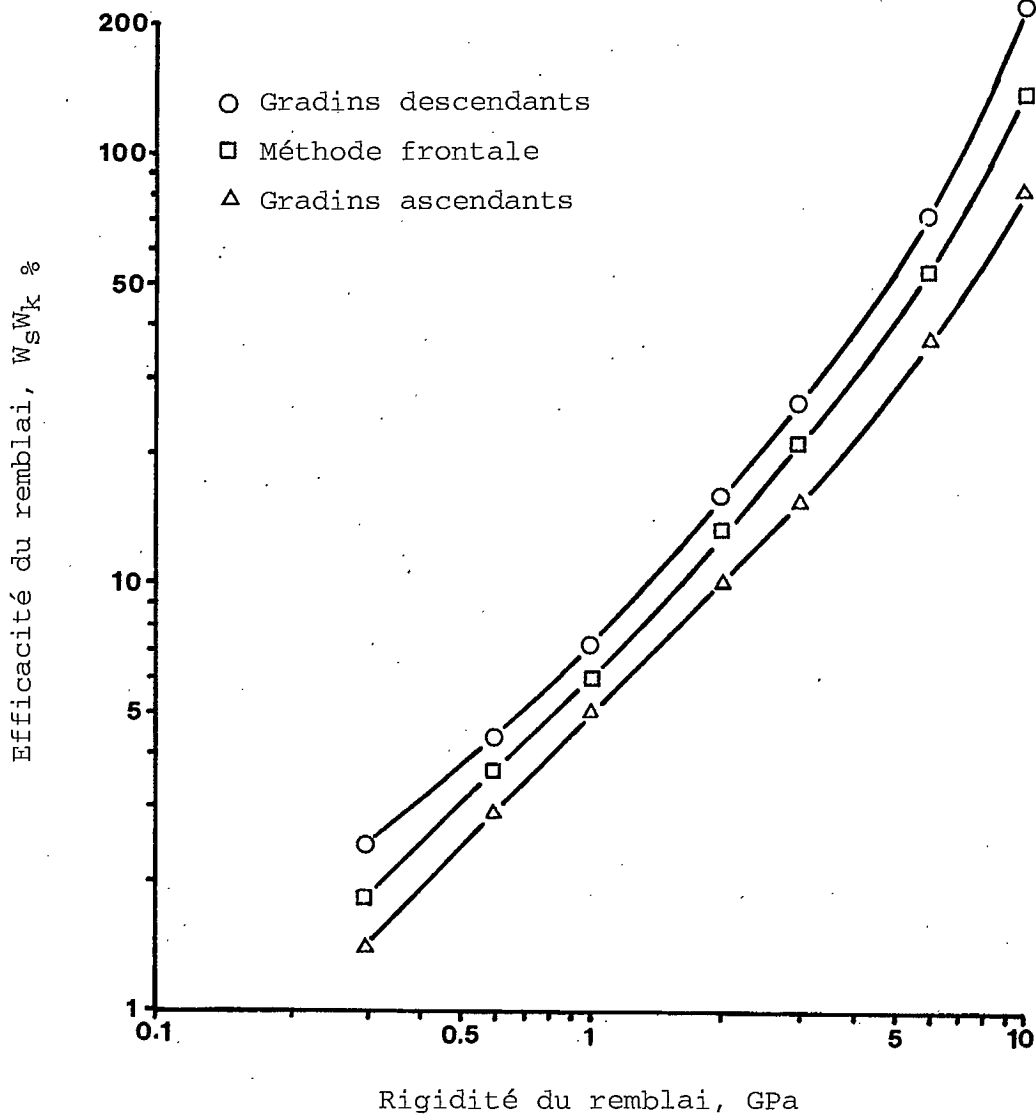


Fig 6.12 - Variation de l'efficacité du remblai en fonction de la rigidité du remblai, modèle algébrique.

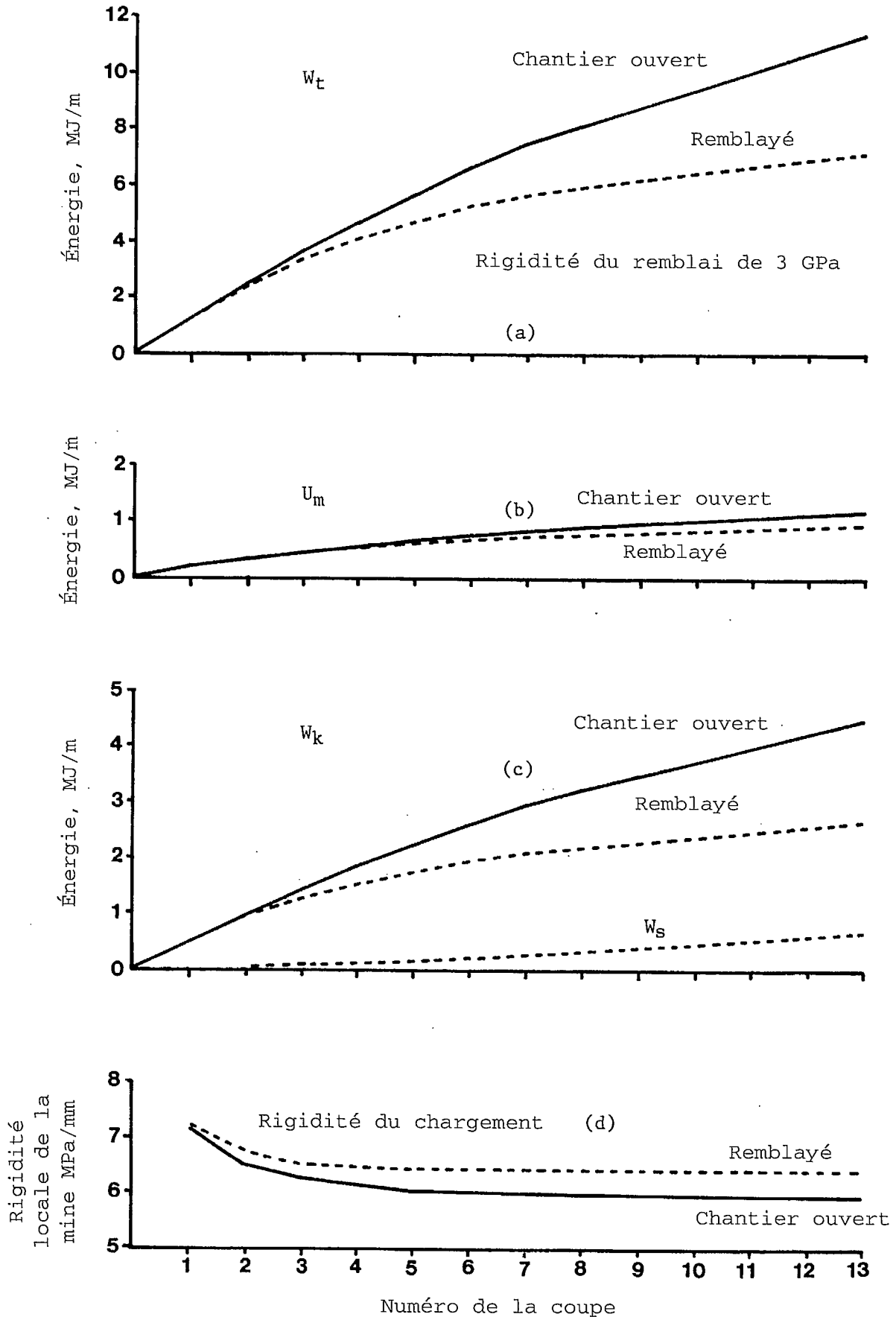


Fig 6.13 - Composantes énergétiques d'un chantier exploité avec et sans remblai, modèle numérique.

valable car le remblai commence à affecter la distribution de la convergence.

Pour étudier l'effet du remblai sur la convergence d'un chantier, on a utilisé un modèle de discontinuité de déplacement et la même géométrie que dans le modèle algébrique pour un chantier exploité par gradins descendants avec une rigidité de 3 GPa. Dans le but de faire la comparaison, le modèle a été utilisé une première fois sans aucun remblai.

L'effet du remblai rigide sur les composantes énergétiques est illustré aux figures 6.13(a), (b) et (c). Après la 13<sup>e</sup> coupe, le remblai avait réduit la variation de l'énergie potentielle ( $W_t$ ) de 37 %. Ainsi, la convergence volumétrique du chantier a aussi été réduite d'autant.

L'énergie de déformation emmagasinée dans le matériau extrait ( $U_m$ ) est réduite de 21 %, parce que le remblai a diminué la concentration des contraintes sur le front d'abattage. À la 13<sup>e</sup> coupe, cette contrainte théorique a baissé de 148 MPa sans remblai à 122 MPa avec remblai.

L'énergie sismique libérée ( $W_k$ ) a montré la plus grande réduction à 41 %. Il est quelque peu surprenant de constater que l'énergie absorbée par le remblai ( $W_g$ ) était aussi réduite d'environ 37 % par rapport au modèle algébrique correspondant (voir la figure 6.10), puisque la convergence avait été réduite dans cette proportion. Cela signifie que l'énergie absorbée par le remblai n'est pas aussi importante qu'on le pensait auparavant. C'est plutôt l'effet qu'exerce le remblai sur la variation de l'énergie potentielle qui est le paramètre critique. Cela réduit à son tour l'énergie libérée ( $W_r$ ) et l'énergie sismique ( $W_k$ ). Toutefois, l'efficacité du remblai ( $W_g/W_k$ ) dans ce modèle est de 26 %, soit la même que dans le modèle algébrique.

Puisque le remblai affecte la contrainte sur le front, tout comme la convergence, il aura aussi une influence sur la rigidité locale de la mine. Ceci est défini comme la contrainte sur l'élément qui va immédiatement être exploité, divisée par la convergence nette qui va résulter de son extraction. La figure 6.13 (d) montre la rigidité locale de la mine à la fois pour les cas remblayés et ceux de chantier ouvert. Après la 13<sup>e</sup> coupe, le remblai avait augmenté de 7 % la rigidité locale de la mine.

Le modèle de discontinuité de déplacement a été utilisé pour une analyse de sensibilité selon laquelle chacun des paramètres importants est modifié l'un après l'autre afin de déterminer son effet sur les composantes énergétiques. Le tableau 6.1 montre un résumé des résultats obtenus en utilisant comme cas de base la méthode d'exploitation par chambres remblayées à gradins descendants à la 13<sup>e</sup> coupe avec un remblai d'une rigidité de 3 GPa.

Si l'on double la largeur du chantier, on réduit de 47 % l'énergie absorbée par le remblai ( $W_s$ ), mais on réduit aussi de 23 % l'énergie sismique ( $W_k$ ).

Si l'on réduit de moitié le module des roches des parois, on augmente  $W_s$  de 145 % et  $W_k$  de 76 %.

Si l'on réduit de moitié le module du minerai, cela a un effet négligeable sur l'énergie du remblai, mais on augmente  $W_k$  de 23 %.

Si l'on double la profondeur, on augmente toutes les composantes énergétiques de presque 300 % sans pour autant modifier leurs grandeurs les unes par rapport aux autres.

Tableau 6.1 - Sensibilité des composantes énergétiques aux paramètres du modèle

Paramètre	Énergie potentielle $W_t$	Énergie de déformation emmagasinée $U_m$	Énergie absorbée par le remblai $W_s$	Énergie libérée $W_r$	Énergie sismique $W_k$
Largeur du chantier doublée (3 m à 6 m)	+2 %	+73 %	-47 %	+2 %	-23 %
Module des roches des parois réduit de moitié (70 GPa à 35 GPa)	+55 %	-3 %	+145 %	+55 %	+76 %
Module du minerai réduit de moitié (70 GPa à 35 GPa)	+2 %	+73 %	+5 %	+2 %	-23 %
Profondeur doublée (1 000 m à 2 000 m)	+291 %	+291 %	+291 %	+291 %	+291 %
Module du remblai doublé (3 GPa à 6 GPa)	-21 %	-11 %	+27 %	-21 %	-25 %

Si l'on double le module du remblai, on réduit de 21 % la variation d'énergie potentielle ( $3W_t$ ), on augmente de 27 % l'énergie du remblai ( $W_s$ ) et on diminue de 25 % l'énergie sismique ( $W_k$ ).

D'après les résultats de cette analyse, on peut tirer les conclusions suivantes en ce qui concerne les coups de toit risquant de se produire :

- . Parmi les trois méthodes d'exploitation analysées, la méthode par gradins descendants avec du remblai compact est celle qui présente le moins de risques de coups de toit, et la méthode par gradins ascendants et forages montants est celle qui présente le plus de risques de coups de toit.
- . Les chantiers étroits présentent plus de risques de coup de toit que les chantiers larges.
- . Les chantiers où le gisement a un module plus élevé que les roches des parois présentent plus de risques de coups de toit que le cas contraire.
- . La probabilité de coups de toit augmente fortement avec la profondeur.
- . Le remblai peut réduire l'énergie sismique libérée, et par voie de conséquence le risque de coups de toit, s'il est mis en place tôt et si sa rigidité in situ est élevée.

Certaines de ces observations sont évidentes (les incidents de coups de toit augmentent avec la profondeur) alors que d'autres (largeur du chantier et module relatif du minerai et des roches des parois) sont moins évidentes et doivent être confirmées par l'expérience.

### **6.5.2 Conception d'un remblai rigide\***

Étant donné la nécessité de mettre en place un remblai « rigide » et qu'il est possible de définir les caractéristiques de déformation du matériau de remblayage, la question est de savoir comment obtenir un tel matériau du point de vue pratique, technique et économique. Il est évident que le simple ajout de ciment à un agrégat ne représente pas une solution acceptable. En ce qui concerne les propriétés in situ d'un remblai, la technique de mise en place seule risque d'annuler l'objectif visé. Nous abordons ici quelques-unes des étapes les plus importantes permettant d'arriver à une qualité in situ optimale.

---

\* Avant d'envisager la question du contenu du ciment et de la technique préparé par O. Swan, Falcombridge Ltee.

de mise en place, il faut définir grosso modo la nature de l'agrégat de remblayage. Pour un module de déformation du remblai dépassant 1 GPa, on peut montrer de façon empirique qu'il faudrait que l'agrégat soit constitué de roches et non pas de résidus, comme on le voit à la figure 6.14. Lorsque le remblai rocheux provient des résidus de sautage et de forage souterrain, y compris la roche brisée provenant de la foreuse à cheminée Alimak, la taille maximum des particules est généralement de 150 mm, avec un coefficient d'uniformité de 20 à 30. Les débris des monteries foncées ont généralement des particules de plus petite taille maximale (10 mm environ) et un coefficient d'uniformité bien plus élevé, ce qui augmente la superficie à recouvrir de ciment. C'est pourquoi on ne recommande pas d'utiliser ce matériau comme agrégat rocheux cimenté. C'est ce qu'ont démontré les travaux effectués à la mine Lac Minerals/Hemlo, où un contenu de particules fines (défini arbitrairement comme des particules de moins de 6 mm) dont le poids était supérieur de 25 % à l'ensemble de l'agrégat, a eu un effet négatif sur la résistance à la compression uniaxiale d'un mélange à 5 % de ciment (Quesnel, 1988). Cela mène à la question d'une classification théorique optimale pour maximiser la résistance et la rigidité.

Pour un agrégat donné, cimenté ou non, il est possible de démontrer de façon expérimentale qu'une classification ou une répartition des tailles de particules existe pour laquelle la densité est maximale et le rapport des vides est minimal. On a prouvé en laboratoire que si l'on minimise le rapport des vides, on maximise la rigidité du matériau en présence ou en l'absence d'une situation de confinement (Uhle et van Zyl, 1990; Swan, 1991). Cette conclusion est fondée sur une relation empirique entre le module d'élasticité tangent et le rapport des vides de toute une gamme de matériaux de remblai, comme on le voit à la figure 6.15. Alors qu'il existe des critères théoriques qui précisent le calibrage nécessaire pour minimiser les vides (coefficient d'uniformité de 5, Nicholson et Wayment, 1964), aucun n'a une portée suffisamment générale pour englober les effets de la forme et de l'angularité des particules. En conséquence, il n'est toujours pas possible de « fabriquer » un matériau optimal sans expérimentation. Le plus simple serait d'effectuer des mises en place d'essai avec des agrégats non cimentés contenant différentes proportions de particules fines, pour un volume fixe. Cela soulève la question des techniques de mise en place.

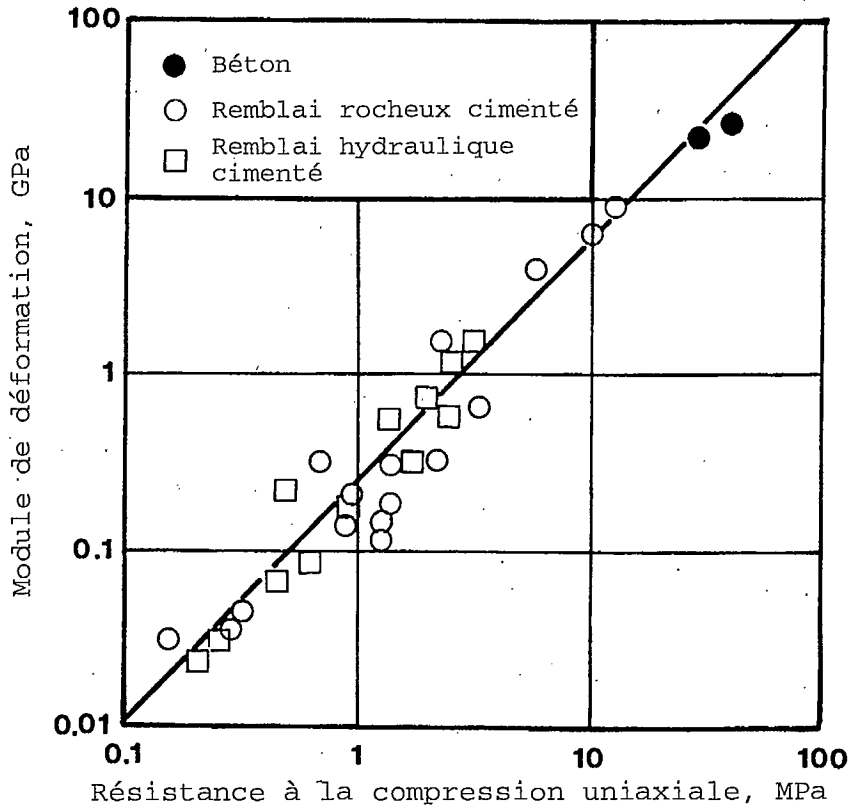


Fig 6.14 - Résistance à la compression de divers matériaux de remblayage en fonction du module de déformation.

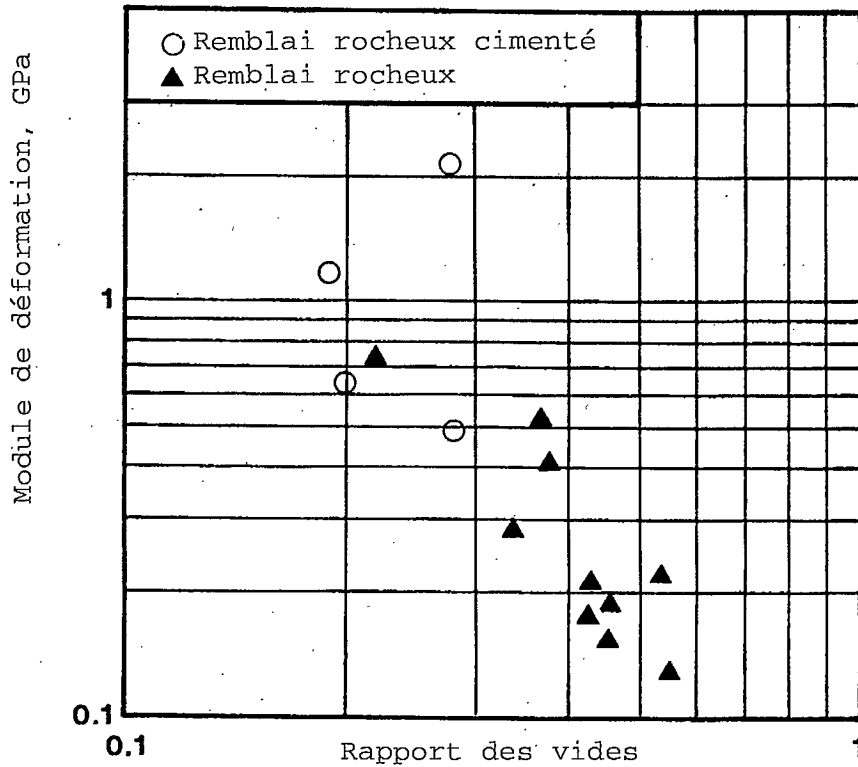


Fig 6.15 - Module en fonction du rapport des vides pour une pression de confinement de 2,5 MPa (d'après Swan, 1991).

Les méthodes de mise en place du remblai rocheux cimenté dans un environnement souterrain dépendent de la méthode d'exploitation minière et de l'équipement dont on dispose. Dans l'exploitation des filons minces où un remblai « rigide » est préconisé, il est peu pratique de recourir au transport par camion et au déversement du matériau cimenté. Pour arriver à obtenir un degré raisonnable de compacité et d'étanchéité à l'arrière et le long des parois de l'excavation, le système idéal de manutention du matériau de remblayage doit être à la fois de petite taille et servir à plusieurs usages. Un tel système sans rail est utilisé à la mine Deep Copper de la Falconbridge, à Sudbury, où des citernes versent du coulis de ciment dans des chargeuses à godet de 1 à 2 m cubes, transportant des résidus de galeries d'avancement de l'ordre de 1 000 tonnes de remblai par jour dans des chantiers de 3 à 4 m de largeur. Le facteur de compacité et d'étanchéité est atteint partiellement en utilisant des flèches de 4 m de longueur équipées de lames tournantes de 1,4 m de largeur montées sur des chargeuses à godet converties de deux mètres cubes. Dans cet exemple, on a constaté qu'un mélange de laitier de ciment effectué en cours de route avec le matériau de remblai, a donné des propriétés bien plus rigides in situ qu'une méthode d'inondation et de filtration (Hopkins, 1988), sans doute à cause de la compacité réalisée par la technique de mise en place.

Il n'est pas forcément nécessaire d'ajouter du ciment ou des cendres pour obtenir un remblai rocheux rigide lorsqu'on n'envisage pas de récupérer les piliers (sauf dans le cas d'exploitation par chambres remblayées inversées ou d'un abattage par trous profonds). La conception du remblai est basée en grande partie sur les données des essais uniaxiaux en laboratoire et celles-ci sont probablement trop modérées pour former un indice de rigidité pour la mise en place dans un chantier confiné. Malheureusement, il y a très peu de données triaxiales sur les matériaux de remblai rigide (Gonano et al., 1978) et ce n'est que récemment que des évaluations de données triaxiales tirées d'ouvrages de génie civil visant les remblais ont été effectuées (Swan, 1991). Alors que les résultats démontrent clairement qu'il y a augmentation disproportionnée de la résistance et de la rigidité en situation de confinement accru, aucune donnée n'existe pour des pressions de confinement supérieures à 5 MPa. Dans des situations d'exploitation de filons minces, les contraintes induites par la convergence atteignent des valeurs de plus de 5 MPa selon des mesures in situ (Gurtunca et al., 1989) et des modèles numériques (Swan et al., 1989). À l'heure actuelle, les meilleures données



disponibles relie le rapport des vides au module d'élasticité tangent pour une contrainte de confinement de 2,5 MPa s'exerçant sur des cylindres de remblai rocheux cimentés et non cimentés, en laboratoire, comme on le voit à la figure 6.15. Pour le moment, ces données ne démontrent pas la valeur du ciment dans un remblai rocheux confiné.

### 6.5.3 Utilisation du remblayage pour contrôler la rupture violente de piliers

Le rôle habituel que joue le remblai pour atténuer les coups de toit est celui d'être aussi rigide que possible et d'être placé aussitôt que possible. Ainsi, la charge est transférée au remblai et celui-ci peut modifier de manière significative le bilan énergétique, comme on l'a vu à la section 6.5.1. En d'autres mots, le remblai agit comme un pilier de remplacement.

Ce concept du rôle de soutien du remblai ne convenait pas aux mines plates exploitées par chambres et piliers, comme celles d'Elliot Lake, parce que :

- la convergence du chantier est faible et est principalement contrôlée par la déformation élastique des piliers; et
- le remblai ne peut être installé qu'à la fin du cycle d'exploitation après que la convergence a eu lieu dans sa majeure partie.

Blight et Clarke (1983) ont été les premiers, en Afrique du Sud, à conclure que le remblayage pouvait avoir un autre rôle en modifiant le comportement des piliers après la rupture. Ils ont fait des essais en laboratoire sur des échantillons de quartzite confinés par différents types de remblai. Un matériau de remblayage tendre (résidus cimentés) n'a eu aucun effet sur la résistance maximale de l'échantillon rocheux, mais a donné une résistance résiduelle élevée après la rupture. Un matériau de remblayage rigide (remblai rocheux cimenté) par ailleurs, a augmenté la résistance de l'échantillon rocheux et produit une résistance résiduelle graduellement plus élevée.

Swan et Board (1989) ont refait ces essais avec des échantillons de quartzite et des résidus cimentés disponibles à la mine Denison, à Elliot Lake. On voit à la figure 6.16, la disposition de l'expérience, et à la figure 6.17, les courbes de contrainte-convergence. Deux types d'essais ont été menés : le remblai rigide où la roche et le remblai étaient tous deux chargés, et la roche dépassant le bord de sorte que seule la roche était chargée. Les échantillons de roche avaient un

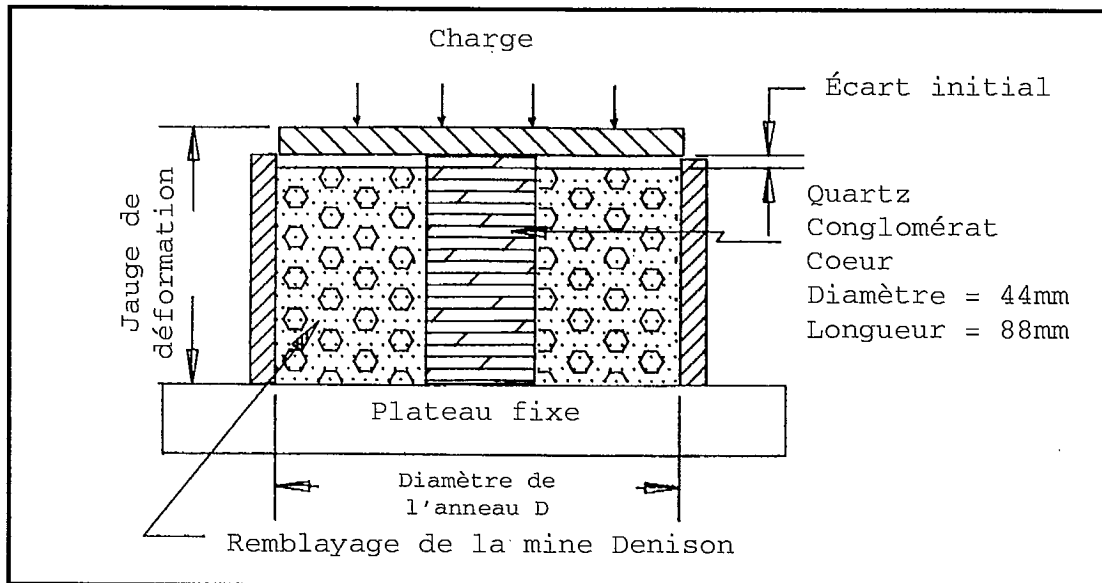


Fig 6.16 - Disposition des essais en laboratoire de roche et matériau de remblai.

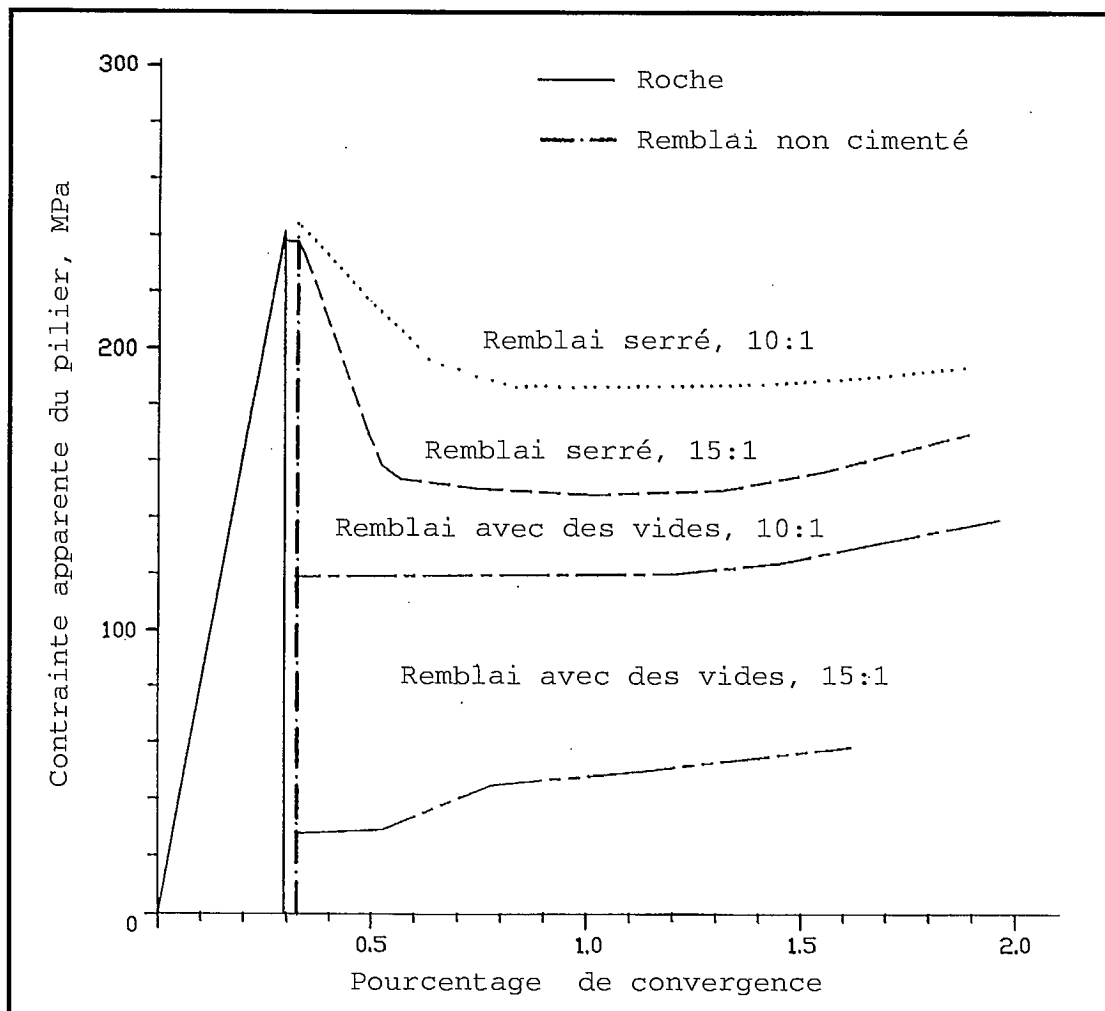


Fig 6.17 - Caractéristiques de contrainte-convergence de la roche entourée par différents types de remblais.

diamètre de 44 mm et une hauteur de 88 mm.

Les graphiques de la figure 6.17 montrent que la roche seule s'est rompue violemment, avec une réduction instantanée de contrainte depuis la résistance maximale jusqu'à zéro. Lorsque la roche était entourée de résidus miniers non cimentés, on a constaté la même rupture violente. Les échantillons de roches entourés par des résidus cimentés à 15:1 et 10:1, avec la roche dépassant le remblai, présentent aussi une réduction instantanée de la contrainte à partir de la résistance maximale, mais la contrainte se stabilise à des niveaux de résistance résiduelle de 6 % et de 50 % de la résistance maximale. La contrainte s'est alors légèrement accrue avec l'augmentation de la convergence. Les échantillons rocheux entourés par un remblai serré à teneur de 15:1 et 10:1 montraient un comportement différent après la rupture. On a en effet constaté une diminution graduelle de la contrainte allant de la résistance maximale et se stabilisant à 60 % et à 75 %, respectivement, de la résistance maximale, pour augmenter légèrement avec la convergence supplémentaire. Dans ces deux cas, la rupture n'a pas été violente.

Ces essais ont confirmé les premières conclusions de Blight et Clark (1983) selon lesquelles un remblai de résidus cimentés n'a aucun effet sur la résistance maximale de la roche, mais accroît sensiblement sa résistance résiduelle. Cependant, cela ne s'applique qu'au remblai serré à forte teneur en ciment de 10:1 et de 15:1. On a pensé alors qu'en augmentant l'échelle de l'expérience du laboratoire aux conditions souterraines, les mélanges de ciment plus maigres produiraient les mêmes résultats.

Par la suite, on a répété les essais de laboratoire sur des échantillons de quartzite plus grands de la mine Denison, mesurant 133 mm de diamètre et 333 mm de long, dans un gros cylindre de 300 mm de diamètre (Arjang, 1991). On a aussi utilisé des mélanges de ciment plus maigres. On en voit à la figure 6.18 les résultats sous forme de résistances résiduelles en fonction des teneurs en ciment. Le remblai à teneur de 10:1 présentait une résistance résiduelle moyenne de 71 % du total de la résistance maximale, comme pour les essais antérieurs. Les mélanges plus maigres de 20:1, 30:1, 40:1 et 50:1, et les résidus sans ciment présentaient des résistances résiduelles qui diminuaient graduellement avec la baisse de la teneur en ciment. Les échantillons entourés de résidus miniers sans ciment à teneur de 50:1 se sont encore rompus violemment, et ceux de 40:1 semi-violemment. Autrement tous les autres mélanges plus riches de 30:1, 20:1 et 10:1 se sont

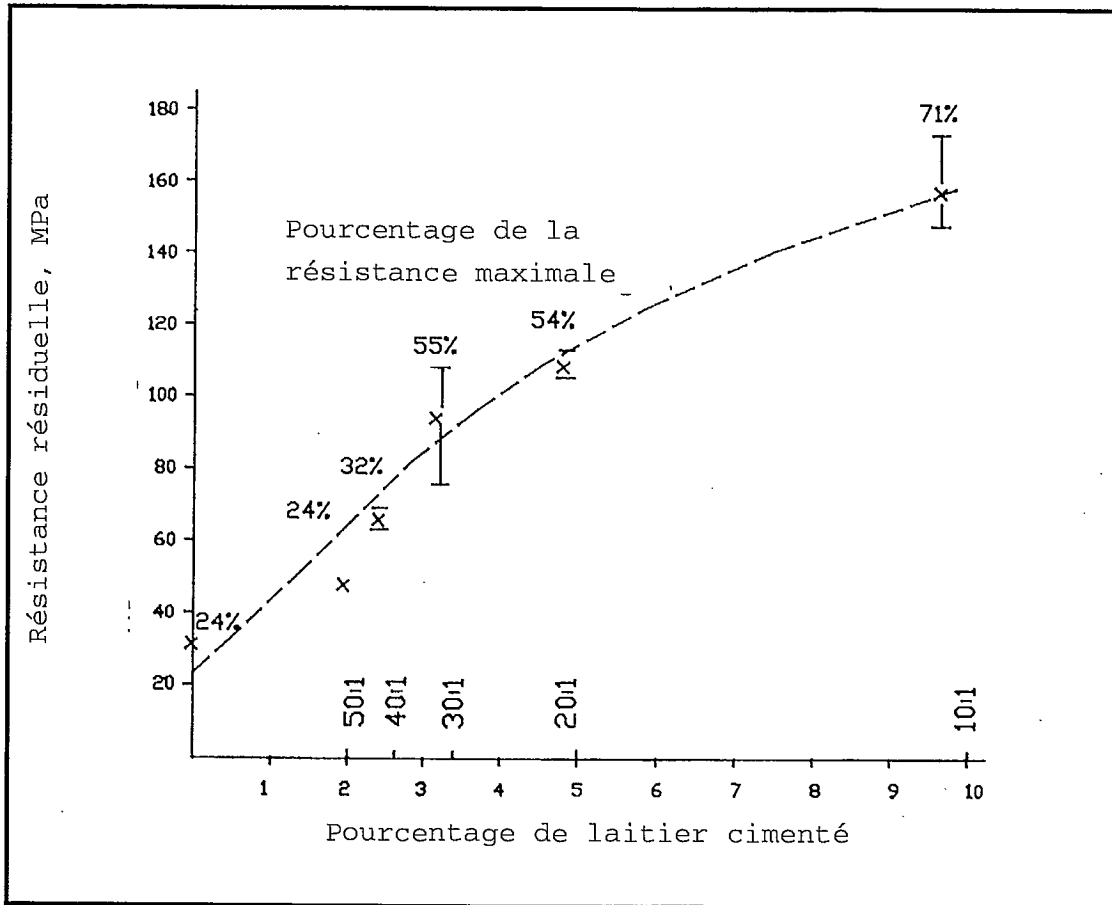


Fig 6.18 - Variation de la résistance résiduelle avec teneur en ciment (d'après Arjang, 1991).

rompus de façon non violente. On a constaté aussi que les échantillons entourés par un remblai de 10:1 présentaient une résistance maximale supérieure aux autres échantillons.

Fry et Hustrulid (1990) ont fait des essais sur un calcaire faible (d'une résistance uniaxiale de 60 MPa comparée à une résistance de 200 MPa dans le quartzite) entouré de sable meuble. Ils ont conclu que l'échantillon confiné par du sable avait une résistance d'environ 30 % plus élevée, qu'il s'était rompu non violemment et que sa résistance avait très peu diminué. La capacité portante continuait alors d'augmenter à mesure que la convergence s'intensifiait. En outre, des pressions latérales significatives se sont développées à l'intérieur du remblai après la rupture, et la contrainte s'est déplacée vers le centre de l'échantillon rocheux.

Ces quatre séries d'essais en laboratoire montrent que les roches ou les piliers faibles nécessitent un remblai avec peu ou pas de ciment. Pour les roches ou piliers solides, il faut un remblai plus rigide avec une teneur plus élevée en ciment.

Au milieu des années 1980, la détérioration des piliers a commencé dans la mine Denison, dans la zone périmétrique contiguë à la mine Quirke de la Rio Algom, et directement en pendage aval de la zone principale des coups de toit à la mine Quirke. Pour améliorer la stabilité régionale du côté de la mine Denison du pilier périmétrique, on a procédé au remblayage au début de 1985. Pour stabiliser les piliers, on a déversé des résidus déschlämmés et du laitier de ciment dans un rapport de 30 à 1, avec une densité de boue de 55 %. On a poursuivi le remblayage pendant six ans afin de créer un corridor adjacent au pilier périmétrique. Un système microsismique commun avait été installé antérieurement pour détecter l'activité sismique dans la zone périmétrique (Pritchard et al., 1991).

Dans certains cas, la mise en place de remblais a coïncidé avec un accroissement de l'activité microsismique. On pense que l'eau se trouvant dans le remblai a pénétré dans les petites fractures au bord du pilier, diminuant ainsi le frottement et la cohésion sur ces fractures. Cependant, une fois que les piliers ont été encastés dans le remblai, l'activité sismique a pour ainsi dire disparu. On le voit d'ailleurs dans les deux exemples des figures 6.19 et 6.20. En mai 1986, environ 60 événements sismiques dont la magnitude a atteint 2,2 Mn, se sont produits dans les fronts 33 et 35 de la mine Denison. Tous ces événements se sont produits dans des piliers non remblayés,



Fig 6.19 - Emplacement de l'activité sismique en mai 1987 à la mine Denison.

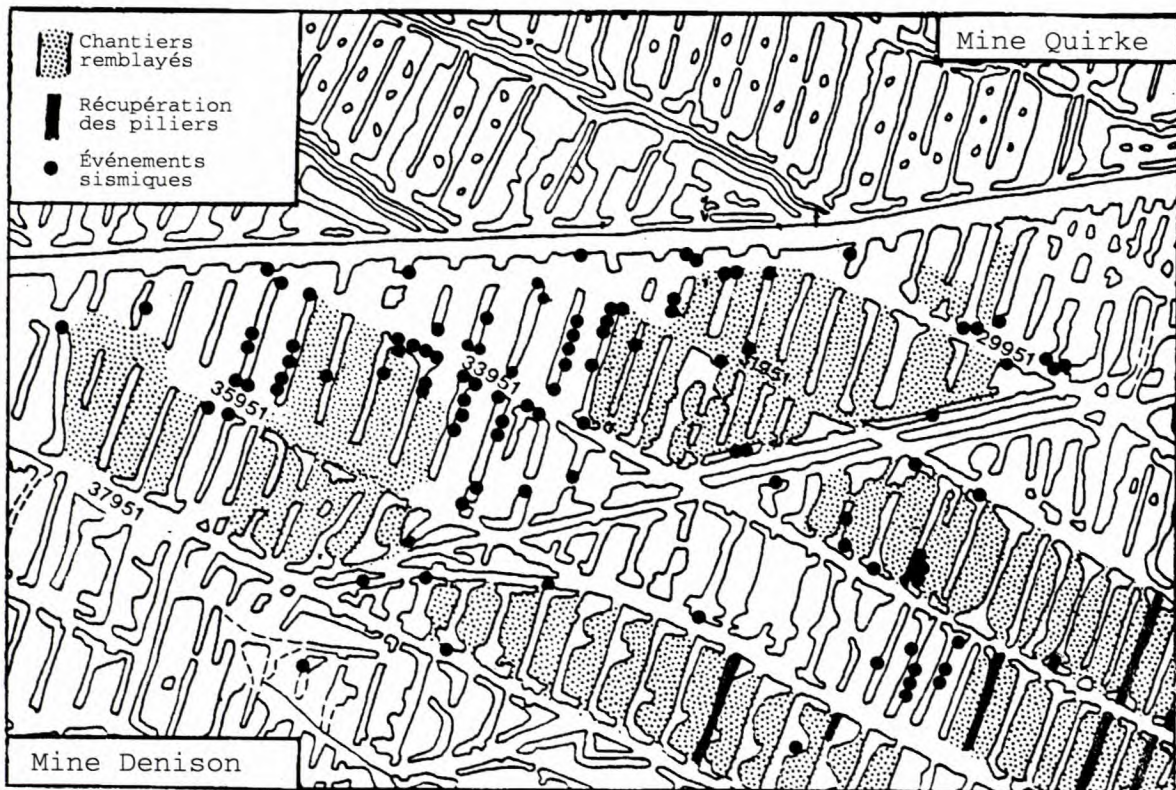


Fig 6.20 - Emplacement de l'activité sismique en 1989 à la mine Denison.

alors qu'il n'y a pas eu d'activité sismique dans les zones remblayées adjacentes. On voit à la figure 6.20 l'emplacement des événements sismiques de 1989. Là encore, la majorité des événements se sont produits au bord de la zone remblayée dans des piliers qui n'étaient pas entourés de remblais. Les exceptions ont été les événements survenus dans la zone où les piliers étaient récupérés entre les chantiers remblayés. Depuis qu'on a procédé au remblayage, aucun événement sismique de plus de 1,0 Mn ne s'est produit dans un pilier entouré de remblais, alors que des coups de toit ayant atteint jusqu'à 2,8 Mn se sont produits dans des piliers adjacents qui n'étaient pas entourés de remblai.

D'après les observations faites en laboratoire et in situ, il semble que le remblayage cimenté peut contrôler la libération d'énergie sismique. On en voit l'illustration conceptuelle à la figure 6.21. Un pilier tout seul subit, à sa rupture, une diminution instantanée de contrainte, depuis la résistance maximale jusqu'à zéro, comme le montre la ligne AB dans la figure 6.21. Un pilier entouré d'un remblai cimenté montre, au moment de la rupture, une réduction graduelle de la contrainte qui se stabilise pour atteindre une résistance résiduelle (environ 50 % de la résistance maximale dans le cas présent), représentée par la ligne AD. À cause de la rupture du pilier, les épontes supérieure et inférieure convergent le long de la courbe de rigidité locale de la mine, représentée par la ligne AC. Le pilier entouré d'un remblai atteint l'équilibre au point D, et au point C lorsqu'il n'y a pas de remblayage. La zone située sous la courbe de rigidité locale de la mine représente l'énergie sismique libérée. Dans l'exemple en question, le pilier entouré par un remblai ne libère que 8 % d'énergie sismique, par comparaison avec un pilier non remblayé. Cela pourrait expliquer l'élimination quasi complète de l'activité sismique que l'on a observée dans les piliers souterrains remblayés.

Étant donné qu'un remblai non consolidé peut contrôler la rupture violente des piliers dans les mines exploitées par chambres et piliers, il devrait aussi être appliqué à d'autres méthodes d'extraction où les piliers sont encastrés dans des remblais, comme dans le cas de piliers de renfort et des piliers de séparation dans l'exploitation par chambres remblayées transversales. En règle générale, les coups de toit peuvent se produire dans les piliers de renfort et de séparation aux première et deuxième coupes, quand le remblayage n'a pas encore été placé. La rupture des piliers aux coupes suivantes n'est généralement pas violente (Oliver et al., 1987).

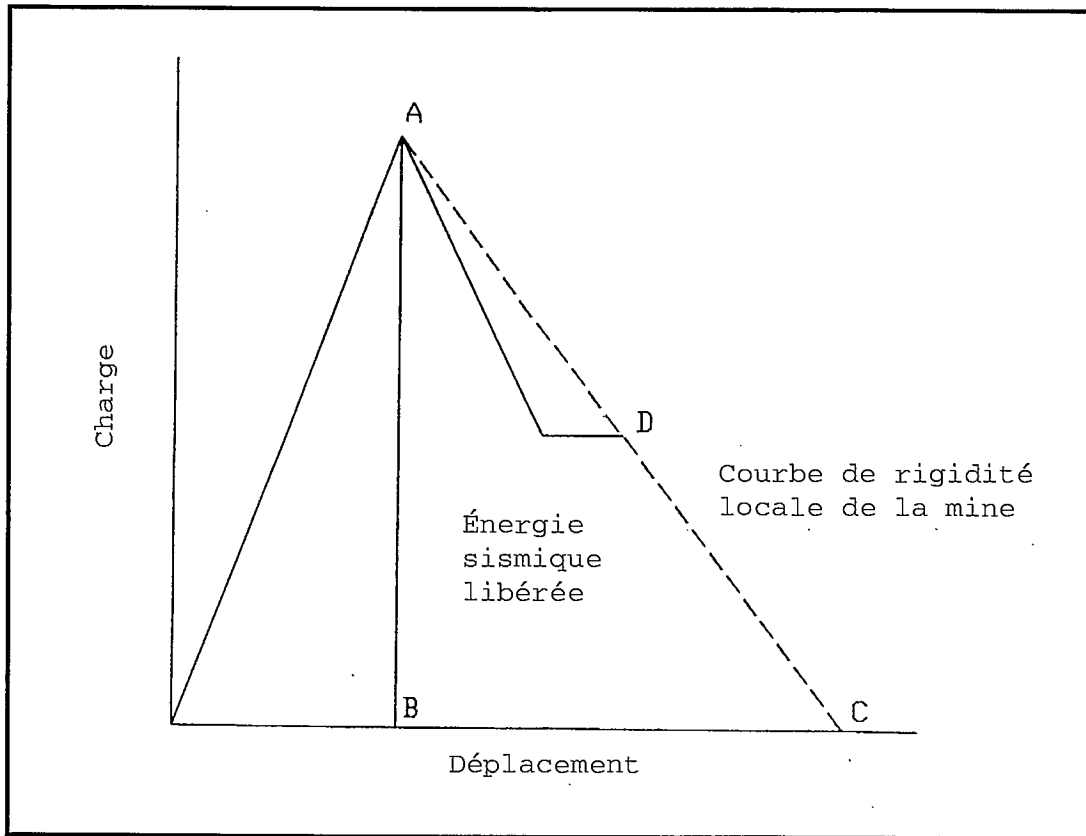


Fig 6.21 - Concept de la diminution de l'énergie sismique libérée quand un pilier est entouré d'un remblai cimenté.



Morrison et Galbraith (1990) ont signalé une série de coups de toit importants dans des piliers transversaux. Mais dans ce cas, le remblayage était en retard et les chantiers adjacents n'avaient été remblayés que partiellement.

## 6.6 RÉFÉRENCES

Arjang, B. (1991), Preliminary results of pillar-backfill confinement tests. Rapport de division LRM 91-063(TR), CANMET, Énergie, Mines et Ressources Canada.

Biskup, E. et Kaiser, P.K. (1990), Fault property determination at two Inco Mines. Geomechanics Research Centre, Université Laurentienne, Sudbury, Ontario.

Blight, G.E. et Clarke, I.E. (1983), Design and properties of stiff fill for lateral support of pillars. Proc. Int. Symp. on Mining with Backfill, Lulea, Sweden, pp. 303-307.

Brummer, R.K. (1991), Algebraic modelling of energy balances in backfill/rock interaction. Golder Associates Report, Canadian Rockburst Research Program.

Brummer, R.K. et Rorke, A.J. (1988), Case studies on large rockbursts in South African gold mines. Proc. 2nd Int. Symp. Rockbursts and Seismicity in Mines, Minneapolis, 1990, Balkema, Rotterdam.

Dickout, M.H. (1962), Ground control at the Creighton Mine of the International Nickel Company of Canada Limited. Proc. 1st Can. Rock Mech. Symp., McGill University, Montréal, pp. 121-139.

Fry, M.F. et Hustrulid, W.A. (1990), Split platen results with application to backfill at great depths. Proc. Int. Deep Mining Conf., Technical Challenges in Deep Level Mining, Johannesburg, S. African Inst. Min. Metall, pp. 13051314.

Gonano, L.P., Kirkby, R.W. et Dight, P.M. (1978), Triaxial testing of cemented rockfill. Tech. Report 72, SCIRO, Australia.

Gurtanca, R.G., Jager, A.J., Adams, D.J. et Gonlag, M.D. (1989), The in situ behaviour of backfill materials and the surrounding rockmass in South African gold mines. Proc. 4th Int. Symp. Mining with Backfill, Montréal.

Hedley, D.G.F. (1984), Utilization of backfill support in longitudinal cut-and-fill mining. Rapport de division LRM 84-76(TR), CANMET, Énergie, Mines et Ressources Canada.

Hodgson, K. et Joughin, N.C. (1967), The relationship between energy release rate, damage and seismicity in deep mines. Proc. 8th U.S. Rock Mech. Symp., Minnesota, pp. 194-209.

Holmes, R.D. et Reeson, J.A. (1988), Excess shear stress (ESS) - a case study. Proc. 2nd Int. Symp Rockbursts and Seismicity in Mines, Minneapolis, 1990, Balkema, Rotterdam.

Hopkins, P. (1988), Strathcona deep copper zone consolidated rockfill option background data. Internal Report, Falconbridge Ltd.

Jaeger, J.C. et Cook, N.G.W. (1976), Fundamentals of rock mechanics. 2nd edition, Methuen, Londres.

Morrison, D.M. et Galbraith, J.E. (1990), A case history of Inco's Copper Cliff North Mine Proc. 31st U.S. Rock Mech. Symp., Golden, Colorado.

Morrison, R.G.K. (1942), Report on the rockburst situation in Ontario mines. Trans. C.I.M., vol. 45, pp. 225-272.

Nicholson, D.E. et Wayment, W.R. (1964), Properties of hydraulic backfills and preliminary vibratory compaction tests. Report of Investigations RI 6477, United States Bureau of Mines.

Oliver, P., Wiles, T., MacDonald, P. et O'Donnell, D. (1987), Rockburst control measures at Inco's Creighton Mine. Proc. 6th Conf. on Ground Control in Mining, West Virginia.

Pritchard, C., Townsend, P. et Hedley, D.G.F. (1991), Use of backfill to control violent pillar failure at Denison Mine.

Quesnel, W. (1988), Optimum grading for Hemlo Mine CRF. Internal Report, Lac Minerals.

Robson, W.T. (1946), Rock-burst incidence, research and control measures. Trans. C.I.M., vol. 49, pp. 347-374.

Robson, W.T., Adamson, J.C. et Selnes, W.E. (1940), Rock-bursts at Lake Shore Mines. Trans. C.I.M., vol. 43, pp. 7-30.

Robson, W.T., Selnes, W.E. et Seymour, M.E. (1957), Rockburst control measures at Lake Shore Mines Limited. Proc. 6th Commonwealth Min. & Met. Congr., Ottawa, Canada, pp. 376-384.

Ryder, J.A. (1986), Excess shear stress (ESS) assessment of geologically hazardous situations. In: Mining in the Vicinity of Geological and Hazardous Structures. S. African Inst. Min. Metall, Transvaal, S. Africa.

Ryder, J.A. (1987), Excess shear stress (ESS): an engineering criterion for assessing unstable slip and associated rockburst hazards. Proc. 6th ISRM Rock Mech. Congr., Montréal, pp. 209-218.

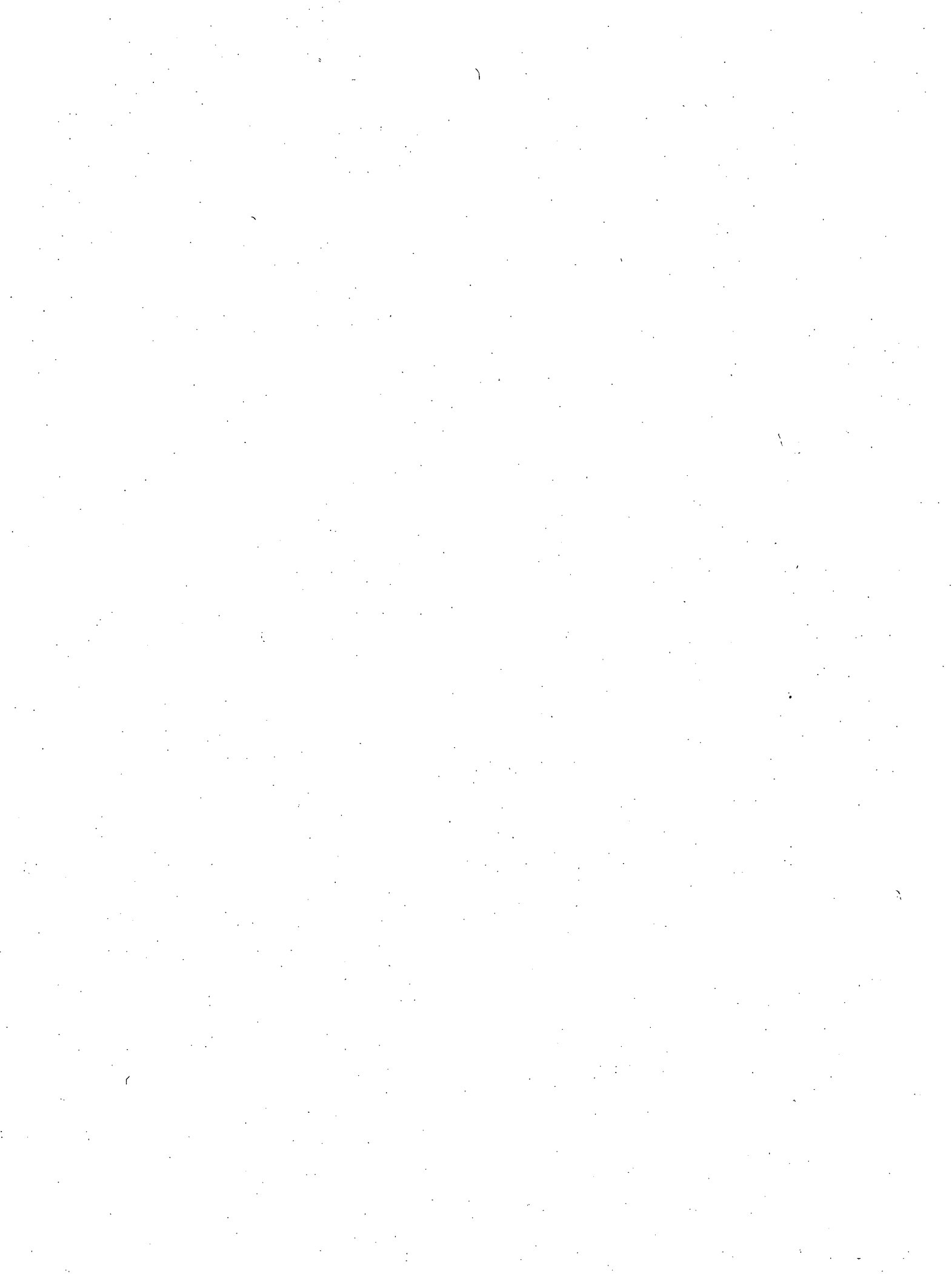
Scholz, C.H. (1991), Earthquakes and faulting: self-organized critical phenomena with a characteristic dimension. Proc. NATO ASI Spontaneous Formation of Space-Time Structures and Criticality. T. Riste (dir.), Kluwer Acad. Publ.

Swan, G. (1991), On cemented vs. uncemented rockfill in overhand CAF mining. Rapport interne, Falconbridge Ltée.

Swan, G. et Board, M. (1989), Fill-induced post-peak pillar stability. Proc. 4th Int. Symp. Innovations in Backfill Technology, Montréal.

Swan, G., Steed, C., Espley, S.J., O'Hearn, B. et Allan, G.R. (1989), Strathcona deep copper zone: geomechanics investigation. Rapport interne, Falconbridge Ltée.

Uhle, R.J. et van Zyl, D. (1990), Shear strength and deformation parameters of rockfill related to particle size. Proc. 31st U.S. Rock Mech. Symp., Colorado.



## 7. CONTRÔLE DES DÉGÂTS CAUSÉS PAR LES COUPS DE TOIT



Laçage utilisé dans les zones sujettes aux coups de toit à la mine Strathcona.



Poteaux et poutres de bois endommagés à la mine Macassa.

## 7. CONTRÔLE DES DÉGÂTS CAUSÉS PAR LES COUPS DE TOIT

### 7.1 INTRODUCTION

Il est parfois impossible d'empêcher les coups de toit de se produire, soit à cause des contraintes in situ très élevées, soit à cause des pratiques minières du passé qui peuvent avoir créé un milieu propice aux coups de toit. Dans ces circonstances, pour protéger les travailleurs, il faut installer un système de soutènement qui puisse contrôler et résister aux dégâts dûs aux coups de toit.

Les essais de systèmes divers de soutènement ont commencé au cours des années 1930 dans les mines de l'Ontario. Les revêtements en béton et les poteaux et poutres de bois classiques utilisés à l'époque, ne permettaient pas de contrôler les dégâts causés par les coups de toit. Au début, on a eu tendance à installer des systèmes plus solides et plus rigides, surtout en introduisant des boulons d'ancrage et des barres d'armature mécaniques. Ces systèmes de soutènement ont réussi à contrôler les dommages causés par les coups de toit de faible magnitude, mais ont été inefficaces contre les événements plus importants. On a constaté alors que la rigidité du soutènement contribuait au problème. C'est pourquoi des soutènements ayant des propriétés de déformabilité ont été adoptés, par exemple des soutènements de type à frottement. On a aussi reconnu l'importance du grillage d'acier utilisé de pair avec les soutènements à frottement.

Le problème des coups de toit est bien plus grave dans les mines d'or d'Afrique du Sud que dans celles de l'Ontario. Il fallait donc trouver des systèmes de soutènements capables de résister aux coups de toit. C'est ce qui a mené à la mise au point des éléments de soutènement hydraulique de déformation rapide qui pouvaient s'adapter à des convergences de 2 m/s. Ces types de soutènement sont propres aux mines sud-africaines. (c.-à-d. des chantiers d'un mètre de haut) et n'ont pas d'application générale dans les mines de l'Ontario.

Dans les galeries de roulage, un système de soutènement par laçage a été installé. Il s'agit de barres d'armature cimentées dans les forages, de grillage métallique et câbles d'acier tendus entre les barres selon une configuration en losange. Ce genre d'agent de soutènement s'est avéré très efficace et a survécu à des coups de toit d'une magnitude de 4,0 se produisant à une distance d'à peine quelques dizaines de mètres. Ce type de soutènement trouve une application générale dans les mines ontariennes; la première installation de

laçage a été mise en place dans la mine Strathcona de la Falconbridge (Davidge et al., 1988).

La mise au point de ces techniques de soutènement s'est faite de façon intuitive par de multiples essais afin d'être adaptée à des applications précises. Ce n'est qu'au début des années 1980 que Wagner a mis au point, en Afrique du Sud, la base théorique de la conception de systèmes de soutènement pour supporter les coups de toit.

Entre 1984 et 1990, on a enregistré 391 événements sismiques d'une magnitude de 2,0 ou plus dans les mines de l'Ontario. On en voit à la figure 7.1 la répartition par magnitude. Comme on pouvait s'y attendre, les événements de faible magnitude sont beaucoup plus nombreux que les événements de forte magnitude. La distribution peut être divisée en trois grands groupes. Les magnitudes se situant entre 2,0 et 2,4 représentent 65 % du total, et les dégâts qui y sont associés sont peu importants en règle générale, soit un déplacement de quelques tonnes de roches. Il y a eu quelques exceptions toutefois : deux coups de toit d'une magnitude de 2,0 ont déplacé 800 tonnes de roches dans une galerie isolée de la mine Strathcona. Les événements de magnitude 2,5 à 2,9 représentent 30 % du total, et des dégâts plus importants sont prévus, de l'ordre de dizaines de tonnes de roches. Ceux d'une magnitude de plus de 3,0 ne comptent que pour 5 % du total, mais les dégâts causés sont souvent plus graves car ils déplacent des centaines, voire des milliers de tonnes de roches. Sur cette période de sept ans, il y a eu en moyenne trois événements de ce genre par année en Ontario.

Du point de vue de la conception des soutènements, ce n'est probablement que le laçage qui peut survivre à des événements d'une magnitude supérieure à 3,0 si ceux-ci se produisent à proximité des chantiers d'exploitation. Pour les événements de magnitude inférieure, il existe toute une gamme de techniques de soutènement pouvant contrôler les dégâts.

## **7.2 VITESSE, ACCÉLÉRATION ET DÉPLACEMENT MAXIMAUX DES PARTICULES**

Dans les études de sautages et de coups de toit, la vitesse maximale des particules et, dans une moindre mesure, leur accélération et leur déplacement maximaux, sont les critères principaux d'évaluation des dégâts causés aux systèmes de soutènement et aux structures souterraines.

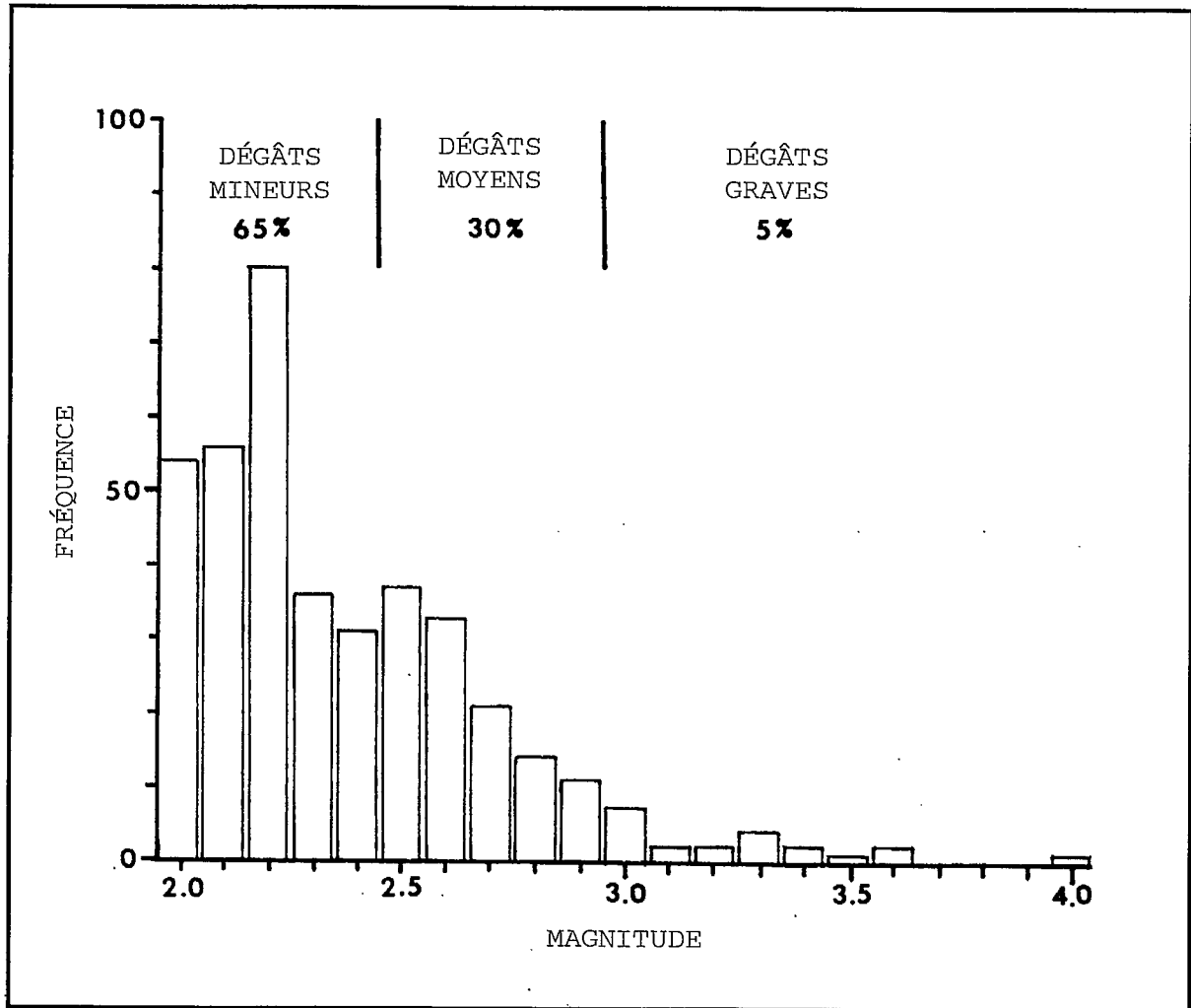


Fig. 7.1 - Distribution des événements sismiques dans les mines de l'Ontario, 1984-1990.



Comme nous l'avons vu à la section 5.2, il y a deux types d'ondes associées aux coups de toit. Les ondes P, ou ondes de compression, sont des vibrations radiales qui se déplacent dans la même direction que le front d'onde à une vitesse d'environ 6,2 km/s dans les mines de roches dures. Les ondes S ou ondes de cisaillement, sont des vibrations transversales qui se déplacent perpendiculairement au front d'onde à une vitesse d'environ 3,6 km/s.

La vitesse maximale des particules de ces vibrations est située assez souvent dans l'onde S. À partir des mesures prises par les capteurs triaxiaux dans un certain nombre de mines ontariennes, la vitesse maximale des particules de l'onde P est d'environ 45 % de la vitesse maximale des particules de l'onde S.

La vitesse, l'accélération et le déplacement maximaux des particules dépendent de la magnitude du coup de toit et diminuent avec la distance à partir de la source. Dans les études de sautages, on se sert d'un facteur d'échelle de racine cubique pour tenir compte de la distance à partir de la source (R) et du poids de l'explosif (W) selon la forme suivante :

$$u = K \left( \frac{R}{W^{1/3}} \right)^n \quad \text{Eq 7.1}$$

où, u = vitesse, accélération ou déplacement maximaux des particules  
 n = facteur d'atténuation ou de décroissement  
 K = constante

On utilise le facteur de racine cubique puisque le rapport de la distance au volume de l'explosif (proportionnel au poids) devient sans dimension. Pour utiliser ce type de relation dans le cas des coups de toit, il faut trouver un remplaçant au poids de l'explosif. L'énergie chimique contenue dans un explosif est proportionnelle à son poids. De même, la magnitude d'un coup de toit est proportionnelle au logarithme de son énergie sismique. On peut donc, dans une première approximation, transformer ainsi l'équation 7.1 :

$$u = K \left( \frac{R}{10^{M/3}} \right)^n \quad \text{Eq 7.2}$$

où, M = magnitude du coup de toit  
 et on appelle le terme entre parenthèses la distance étalonée.

La figure 7.2 montre la relation entre la vitesse, l'accélération et le déplacement maximaux et la distance étalonée. Ces mesures ont été

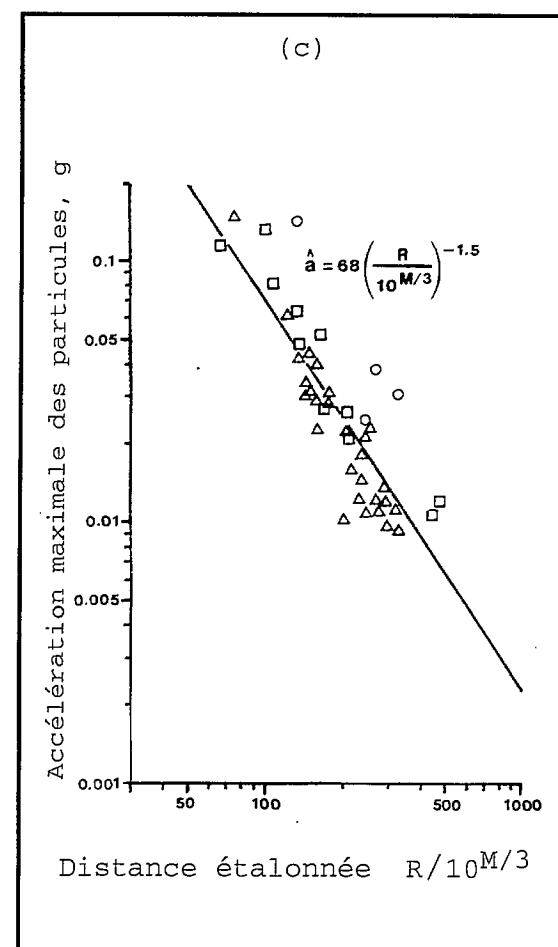
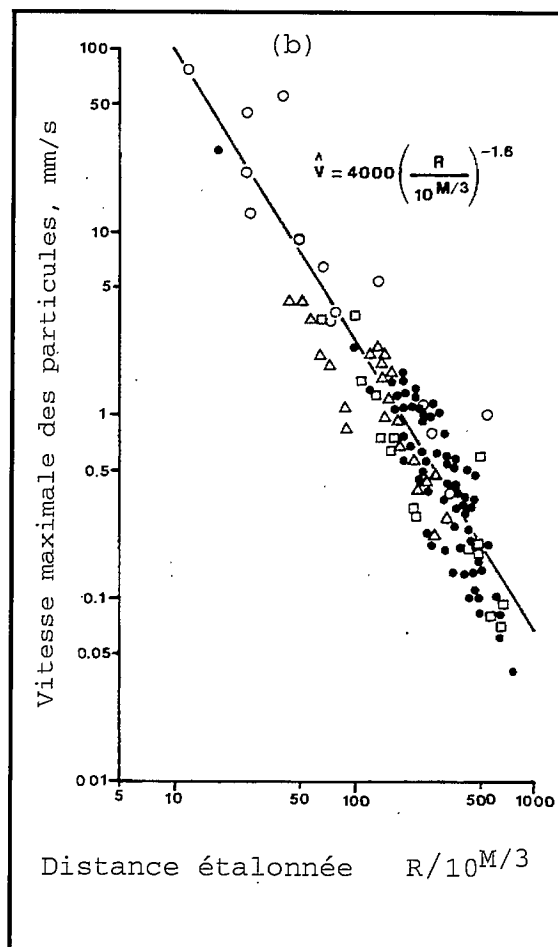
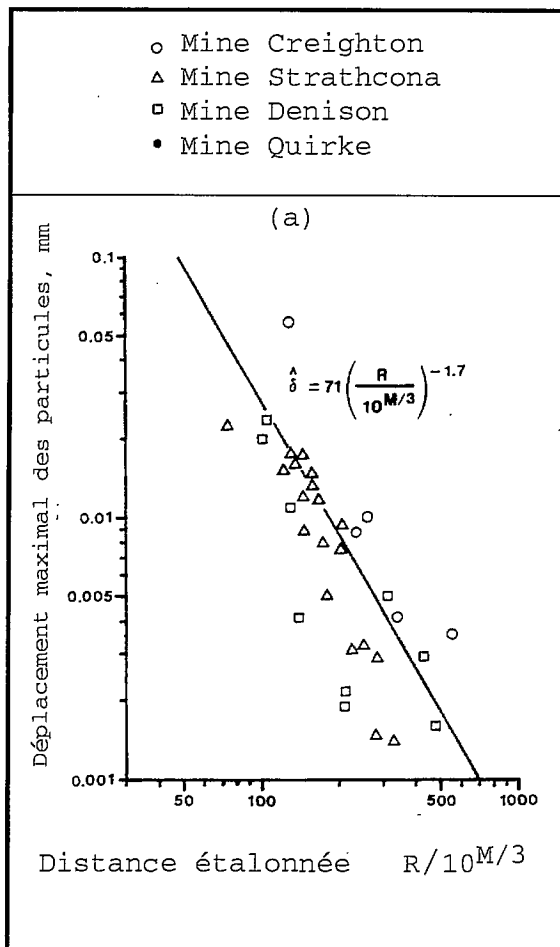


Fig. 7.2 - Déplacement, vitesse et accélération maximaux des particules en fonction de la distance étalonnée.

enregistrées par les capteurs triaxiaux dans un certain nombre de mines ontariennes et une somme vectorielle a été calculée. On a mesuré directement les accélérations et les vitesses, et on a obtenu certaines vitesses et déplacements en intégrant les formes d'onde d'accélération et de vitesse.

Les relations moyennes entre l'atténuation et la distance étalonnée, pour le déplacement, la vitesse et l'accélération, peuvent être exprimées comme ceci :

$$\hat{\delta} = 71 \left( \frac{R}{10^{M/3}} \right)^{-1.7} \quad \text{Eq 7.3}$$

$$\hat{v} = 4\,000 \left( \frac{R}{10^{M/3}} \right)^{-1.6} \quad \text{Eq 7.4}$$

$$\hat{a} = 68 \left( \frac{R}{10^{M/3}} \right)^{-1.5} \quad \text{Eq 7.5}$$

où,  $\hat{\delta}$  = déplacement maximal des particules en mm

$\hat{v}$  = vitesse maximale des particules en mm/s

$\hat{a}$  = accélération maximale des particules en g (gravité)

R = distance à partir de la source en m

M = magnitude du coup de toit sur l'échelle de Nuttli.

Les coefficients d'atténuation pour le déplacement, la vitesse et l'accélération sont très proches, variant dans une fenêtre étroite de 1,5 à 1,7.

Un type d'équation différent est utilisé dans les mines d'or sud-africaines pour corréliser la vitesse maximale des particules, la magnitude du coup de toit et la distance (McGarr, 1981, Spottiswoode, 1984; et Gibbon, 1986).

$$\log (R\hat{v}) = 0,5 M + 2,81 \quad \text{Eq 7.6}$$

Dans cette équation,  $\hat{v}$  s'exprime en mm/s et R en m. On peut la réarranger en un format de type sautage selon la formule suivante :

$$\hat{v} = 645 \left( \frac{R}{10^{M/2}} \right)^{-1} \quad \text{Eq 7.7}$$

Dans ce cas, la dépendance en  $R^{-1}$  représente simplement la progression géométrique du front d'onde dans une roche d'un comportement parfaitement élastique, et correspond ainsi à la vitesse au champ lointain.

Si on peut faire l'approximation des vibrations par des ondes sinusoïdales, alors le déplacement, la vitesse et l'accélération sont reliés entre eux par la fréquence  $f$  :

$$\hat{v} = 2\pi f \hat{\delta} \quad \text{Eq 7.8}$$

$$\hat{a} = 2\pi f \hat{v} \quad \text{Eq 7.9}$$

Ces relations sont normalement tracées sur du papier à quatre axes pour produire un spectre de réponse. La figure 7.3 illustre les spectres de trois coups de toit : un événement de magnitude 2,7 à une distance de 87 m, un événement de magnitude 3,6 à une distance de 2 080 m et un événement de magnitude 2,6 à une distance de 1 800 m. La forme des spectres est identique et ressemble à un triangle tronqué, même si les amplitudes varient selon la magnitude et la distance. Les fréquences dominantes sont définies par la section à vitesse constante, et couvre pour ces événements une bande comprise entre 15 à 50 Hz. L'intersection des lignes de déplacement et de vitesse maximaux est, dans ces cas, très proche de la fréquence-coin calculée à partir de l'analyse de densité spectrale. Cette intersection représente aussi la fréquence à laquelle l'énergie sismique maximale est libérée.

### 7.3 CRITÈRES RELATIFS AUX DÉGÂTS

Les critères des dégâts basés sur la vitesse maximale des particules proviennent généralement des études sur les sautages dans des tunnels. Lenhardt (1988) a eu recours aux études sur les sautages effectuées par Langefor et Kihlstrom (1963) pour évaluer les dégâts causés par les coups de toit à la mine d'or Western Deep Levels, en Afrique du Sud. Blake et Cuvelier (1988) se sont servi de critères analogues à la mine Lucky Friday de Hecla, aux États-Unis.

Des éboulements se sont produits à des vitesses aussi faibles que 50 mm/s. La fracturation de roches intactes a commencé à environ 300 mm/s, et des dégâts graves se sont produits à 600 mm/s. Ces critères sont montrés à la figure 7.4 selon la relation magnitude-vitesse-distance que donne l'équation 7.4.

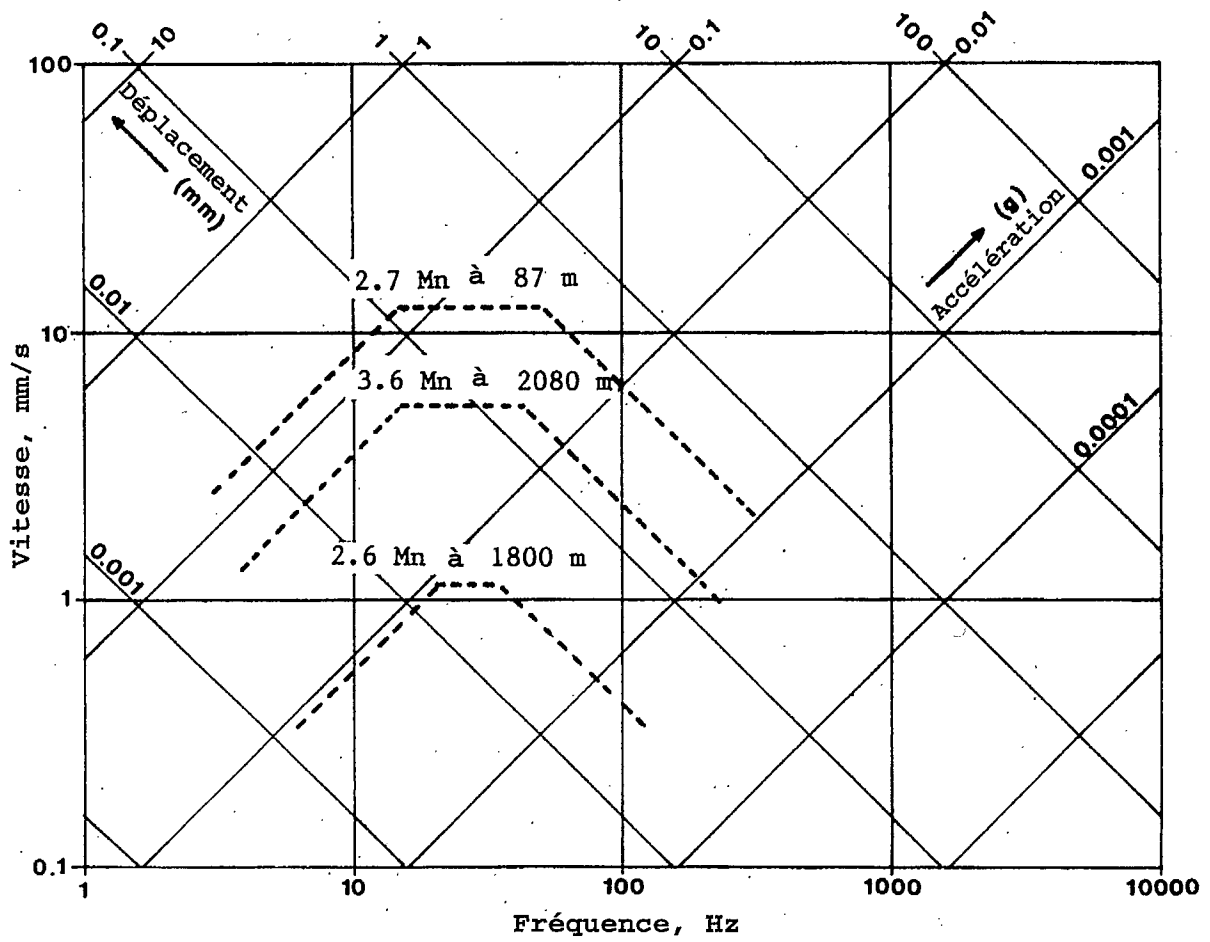


Fig 7.3 - Spectre de réponse des coups de toit de diverses magnitudes et distances.

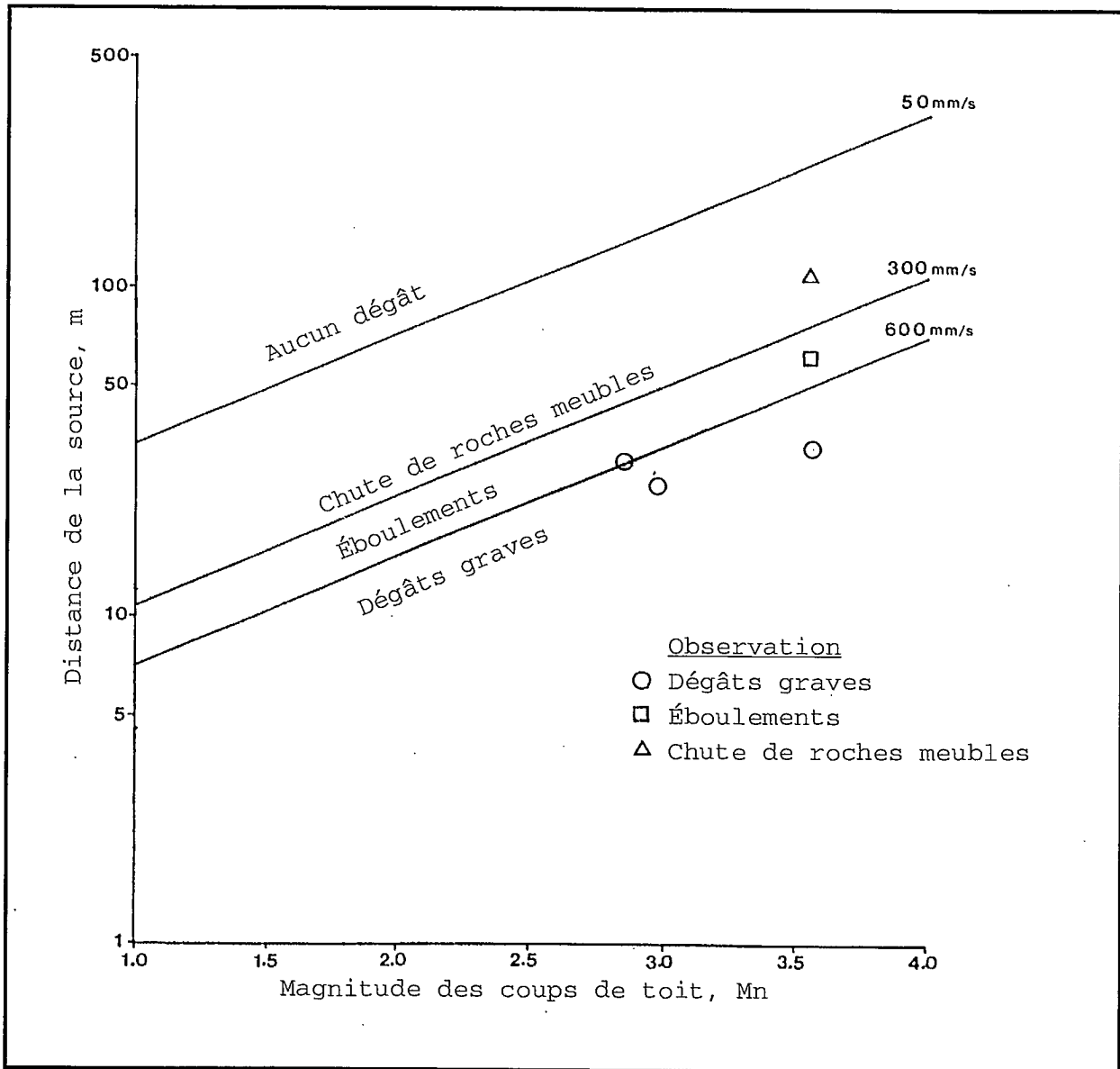


Fig 7.4 - Critères des dégâts selon les études de sautages et quelques observations de coups de toit.

On peut utiliser les rapports sur les dégâts causés par des coups de toit dans certaines mines ontariennes pour vérifier la validité de ces critères. À la mine Creighton de l'Inco, un coup de toit d'une magnitude de 3,6 Mn a gravement endommagé une galerie sur une distance de 31 m, causé des éboulements locaux jusqu'à 57 m de là, et des chutes d'éboulés jusqu'à 100 m plus loin. Encore à la mine Creighton, des dégâts graves ont été causés à 30 m d'un coup de toit d'une magnitude de 2,9 Mn. À la mine Strathcona de la Falconbridge, un coup de toit de 3,0 Mn a causé de graves dégâts à une distance de 25 m.

On trouvera une illustration de ces quelques cas à la figure 7.4, relevé qui concorde avec les critères liés aux dégâts, au moins en ce qui concerne les événements de forte intensité. Mais il semble toutefois qu'il faille considérer les critères des événements de faible intensité avec circonspection, puisqu'on n'a jamais observé de dégâts pour un événement de 1,0 Mn. Le problème est dû probablement à une surestimation de la vitesse maximale des particules près de la source. Selon le format de l'équation 7.4, la vitesse des particules serait infinie près du foyer des coups de toit quelle qu'en soit la magnitude, alors qu'à la source, la vitesse maximale des particules devrait être finie et reliée à la magnitude.

Les critères des dégâts sont aussi fonction du type de soutènement utilisé. Par exemple, un massif rocheux soutenu par un laçage peut survivre à des vitesses de particules élevées sans subir de dégâts sérieux, par comparaison avec un massif rocheux soutenu par des boulons mécaniques.

#### **7.4 MÉCANIQUE DU CHARGEMENT DYNAMIQUE**

La première étude théorique sur la conception de systèmes de soutènement dans un sol sujet à des coups de toit a été celle de Wagner (1984), en Afrique du Sud. Par la suite, Roberts et Brummer (1988) ont élaboré davantage ces concepts. On voit à la figure 7.5 une galerie soutenue par des boulons d'ancrage dans les parois et le toit. En profondeur, les fortes contraintes provoquent une zone fracturée autour de la galerie, généralement d'une profondeur de 1 m. Considérons une dalle, dans le toit et dans les murs, d'une masse  $M_r$ , détachée de la roche environnante et tenue par les boulons. Lorsqu'un coup de toit se produit, le travail effectué par la dalle à la vitesse maximale des particules ( $\hat{V}$ ) est égal à l'énergie consommée par la mise

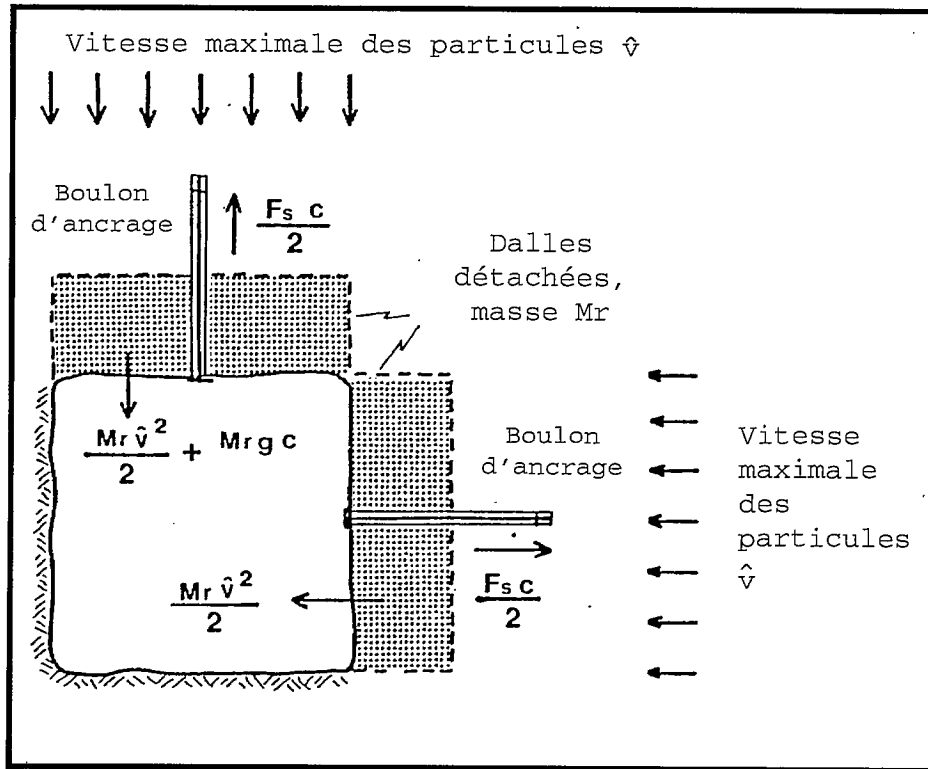


Fig 7.5 - Forces exercées sur les dalles de roches et réaction des boulons pendant un coup de toit.

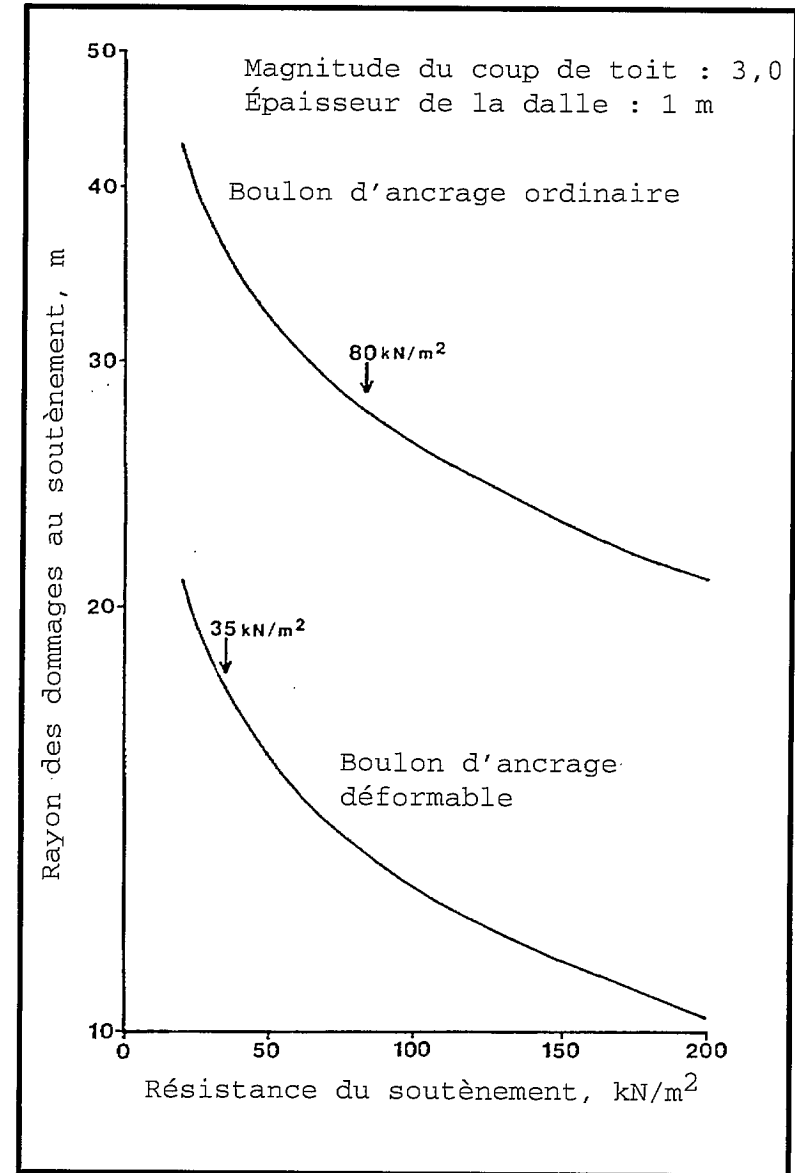


Fig 7.6 - Rayon des dégâts au soutènement en fonction de la résistance du soutènement avec des boulons ordinaires et des boulons déformables.



en tension et l'étirement des boulons, ce qui peut être exprimé de la manière suivante :

$$\frac{M_r \hat{V}^2}{2} + M_r g c = 1/2 \int_0^c F_s(x) dx \quad \text{Eq 7.10}$$

où  $F_s$  = force exercée par le boulon  
 $c$  = quantité d'étirement du boulon  
 $g$  = gravité.

Pour les dalles du toit sujettes aux forces de gravité, l'équation 7.10 devient :

$$M_r = \frac{F_s C}{2 \left( \frac{V^2}{2} + gc \right)} \quad \text{Eq 7.11}$$

Pour les dalles des parois, qui ne sont pas sujettes à la gravité :

$$M_r = \frac{F_s C}{\hat{V}^2} \quad \text{Eq 7.12}$$

Les équations 7.11 et 7.12 s'appliquent aux systèmes de soutènement ayant une relation charge-déformation linéaire (boulons d'ancrage par exemple). Si le soutènement a une charge constante de déformation ( $F_y$ ) (soutènement à friction) alors :

$$M_r = \frac{2 F_y C}{\hat{V}^2} \quad \text{Eq 7.13}$$

La masse de la dalle soutenue par les boulons peut être ainsi exprimée :

$$M_r = \frac{\rho t}{A} \quad \text{Eq 7.14}$$

où,  $\rho$  = densité de la roche.  
 $A$  = densité du soutènement par boulons/m<sup>2</sup>  
 $t$  = épaisseur de la dalle.

On peut se servir de ces équations pour comparer différents types de soutènement dans des situations de coups de toit. Supposons qu'une dalle rocheuse d'un mètre d'épaisseur et d'une densité de 2 700 kg/m<sup>3</sup> est fixée sur la paroi latérale d'une galerie. En supposant que des boulons d'ancrage mécaniques ordinaires ont une charge de rupture, dans des conditions de charge dynamique de 120 kN et une élongation maximale de 20 mm, alors que les soutènements à friction glissent sous une charge constante de 50 kN sur plus de 100 mm. Si l'on remanie les équations 7.12, 7.13 et 7.14, cela donne :

$$\hat{V} = \sqrt{\frac{F_s A_c}{\rho t}} \quad \text{Eq 7.15}$$

Pour les boulons ordinaires et

$$\hat{V} = \sqrt{\frac{2F_y A_c}{\rho t}} \quad \text{Eq 7.16}$$

Pour les boulons déformables.

Les termes  $F_s A$  et  $F_y A$  représentent la résistance du soutènement exprimée en  $\text{kN/m}^2$ . En remplaçant les caractéristiques pertinentes du soutènement dans les équations 7.15 et 7.16, cela donne la vitesse maximale des particules que le système de soutènement peut supporter. On peut alors utiliser l'équation 7.4 pour calculer la distance à partir de la source sur laquelle le système de soutènement serait gravement endommagé lors de coups de toit de diverses magnitudes.

On voit à la figure 7.6 le rayon des dégâts au soutènement en fonction de la résistance de ce dernier pour un coup de toit de magnitude 3,0. La zone située sous les courbes représente les conditions dans lesquelles le système de soutènement subira des dégâts. Le rayon des dégâts au soutènement est moindre avec des boulons déformables à cause de leur aptitude à absorber plus d'énergie. Une résistance de soutènement accrue diminue l'étendue des dégâts, mais avec moins d'efficacité à une résistance plus élevée. On obtient un meilleur résultat en augmentant les caractéristiques de déformation même à un niveau plus faible de charge de rupture ou de glissement.

En Ontario, les boulons sont généralement fixés à 1,2 m (4 pieds) centre à centre. Dans les exemples ci-dessus, cela donne une résistance de soutènement de  $35 \text{ kN/m}^2$  pour les boulons déformables et de  $80 \text{ kN/m}^2$  pour les boulons ordinaires, comme le montrent les flèches de la figure 7.6. Même si les boulons déformables ont une résistance inférieure de plus de moitié, leur rayon de dégâts est de 18 m par rapport à 28 m pour les boulons d'ancrage ordinaires.

Wagner (1984), puis Roberts et Brummer (1988) ont avancé une série de conditions que doivent remplir les systèmes de soutènement sous chargement dynamique. Celles qui s'appliquent aux mines de roches dures de l'Ontario sont les suivantes :

- Les éléments de soutènement doivent pouvoir se déformer à 2 m/s et de préférence à 3 m/s.
- Le système de soutènement doit pouvoir s'adapter aux déplacements de parois d'au moins 60 mm dans les galeries.
- La résistance du soutènement ne devrait pas être inférieure à 60 kN/m<sup>2</sup> dans les galeries.
- La capacité des systèmes de soutènement de travailler contre le mouvement dynamique de la roche est tout aussi importante que sa capacité de portance.
- Le système de soutènement doit pouvoir maintenir l'intégrité de la masse rocheuse entourant l'excavation pendant toute la période de déformation.

Comme nous l'avons vu précédemment, l'une des plus grandes incertitudes dans le domaine de la conception d'un système de soutènement est la vitesse maximale des particules près de la source. Kirsten et Stacey (1988) ont proposé d'utiliser une valeur de 10 m/s pour obtenir un critère sûr afin de concevoir un tel système. Brune (1970) a calculé la vitesse des particules, à la source, pour les tremblements de terre de type glissement de faille, où

$$V \text{ à la source} = \frac{\Delta\tau \beta}{G} \quad \text{Eq 7.17}$$

où  $\Delta\tau$  = chute de contrainte de cisaillement le long de la faille  
 $\beta$  = vitesse de l'onde de cisaillement  $\approx 3\ 600$  m/s  
 $G$  = module de cisaillement  $\approx 30\ 000$  MPa

Les chutes de contrainte dans les tremblements de terre dépassent rarement 10 MPa, ce qui donne une vitesse des particules à la source de 1,2 m/s. Pour les coups de pilier, la contrainte perpendiculaire qui s'exerce sur le pilier, généralement de 120 MPa, peut être instantanément réduite à zéro. En supposant qu'une contrainte de cisaillement de la moitié de cette valeur donne une vitesse des particules à la source de 7,2 m/s. Il n'est pas surprenant que dans les mines de l'Ontario, les dégâts liés aux coups de pilier soient bien plus graves que les coups de faille d'une magnitude comparable.

## 7.5 ESSAIS EN LABORATOIRE ET EN PROFONDEUR

Des essais de chargements lents et rapides sur des boulons d'ancrage ont été effectués à la fois au Canada (Hedley et Whitton, 1983) et en Afrique du Sud (Hepworth et Heins, 1983). Ortlepp (1969) a décrit un essai souterrain utilisant des boulons d'ancrage ordinaires et déformables, soumis au chargement dynamique causé par des explosifs. À la mine Campbell, de la Placer Dome, on a mesuré la manière dont les différents types de soutènement ont réagi au chargement dynamique produit par des charges explosives placées à des distances prévues du soutènement. Aussi, conformément à l'essai d'Ortlepp, des sections d'une galerie ont été renforcées par différents types de soutènement qui ont été soumis alors à des charges explosives rapprochées (Hedley et al., 1991).

### 7.5.1 Essais en laboratoire

Certains boulons d'ancrage mécaniques brisés provenant de la zone sujette à des coups de toit de la mine Quirke d'Elliot Lake n'ont montré que la moitié de l'élongation normalement obtenue en laboratoire. On a pensé que les coups de toit avaient soumis les boulons à un chargement dynamique qui a conduit à une charge de rupture moins élevée et donc à un étirement moins marqué. Des essais ont été faits en laboratoire sur des boulons de 0,76 m de longueur et de 15 mm de diamètre. La vitesse maximale de déplacement obtenue au moyen de la machine d'essai a été de 60 mm/sec. On a constaté que la charge de rupture de 129 kN était indépendante du taux de chargement et que l'élongation au moment de la rupture était aussi constante, à environ 61 mm. Les essais de fatigue sur des boulons du même genre ont montré que la charge de rupture diminue avec le nombre de cycles de charge et on a obtenu une baisse à 102 kN. Toutefois, l'élongation du boulon au moment de la rupture s'est légèrement abaissée à 57 mm. Aucun de ces essais n'a répété les résultats obtenus sous terre, soit le manque d'élongation des boulons. Ortlepp (1969) a avancé qu'après avoir cédé, la déformation plastique de l'acier ne peut se produire à de très grandes vitesses de déplacement et la rupture sera brusque, ce qui donne une élongation réduite.

La South African Chamber of Mines a effectué des essais sur deux types de boulons d'acier à haute tension et une tige crénelée et cimentée à faible ension. Elle a aussi soumis à des essais un dispositif de déformation attaché à la tête du boulon. Des vitesses de déplacement

de 0,5 mm/s (lente) et jusqu'à 1,9 m/s (rapide) ont été utilisées. On voit au tableau 7.1 un résumé des résultats de ces essais.

L'effet de la vitesse à grand déplacement était d'augmenter légèrement la charge de rupture sur tous les boulons, et l'élongation est demeurée plus ou moins la même. Les boulons munis d'une collerette déformable ont supporté un déplacement d'environ 100 mm plus grand sans affecter les caractéristiques de la rupture. Les tiges d'acier à faible tension, de plus grand diamètre, avaient une charge de rupture plus importante et s'étaient étirées de 40 % de plus que les écrous en acier à haute tension.

Il semble qu'une vitesse de 1,9 m/s n'est pas suffisamment élevée pour affecter les caractéristiques de déformation des boulons durant la déformation plastique.

Tableau 7.1 - Caractéristiques des boulons à des taux de chargement lent et rapide (d'après Hepworth et Heins, 1983)

Vitesse de déplacement	Charge de rupture		Élongation	
	Lente	Rapide	Lente	Rapide
Boulon en acier H.T. de 13,5 mm de diam.	108 kN	115 kN	33 mm	32 mm
Boulon en acier H.T., de 13,5 mm de diam. avec collerette de déformation	109 kN	114 kN	131 mm	138 mm
Boulon en acier H.T., de 18,5 mm de diam. avec collerette de déformation	--	198 kN	--	146 mm
Tige d'acier F.T., de 16 mm de diam.	129 kN	137 kN	46 mm	47 mm

H.T. = à haute tension; F.T. = à faible tension; Boulons de 1,2 m de longueur.

### 7.5.2 Essais à la mine ERPM

Un essai souterrain exhaustif a été effectué à l'aide de boulons d'ancrage ordinaires et de boulons déformables dans la mine ERPM en Afrique du Sud. Les boulons déformables avaient une portion filetée supplémentaire de 225 mm à l'extrémité de l'ancrage. Les boulons ont été munis de rivets lisses de diamètre inférieur au filetage. Le

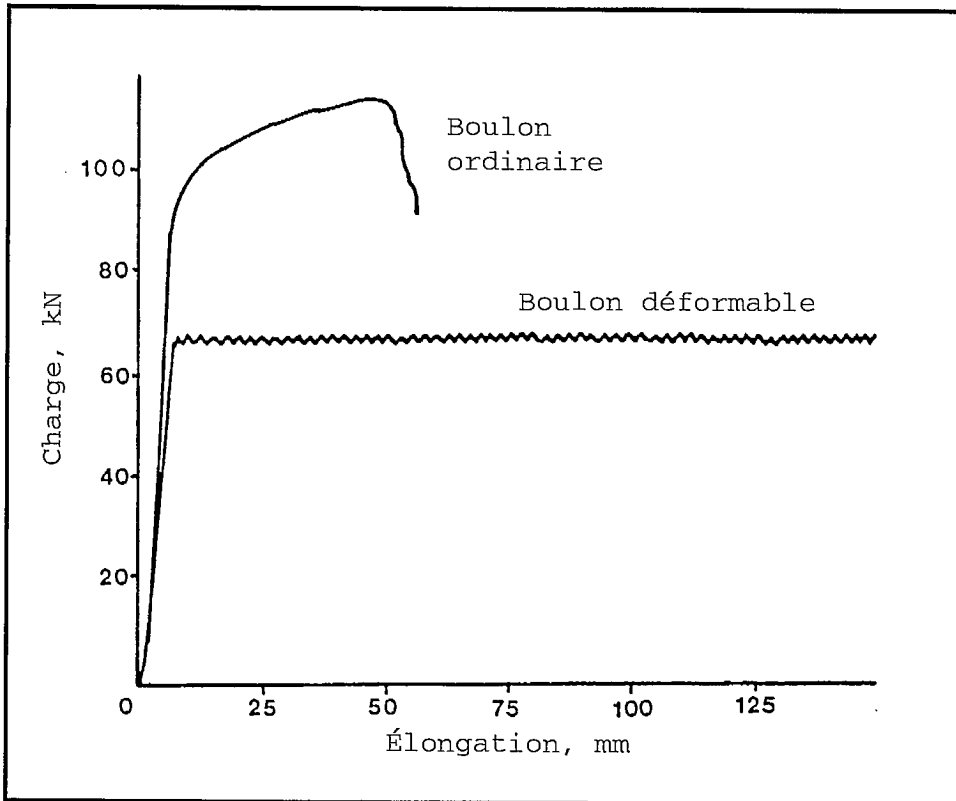


Fig 7.7 - Caractéristiques charge-élongation des boulons ordinaires et déformables (d'après Ortlepp, 1969).

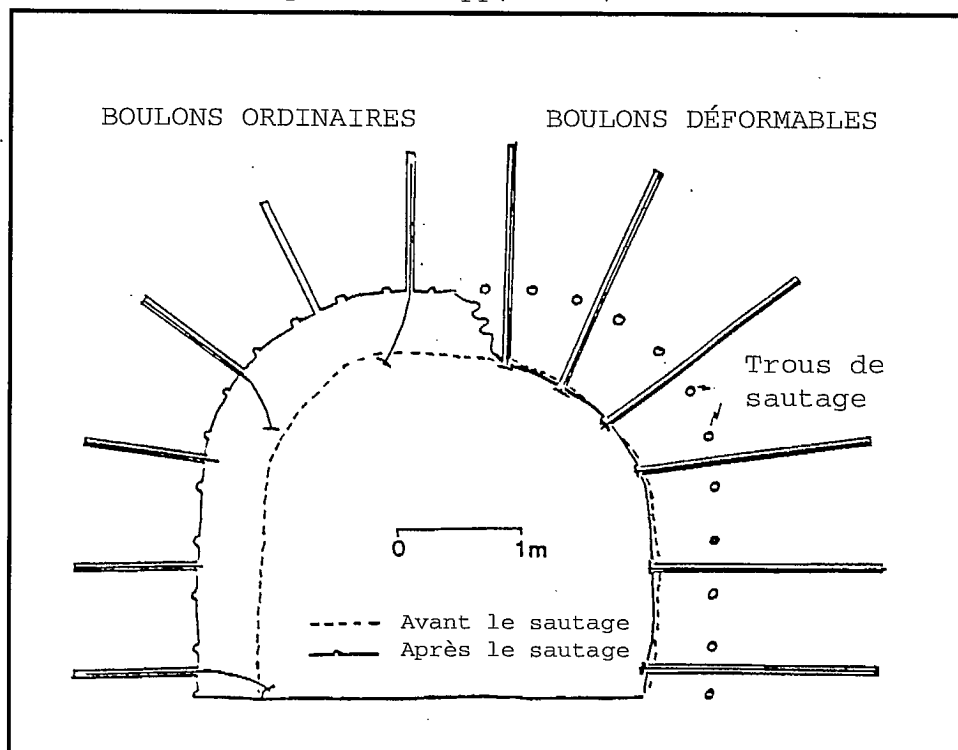


Fig 7.8 - Disposition des soutènements et profil de la galerie après un sautage d'essai (d'après Ortlepp, 1969).

glissement s'est produit à une charge constante, comme on le voit à la figure 7.7.

Une galerie isolée de 2,7 m de hauteur sur 3 m de largeur a été boulonnée avec des boulons ordinaires et des boulons déformables à 0,76 m centre à centre, sur les deux côtés de la galerie. Une double couche de treillis de torsion 8 à mailles de 50 mm a été aussi installée sous les plaques d'ancrage. Un soutènement de ce genre a été installé sur une section de la galerie de 3 m de longueur. Des trous pour y mettre des explosifs ont été forés sur 3 m de longueur à 430 mm centre à centre, parallèlement à l'axe de la galerie et à environ 600 mm du périmètre de celle-ci. Ces trous ont été remplis de cartouches de 100 mm par 22 mm à 40 % de dynamite, placées uniformément à intervalles réguliers pour remplir 15 % de chaque trou de mine (soit 0,60 kg/trou, 24 trous, charge totale de 14 kg). Cette charge explosive instantanée a détruit complètement le système de soutènement ordinaire et le système déformable.

Dans un deuxième essai, la longueur des boulons déformables a été augmentée à 1,5 m, et la charge explosive a été réduite à 8 % de chaque trou de mine (0,32 kg/trou, 24 trous, charge totale de 7,6 kg). On voit à la figure 7.8 la disposition des boulons et des trous où ont été placés les explosifs, et un profil de la galerie après le sautage. Dans ce cas, le côté de la galerie soutenu par des boulons d'ancrage ordinaires a été détruit, alors que les boulons déformables ont survécu avec des fissures mineures dans la roche.

### 7.5.3 Essais à la mine Campbell, Placer Dome

On voit à la fig. 7.9 la configuration lors des essais de la réaction dynamique des soutènements. Différents types de soutènements ont été installés horizontalement dans une section de la galerie de 1 m par 1 m, à 0,3 m d'écart. Dans la galerie perpendiculaire à la galerie d'essai, on a foré des trous de mines à 3 m, 4,5 m et 6 m des têtes de soutènements. On a fait exploser des charges de 0,06 kg dans ces trous, directement derrière les soutènements.

Les différents types de soutènements comprenaient des boulons d'ancrage mécaniques sous tension, des tiges fendues ou split sets, des swellex, des tiges d'armature cimentées, des ancrages à câble cimenté, des tiges cimentées lisses, des boulons cimentés dywidag et un tube d'ancrage cimenté et sous tension. Des jauges de vitesse étaient attachées aux têtes des éléments de soutènement ainsi que cimentées dans la paroi rocheuse.

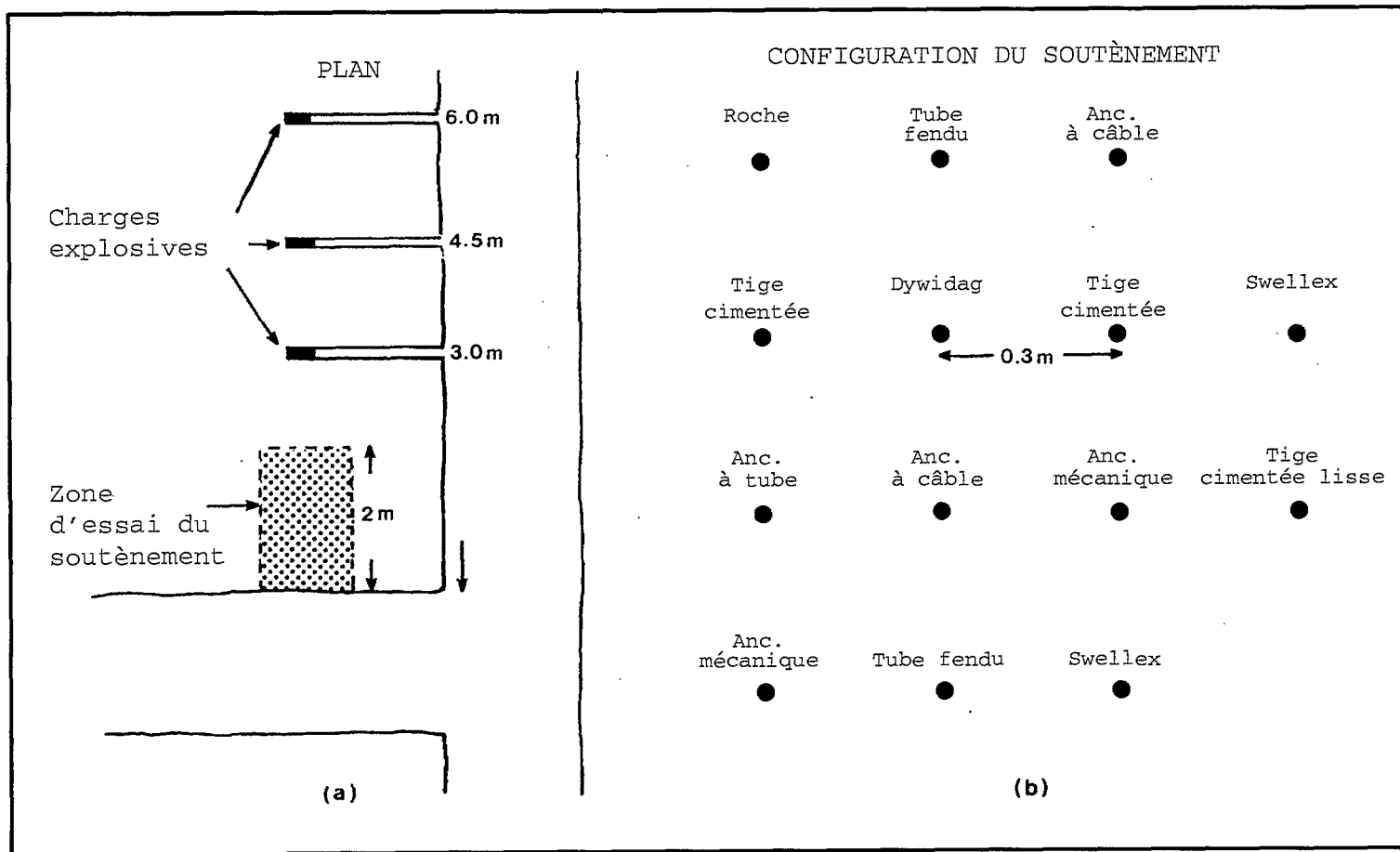


Fig. 7.9 - Configuration de l'essai de réponse dynamique du soutènement à la mine Campbell.



## Sautage à 4,5 m

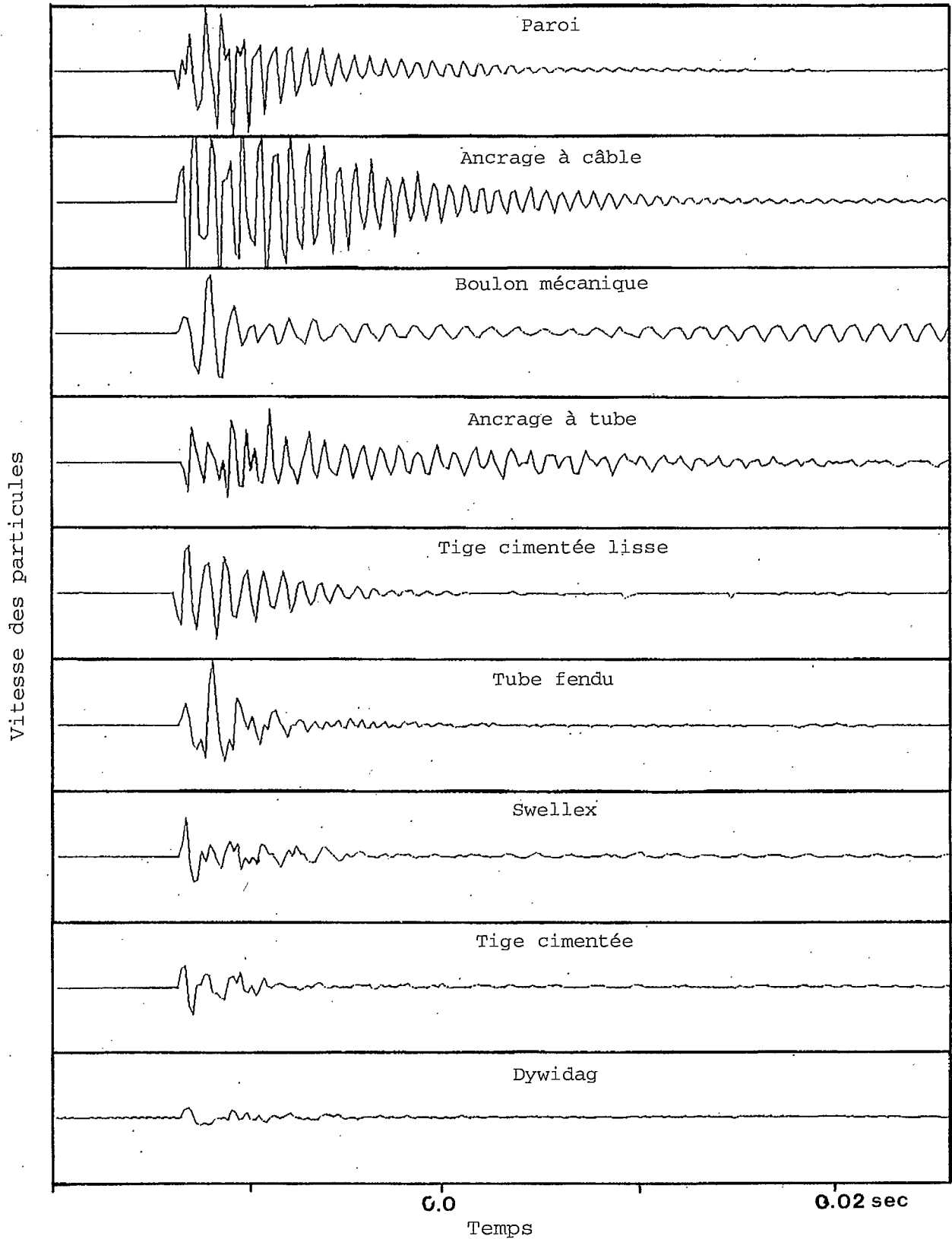


Fig. 7.10 - Signaux enregistrés sur les soutènements.

La figure 7.10 illustre les vibrations typiques enregistrées sur les soutènements distants de 4,5 m d'un sautage. Il y a des différences significatives dans la réponse des divers soutènements et de la paroi rocheuse, en termes d'amplitude des vibrations, de leur durée et, dans une moindre mesure, de leur fréquence.

La durée des vibrations dans les boulons d'ancrage mécaniques et à câble et les ancrages à tube a été plus longue que dans la paroi rocheuse, mais elle a été bien plus courte dans les autres dispositifs de soutènement. Pour ce tir particulier, la paroi rocheuse, les tiges cimentées lisses, les boulons d'ancrage mécaniques et à câble et les ancrages à tube montrent des vibrations libres allant de 1 500 à 2 400 Hz, ce qui correspond à des longueurs d'ondes de 2,4 à 3,6 m.

Un soutènement peut être caractérisé par un modèle mécanique comprenant un ressort et un amortisseur reliés en série. Le ressort représente les caractéristiques d'élasticité et l'amortisseur, les caractéristiques d'amortissement. D'après les enregistrements des formes d'ondes, les ancrages à câble, les boulons mécaniques et les ancrages à tube agissent surtout comme des ressorts ayant une composante d'amortissement faible, alors que les tiges cimentées, le dywidag, les tiges fendues et les swellex agissent comme des ressorts ayant un élément d'amortissement fort. Les tiges d'armature lisses se situent quelque part entre les deux, puisqu'elles montrent des vibrations libres, qui sont amorties assez rapidement.

La vitesse maximale des particules mesurée sur la paroi rocheuse et les soutènements a démontré une certaine dispersion, probablement à cause des pressions de détonation variées des charges explosives. Les valeurs moyennes, après l'exclusion de certaines valeurs extrêmes (élevées et basses) sont reportées en fonction de la distance à la figure 7.11(a). On a pensé tout d'abord que la vitesse maximale des particules dans la roche s'exercerait sur les soutènements, avec des variations mineures. Ce n'est pas le cas, car la gamme va de 25 % de la vitesse des particules pour les boulons dywidag jusqu'au double pour les ancrages à câble.

À partir de la vitesse maximale des particules, on peut calculer la valeur maximale de la contrainte dans les soutènements et la roche :

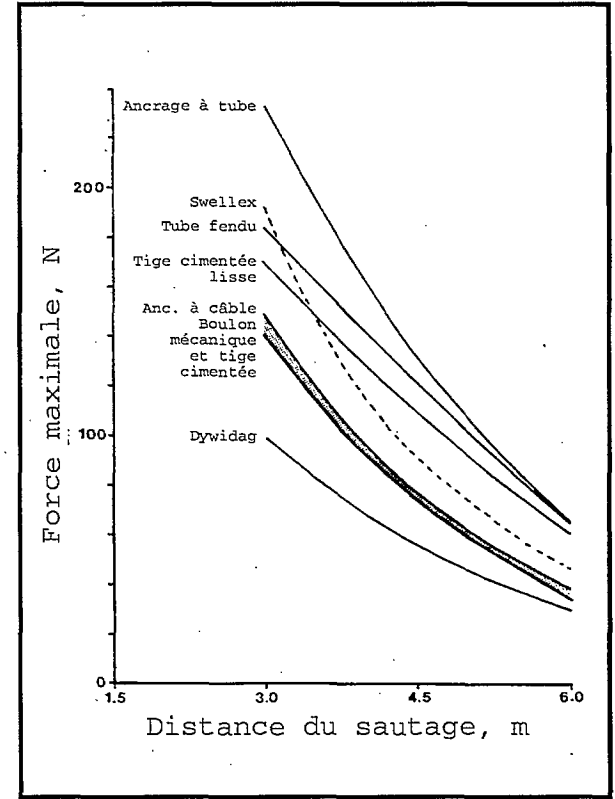
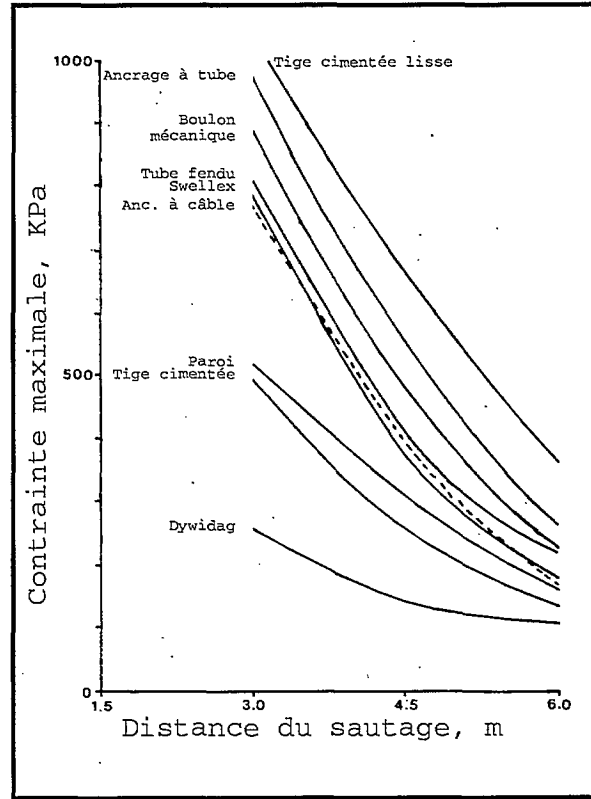
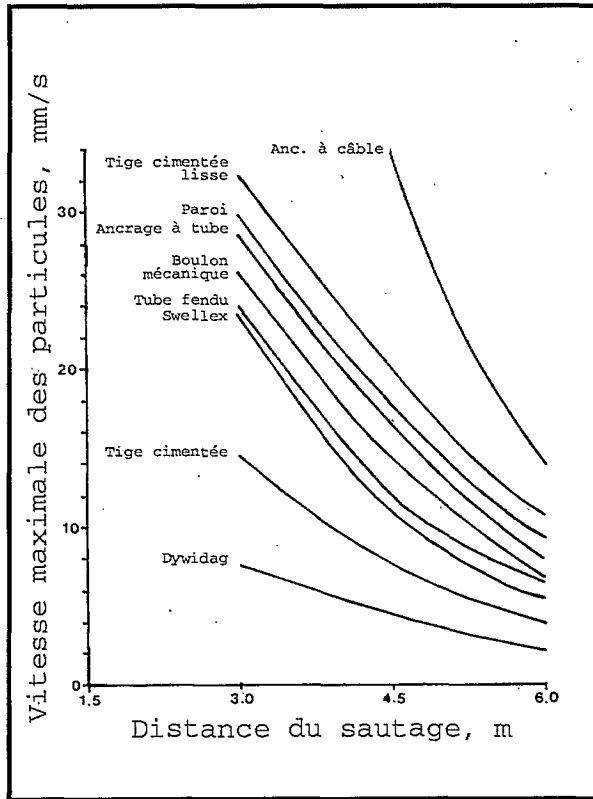


Fig. 7.11 - Vitesse maximale des particules, contrainte et force exercées sur des soutènements différents.

pour les tiges en acier

$$\sigma = \frac{\hat{v} E}{C_p} \quad \text{Eq 7.18}$$

et pour la roche

$$\sigma = \frac{\hat{v} E(1-\nu)}{C_p(1+\nu)(1-2\nu)}$$

d'où,  $\sigma$  = valeur maximale de la contrainte

$\hat{v}$  = vitesse maximale des particules

$E$  = module d'élasticité (tiges d'acier 200 GPa, câble d'acier 70 GPa, roche 98 GPa)

$C_p$  = vitesse de l'onde de compression (acier 5 950 m/s, roche 6 300 m/s)

$\nu$  = coefficient de Poisson (roche 0,23).

À partir de la contrainte maximale, on obtient la force maximale dans chaque soutènement en la multipliant par la superficie de sa section. La contrainte et la force maximales sont relevées en fonction de la distance aux figures 7.11(b) et (c). En termes de la force maximale, les résultats sont plus rapprochés les uns des autres, par exemple la force exercée sur les tiges d'armature, le boulon mécanique et l'ancrage sont pour ainsi dire identiques pour chaque distance de sautage. En conséquence, en première approximation, un sautage, et par extension un coup de toit, produit une force maximale constante sur un soutènement. La superficie de la section et le module d'élasticité du soutènement déterminent la contrainte maximale et la vitesse des particules correspondantes. Ce concept est conforme au modèle de Wagner (section 7.4) qui est défini selon la force exercée par un soutènement.

Au cours du deuxième essai à la mine Campbell, des sections de 4 m d'une galerie ont été renforcées par divers soutènements, grillage et laçage, et alors soumises à un sautage très proche. On voit à la figure 7.12 la disposition de la galerie et des trous de mine. Voici les types de soutènements installés dans chaque zone.

Zone 1- Laçage ordinaire consistant en une tige d'acier doux, un grillage métallique maillé et un câble sous tension entre les tiges pour former des losanges;

Zone 2- Laçage par des tubes fendus avec grillage maillé et câble sous tension entre les tubes fendus pour former des polygones;

Zone 3- Tubes fendus et grillage maillé;

Zone 4- Tiges cimentées et grillage maillé;

Zone 5- Boulons mécaniques et grillage maillé;

Zone 6- Boulons mécaniques et treillis métallique soudé.

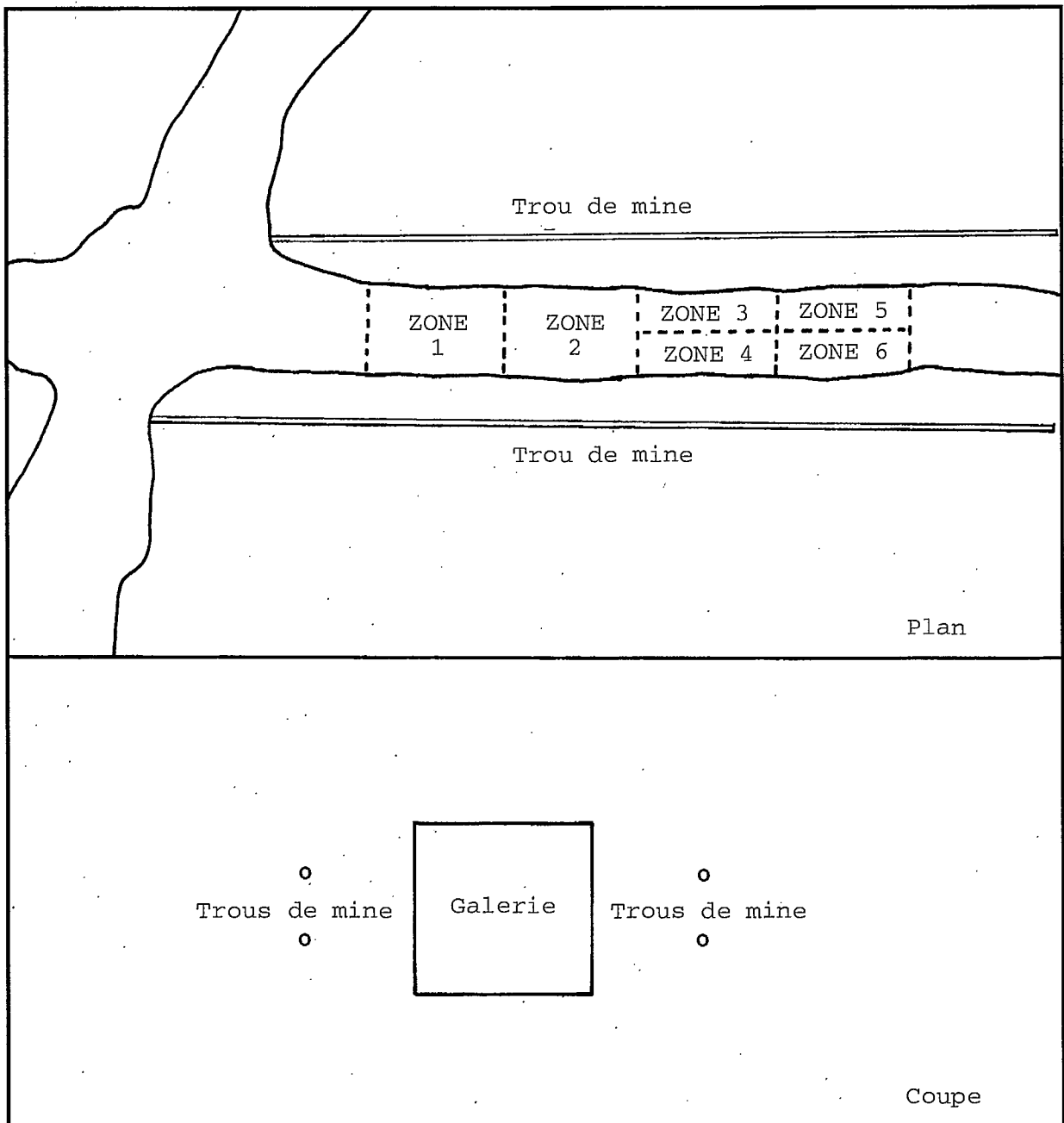


Fig 7.12 - Plan de la galerie et des trous de mines dans les essais de soutènement.

Les trous de mines ont été chargés avec environ 2,3 kg d'explosifs au centre de chaque zone de soutènement, pour une charge explosive totale de 23 kg. Toutes les charges ont explosé simultanément. Après le sautage, la plupart des dégâts se sont produits dans les zones soutenues par des boulons mécaniques avec treillis métallique soudé et grillage maillé. Nombre de ces boulons ont été brisés ou arrachés et la roche environnante a été fracturée et écaillée. Les zones soutenues par les tubes fendus et tiges cimentées avec grillage métallique ont assez bien tenu, la roche fracturée et éboulée ayant été retenue par le grillage. Les deux zones de laçage ont résisté le mieux en ce qui a trait à la tenue de la roche. On a observé certains glissements sur certains tubes fendus.

Tableau 7.2 - Caractéristiques possibles d'un soutènement soumis à une charge dynamique

Type de support	Capacité de chargement kN	Élongation ou glissement mm (1)	Résistance du soutènement kN/m <sup>2</sup> (2)	Vitesse maximale des particules m/s (3)	Énergie absorbée kJ/m <sup>2</sup> (2)
Boulons mécaniques	120	20	83	0,46(4)	0,6(4)
Boulons déformables (5)	65	200	45	2,6	9,0
Tige régulière	150	25	104	1,0	1,3
Tige lisse	130	75	70	1,6	3,4
Ancrage par câble	230	15	160	0,9	1,2
Tubes fendus	50	100	35	1,6	3,5
Swellex recuits (6)	100	50	70	1,6	3,5
Treillis métalliques soudés (7)	30	200	20	1,2	2,1
Grillage maillé (7)	35	270	25	1,5	3,3
Câble d'acier, laçage	90	30	62/câble	0,8	0,9/câble

Notes : (1) Soutènements de 2 m de longueur;

(2) Soutènements à 1,2 m (4 pi) centre à centre;

(3) Tiré des équations 7.15 ou 7.16 en utilisant une épaisseur de dalle de 1 m;

(4) Boulons installés avec une tension de 60 kN et une élongation de 10 mm;

(5) Ortlepp, 1969; (6) Herron, 1988; (7) Pakalnis et Ames, 1983.

## **7.6 OBSERVATION SOUTERRAINE DES SYSTÈMES DE SOUTÈNEMENT**

La réaction de divers systèmes de soutènement aux coups de toit, depuis cinquante ans, est bien documentée dans les mines ontariennes. Les paragraphes qui suivent montrent les échecs et les succès de différents types de soutènements.

### **7.6.1 Poteaux et poutres de bois**

Bien que le bois soit un matériau assez souple, les poteaux et les poutres ne supportent pas bien les coups de toit car ils gauchissent facilement. On ne sait pas si ce gauchissement est causé par la rapidité du chargement ou la convergence de la galerie après un coup de toit. Les cadres porteurs en bois, par ailleurs, se comportent assez bien lors d'un coup de toit, peut-être parce que leur rapport de forme et leur capacité de portance sont bien plus importants.

### **7.6.2 Cadres d'acier**

Les cadres d'acier de formes elliptiques ou circulaires ont été utilisés dans certaines mines de roches dures dans les années 1940 et 1950. On plaçait généralement derrière eux du boisage et on remblayait avec du sable tout espace entre eux et la paroi. Leur utilisation avait été adoptée dans les mines de charbon, et était fondée sur le principe d'ajustement de la pression sur tout le système de soutènement plutôt que sur un point. Ce genre de soutènement était efficace pour le contrôle des dégâts dus aux événements sismiques de faible magnitude, mais il n'a pas empêché de lourds dégâts lors des coups de toit de forte magnitude.

### **7.6.3 Soutènements à tendons**

Les tendons de soutènement comprennent les boulons mécaniques, les tiges d'armature et les ancrages à câbles. Ils ont en général une capacité de portance de 110 kN, 150 kN et 260 kN, respectivement.

Les boulons mécaniques sont très répandus dans les mines de l'Ontario ; ils ont des têtes forgées ou en forme d'écrous. La rupture de ces boulons est importante dans les zones sujettes à des coups de toit, surtout dans les mines d'Elliot Lake. On a observé trois types de rupture : rupture en tension au niveau des filetages à l'extrémité de l'ancrage ; rupture en cisaillement à cause du déplacement latéral du forage et rupture en tension à 2 cm environ de la tête forgée. On

observe souvent dans les mines d'Elliot Lake que la rupture des têtes forgées survient avant que la galerie ou le chantier soit gravement endommagé. Autrement dit, la rupture des boulons est causée par de petits événements sismiques. Il ressort des études métallurgiques effectuées sur ces boulons que la rupture est due à la fatigue.

Les tiges d'armature cimentées ou ancrées avec de la résine, constituent un système de soutènement rigide qui devrait se comporter comme des boulons mécaniques sous chargement dynamique. Cependant, on a constaté très peu de rupture de tiges cimentées. Une tige a un plus gros diamètre et est donc plus solide. Il se peut aussi que la rupture soit dissimulée par la résine ou le ciment qui retient la tige dans le trou.

Les ancrages à câble cimentés sont utilisés dans les mines de Sudbury. Des ruptures se sont produites, mais il est difficile de conclure si elles ont été causées par des facteurs liés à la structure ou à la gravité, ou par des coups de toit. Cependant, les vibrations causées par des événements sismiques peuvent y contribuer, même dans le cas de chute par gravité. En général, la rupture se produit au niveau du contact entre le ciment et le câble, ce qui laisse la roche se défaire. On a rarement constaté une rupture de câble. On a trouvé que l'utilisation de ciment à forte densité améliore l'efficacité du système de soutènement (MacDonald, 1988).

Les boulons mécaniques, les tiges et les ancrages à câble sont plus efficaces contre les coups de toit lorsqu'ils sont combinés à un treillis d'acier, même si certaines ruptures se produisent quand même. Dans une mine, un des murs d'une galerie était soutenu à la fois par un treillis métallique et des boulons mécaniques de 2,4 m de longueur. La paroi soutenue par un treillis a survécu à un coup de toit d'une magnitude de 2,4 même si la roche se trouvant derrière le treillis était fortement fracturée. La paroi sans treillis s'est écroulée totalement.

#### **7.6.4 Soutènements à friction**

Dans les mines de l'Ontario, on trouve deux types de soutènement à friction. Un tube d'acier entaillé sur la longueur qui est enfoncé dans un forage (marque de commerce Split Set) et un tuyau d'acier scellé qui est pressurisé contre la paroi du trou (marque de commerce, Swellex). Les split sets, ou tubes fendus, cèdent habituellement à environ 50 kN et peuvent glisser de plus de 100 mm. Les Swellex ont



une capacité de charge typique de 130 kN, mais leurs caractéristiques de glissement ne sont pas connues puisque, durant les essais d'arrachage, la rupture se produit au niveau du collier avant le glissement dans le trou.

Les soutènements à friction, à eux seuls, n'empêchent pas l'éclatement d'une galerie en cas de coup de toit. C'est lorsqu'ils sont conjugués à un treillis métallique qu'ils deviennent beaucoup plus efficaces. Dans une mine, une galerie de roulage a été restaurée avec des tubes fendus et un treillis métallique. Des coups de toit ultérieurs ont fortement fracturé la roche derrière le treillis et on a observé un glissement d'au moins 100 mm sur certains tubes fendus.

#### 7.6.5 Laçage

Le laçage est un système de soutènement à trois couches comprenant les tiges cimentées placées à l'intérieur des forages, un treillis métallique et des câbles en acier reliant les tiges et formant des losanges. Ce câble en acier fonctionne comme une ceinture de sécurité dans une voiture et absorbe une énorme quantité de l'énergie libérée par un coup de toit. Le laçage qui se fait à l'heure actuelle est une innovation des mines d'or d'Afrique du Sud; cependant, on a utilisé un précurseur du laçage à la mine Lakeshore de Kirkland Lake, dans les années 1940. Dans des galeries situées en face de piliers soumis à de fortes contraintes, on a installé deux câbles d'acier le long du toit et on les a ancrés à des intervalles de 5 m avec des boulons de 2 m de longueur. On a placé un boisage en rondins de bois entre le câble et le toit. Le boisage et le câble d'acier formaient ainsi un ensemble déformable qui amortissait l'impact d'un coup de toit. On utilisait aussi parfois cette technique dans les parois.

Dans les mines d'Afrique du Sud, on utilise une tige en acier doux de 13 mm de diamètre comme tendon de soutènement. Le treillis métallique est généralement maillé, et les câbles d'acier sont des câbles de raclage de 13 mm de diamètre, sous une tension de 40 kN. Ce genre de soutènement a permis de survivre à un coup de toit d'une magnitude de 4,0 Mn, à quelques mètres de distance.

La mine Strathcona, de la Falconbridge, est dotée aussi de ce genre de soutènement (Davidge et al., 1988). On a installé du laçage dans l'éponte inférieure d'une galerie d'avancement et dans les ouvertures à la galerie de forage d'un chantier à trous de mine profonds. Ultérieurement, un coup de toit de magnitude 3,0 s'est produit dans

cette zone. Le chantier soutenu de façon classique (tige cimentée et treillis métallique) qui se trouvait à 25 m de là, a été gravement endommagé. Le laçage le plus proche se situait à environ 40 m du coup de toit et n'a subi aucun dégât. Cette même zone a subi, en juin 1988, une série de coups de toit atteignant une magnitude de 2,7. On a constaté alors de la roche fracturée par endroits et la formation de poches derrière le laçage, ainsi que la présence d'une tige cassée.

Dans la mine Copper Cliff North, d'Inco, on a installé un laçage d'une conception différente. Dans ce cas, un treillis soudé est maintenu contre la roche par des tubes fendus de 2 m de longueur. Les câbles d'acier forment des carrés et sont mis sous tension contre le grillage en introduisant des tubes fendus de 45 cm de longueur à l'intérieur des tubes plus longs.

### **7.7 CONCEPTION DES SYSTÈMES DE SOUTÈNEMENT**

Selon les considérations théoriques et les observations in situ, l'efficacité de divers systèmes de soutènement en situation de coup de toit peut être évaluée au moins de manière qualitative. Les boulons mécaniques sont les plus susceptibles de se rompre et le laçage est le plus efficace. Entre ces deux extrêmes, différents types de soutènement peuvent être utilisés en fonction de la magnitude maximale probable des coups de toit auxquels ils devraient faire face, et en fonction de la distance à partir du foyer.

Les caractéristiques des soutènements à tendons, des soutènements à friction, des soutènements à treillis et des câbles sont énumérées au tableau 7.2. Malheureusement, la plupart des renseignements sur la capacité portante et d'élongation proviennent d'essais d'arrachement semi-statique qui ne représentent probablement pas les caractéristiques de ces soutènements sous chargement dynamique.

La vitesse maximale des particules que peut supporter un soutènement, et surtout l'énergie qu'il peut absorber, sont les deux paramètres les plus importants en cas de coup de toit. Ces paramètres suivent plus ou moins le classement obtenu d'après les observations faites sous terre. Ce sont les boulons mécaniques qui absorbent le moins d'énergie; viennent ensuite les ancrages à câble et les tiges d'armatures régulières. Les soutènements à friction, les tiges lisses en acier doux, et ceux qui cèdent à une charge spécifique, ont les meilleures propriétés d'absorption d'énergie. Le treillis métallique et les câbles d'acier utilisés dans le laçage ont des caractéristiques d'absorption semblables.

L'utilisation de treillis métallique et de câbles d'acier, dans des systèmes de soutènement à deux ou trois couches, n'augmente pas la résistance du système. Celle-ci est régie par la tige installée dans le forage, bien que le treillis et les câbles permettent de mieux répartir la résistance sur un certain nombre de supports. Toutefois, la capacité d'un système de soutènement d'absorber de l'énergie est la somme de ses composantes. Par exemple, un laçage conjuguant des tiges lisses, un grillage maillé et trois câbles d'acier peut absorber  $9,4 \text{ kJ/m}^2$  par rapport à seulement  $3,4 \text{ kJ/m}^2$  pour les tiges lisses seules. C'est ce paramètre d'énergie qui explique le mieux les observations souterraines et qui forme le fondement de la conception des systèmes de soutènement pour des mines soumises à des coups de toit. Par conséquent, on peut ajouter une autre exigence aux « conditions » de Wagner, à savoir que le système de soutènement soit capable d'absorber  $9 \text{ kJ/m}^2$  (valeur préliminaire).

Ce concept d'exigences que doivent satisfaire les systèmes de soutènement est illustré à la figure 7.13, qui montre le genre de soutènement qu'on peut utiliser pour une magnitude donnée de coup de toit, à des distances variées. À l'heure actuelle, le classement des systèmes de soutènement est réaliste, mais l'échelle des axes de magnitude et de distance sont incertaines.

Dans les trois exemples de dommages graves donnés à la section 7.3, les soutènements étaient des boulons mécaniques et un treillis métallique soudé dans la mine Creighton, et des tiges cimentées et un treillis métallique à la mine Strathcona. Les magnitudes des coups de toit variaient de 2,9 à 3,6 Mn, et des dégâts graves se sont produits à des distances de 25 à 31 m. D'après la figure 7.13, en ce qui concerne les soutènements à tendons avec un grillage, on peut s'attendre à des dégâts sur des distances de 16 à 28 m, pour la même gamme de magnitudes de coups de toit. Par conséquent, cette courbe particulière devrait être déplacée vers la droite pour les coups de toit de plus forte intensité.

À des magnitudes inférieures à 2, le contraire est probablement vrai, et certaines courbes devraient couper l'axe des magnitudes à une distance nulle. La raison principale en est la surestimation de la vitesse maximale des particules près du foyer. Comme nous l'avons vu auparavant, le format de sautage utilisé dans l'équation 7.4 prévoit une vitesse maximale infinie des particules à la source pour les coups de toit de n'importe quelle magnitude. Il faut donc modifier cette équation de sorte que la vitesse maximale des particules au foyer soit finie et liée à la magnitude de l'événement.

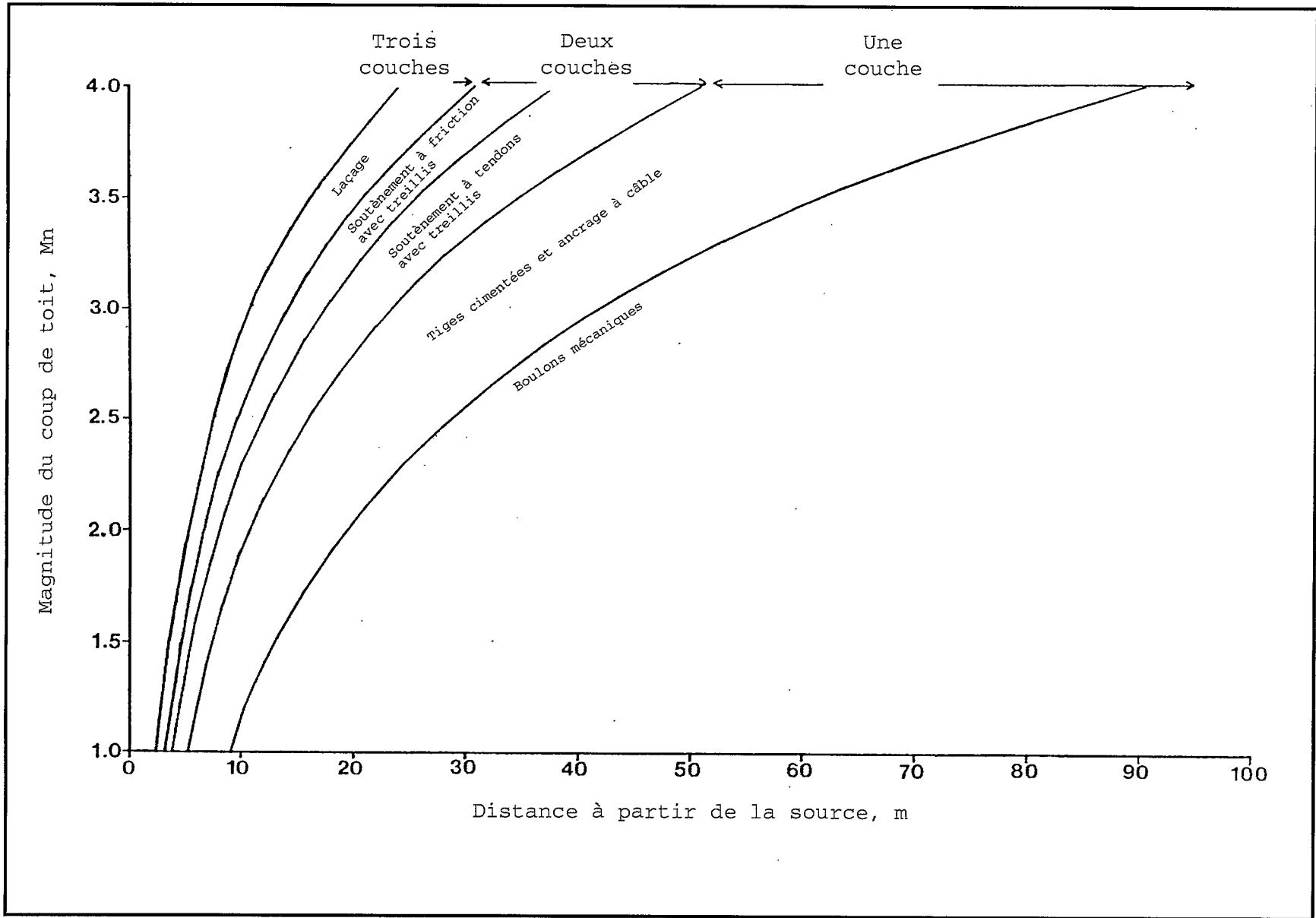


Fig. 7.13 - Exigences conceptuelles d'un soutènement dans des conditions de coup de toit.

## 7.8 RÉFÉRENCES

- Blake, W. et Cuvelier, D.J. (1988), Developing reinforcement requirements for rockburst conditions at Hecla's Friday Mine. Proc. 2nd Int. Symp. Rockbursts and Seismicity in Mines, Minneapolis, juin 1988, pp. 589-598.
- Brune, J.N. (1970), Tectonic stress and the spectra of seismic shear waves from earthquakes. J. Geophys. Res., vol. 75, n° 26, p.4997.
- Davidge, G.R., Martin, T.A. et Steed, C.M. (1988), Lacing support trial at Strathcona Mine. Proc. 2nd Int. Symp. Rockbursts and Seismicity in Mines, Minneapolis, Minnesota.
- Gibbon, G.J., De Kock, A. et Mokebe, J. (1986), Monitoring of peak ground velocity during rockbursts. Proc. 8th West Virginia University Int. Min. Electrotechnology Conf., Morgantown.
- Hedley, D.G.F. et Whitten, N. (1983), Performance of bolting systems subject to rockbursts. CIM Seminar Underground Support Systems, Sudbury, CIM Special volume 35, pp. 73-79.
- Hedley, D.G.F. (1988), Peak particle velocity for rockbursts in some Ontario mines. Proc. 2nd Int. Symp. Rockbursts and Seismicity in Mines, Minneapolis, pp. 503-512.
- Hedley, D.G.F., Nelson, M., O'Flaherty, M. et Makuch, A. (1991), Evaluation of support systems subject to moderate rockbursts. Contract Report, Mining Research Directorate.
- Hepworth, N. et Heins, C. (1983), Slow and rapid extension tests on support tendons and yielding collars. South African Chamber of Mines Internal Report.
- Kirsten, H. et Stacey, T.R. (1988), Destabilizing effects of seismic disturbances on fractured rock surrounding tabular stopes. Proc. 2nd Int. Symp. Rockbursts and Seismicity in Mines, Minneapolis, pp. 541-555.
- Langefors, H. et Kihlstrom, B. (1963), Rock Blasting. John Wiley and Sons Inc., New York.
- Lenhardt, W.A. (1988), Seismic damage studies at a deep level African gold mine. Proc. 2nd Int. Symp. Rockbursts and Seismicity in Mines, Minneapolis, pp. 555-567.

MacDonald, P. (1988), Communication personnelle.

McGarr, A.R., Green, W.E. et Spottiswoode, S.M. (1981), Strong ground motion of mine tremors: some implications for near-source ground source parameters. Bull. Seismol. Soc. Am. vol. 71, pp. 295-319.

Ortlepp, W.D. (1969), An empirical determination of the effectiveness of rockburst support under impulse loading. Int. Symp. Large Permanent Underground Openings, Oslo.

Roberts, M.K.S. et Brummer, R.K. (1988), Support requirements in rockburst conditions. J. South African Inst. Min. Met. vol. 88, n° 3, pp. 97-104.

Spottiswoode, S.M. (1984), Underground seismic networks and safety. In: Monitoring for Safety in Geotechnical Engineering, SANGORM, Johannesburg.

Wagner, H. (1982), Support requirements for rockburst conditions. 1st Int. Symp. Rockbursts and Seismicity in Mines, Johannesburg, S. African Inst. Min. Met.

## 8. SAUTAGE DE RELÂCHEMENT DES CONTRAINTES



Dégâts dans une galerie de la mine Macassa environ un an après une opération de relâchement des contraintes du pilier adjacent.



Dégâts dans une rampe de la mine Strathcona avant le début du sautage de relâchement des contraintes.

## 8. SAUTAGE DE RELÂCHEMENT DES CONTRAINTES

### 8.1 INTRODUCTION

On utilise depuis des années des tirs de relâchement des contraintes de manière à surmonter les problèmes posés par des terrains sous contraintes élevées et sujets aux coups de toit. On considérait généralement que le tir fracturait la roche et réduisait sa rigidité, provoquant une transmission de contraintes au massif rocheux adjacent.

Les premières applications de tirs de relâchement des contraintes sont celles de la mine de Lake Shore à Kirkland Lake au début des années 1950. Cook et Bruce (1983) ont signalé l'utilisation de techniques de relâchement des contraintes dans les piliers avant de les extraire. En une autre occasion, la roche entre les fronts d'avancement et une faille majeure sujette aux coups de toit a subi avec succès une opération de relâchement des contraintes en utilisant des trous de 30 mètres de longueur.

Les premiers essais systématiques de relâchement des contraintes ont été faits dans une mine d'or d'Afrique du Sud au milieu des années 1950. L'objectif était de créer une zone fracturée dans le front de longue taille. Selon un rapport (Roux et al. 1957), ces essais ont réussi à réduire le nombre et la gravité des incidences de coups de toit. Ils ont permis aussi de réduire le nombre de blessures et de pertes de journées de production. On a constaté une amélioration des conditions dans l'éponte supérieure et une diminution considérable du nombre de coups de toit se produisant pendant les heures de travail. Toutefois, on a mis fin à la pratique à cause des problèmes posés par le forage de trous trop longs et le chargement d'explosifs dans des terrains sous fortes contraintes. Plus tard, on a signalé que l'énergie libérée par un tir de relâchement des contraintes n'était pas plus grande que l'énergie de l'explosif lui-même (Cook et al. 1966). Les enregistrements sismiques des coups de toit avaient indiqué que les deux-tiers de l'énergie libérée étaient contenus dans la composante verticale des ondes de cisaillement. Des enregistrements similaires des tirs de relâchement des contraintes et des sautages habituels ont indiqué que la majeure partie de l'énergie était contenue dans l'onde radiale de compression et qu'une partie négligeable de cette énergie se retrouvait dans la composante verticale de l'onde de cisaillement. À la fin des années 1980, le sautage de relâchement des contraintes était de nouveau évalué pour



les mines d'or d'Afrique du Sud (Rorke et Brummer, 1988), et des essais in situ ont été menés en profondeur (Rorke et al., 1990).

Dans les mines nord-américaines, les opérations de relâchement des contraintes sont plus répandues et elles sont apparemment plus réussies. On effectue régulièrement des tirs de relâchement des contraintes dans les piliers de semelle des mines du district de Coeur d'Alène du nord de l'Idaho. Les essais instrumentés in situ ont été signalés par Blake (1972) et par Board et Fairhurst (1983). Normalement, le relâchement des contraintes est effectué lorsque l'épaisseur des piliers de semelle a été réduite à 10 à 12 mètres et que ceux-ci subissent de fortes contraintes. Un autre concept est celui du préconditionnement, les forages et les tirs étant effectués avant l'extraction du minerai, la roche se trouvant ainsi soumise à son plus faible niveau de contrainte. Le préconditionnement réduirait de façon remarquable l'activité sismique durant l'exploitation minière (Blake, 1982).

Dans les mines canadiennes, on effectue habituellement des relâchements de contraintes dans les piliers de semelle, à l'intérieur des gisements minces et à fort pendage comme ceux des mines Campbell à Red Lake, Dickenson, Falconbridge (Moruzi et Pasieka, 1964), et Kirkland Lake (Cook et Bruce, 1983). À la mine Creighton de l'Inco, les sautages de relâchement des contraintes se font très régulièrement dans le fonçage de galeries d'avancement, et dans les piliers et les fronts de taille durant la première coupe de l'exploitation par chambre remblayée (Garrood, 1982, Oliver et al., 1987). À la mine Creighton également, une fente transversale a été extraite le long d'un grand pilier de couronne, ce qui est aussi une forme de préconditionnement (MacDonald et al., 1988).

Ce n'est que récemment que le concept de relâchement des contraintes sur des failles a été étudié (Brummer, 1988 et Brady, 1988). Il existe deux options, soit d'injecter du fluide à haute pression dans une faille, ou bien de faire exploser des charges dans le plan de la faille.

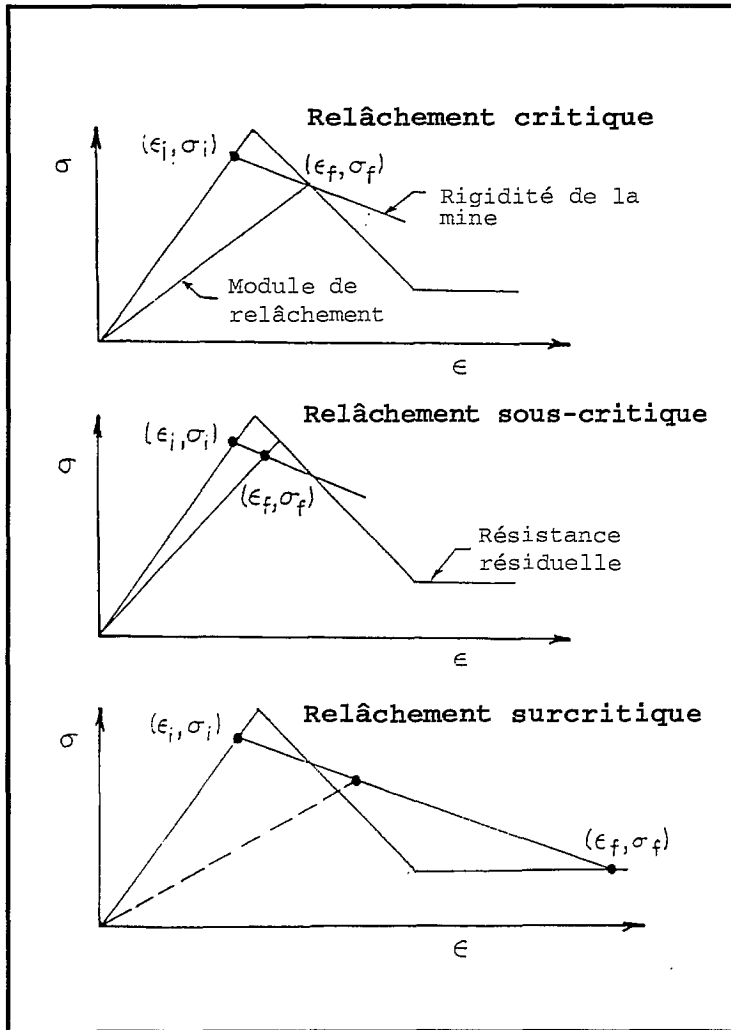


Fig. 8.1 - Différents degrés de relâchement des contraintes (d'après Crouch, 1974).

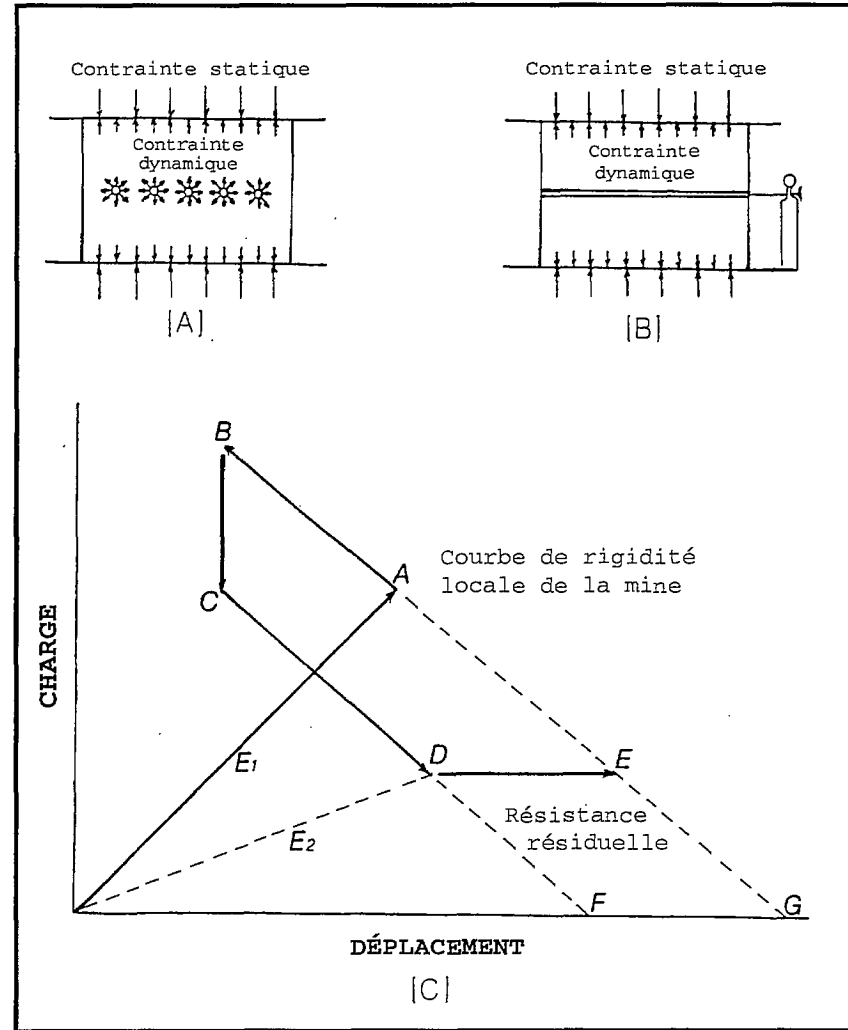


Fig. 8.2 - Évolution contrainte-déplacement d'un pilier pendant un tir de relâchement des contraintes.

## 8.2 CONCEPTS DE MÉCANIQUE DES ROCHES APPLIQUÉS AU RELÂCHEMENT DES CONTRAINTES

### 8.2.1 Piliers

La plupart des études ont porté sur le relâchement des contraintes dans les piliers. De l'avis général, le relâchement des contraintes ramollit la roche et réduit son module d'élasticité effectif. Mais les avis sont partagés à propos de l'importance de la réduction des contraintes et de l'énergie de déformation emmagasinée à l'intérieur de la roche.

Crouch (1974) a étudié l'état de contrainte et de déformation avant et après le relâchement des contraintes. Il a postulé qu'il existait des degrés sous-critique, critique et surcritique de relâchement comme on le voit à la figure 8.1. Après le relâchement des contraintes, la position finale contrainte-déformation dépend de l'intersection de la ligne du module de relâchement avec la pente de rigidité locale de la mine. Si ce point d'intersection se trouve à l'intérieur de l'enveloppe contrainte-déformation (c.-à-d. relâchement sous-critique), le sautage de relâchement des contraintes sera sans effet. Toutefois, si ce point se situe à l'extérieur de l'enveloppe (c.-à-d. relâchement surcritique), l'énergie excédentaire sera libérée et finalement l'équilibre sera atteint le long de la courbe de résistance résiduelle. Crouch (1974) et Blake (1972) affirment tous deux que le relâchement est le plus efficace quand le pilier est près de se rompre. Crouch (1974) indique aussi que l'énergie excédentaire libérée lors d'un tir de relâchement des contraintes ou d'un coup de toit provient du changement d'énergie potentielle du massif rocheux, et non de l'énergie de déformation emmagasinée dans le pilier.

Ces études ont examiné les effets antérieurs et ultérieurs du relâchement des contraintes, et non ce qui se produit durant le sautage lui-même. Lorsqu'une charge explose dans un forage, une onde de pression ou de choc se propage vers l'extérieur, produisant des fractures radiales autour du trou. Des gaz en dilatation ouvrent et élargissent ces fractures et déplacent physiquement (c.-à-d. rejettent) les fragments rocheux. Dans un tir de relâchement des contraintes, l'explosif est confiné et normalement une face libre ne se trouve qu'à une certaine distance de là. Dans ces conditions, l'onde de choc est la principale source de fragmentation de la roche, et la plupart des gaz s'échappent probablement par l'orifice du trou de mine. En général, l'énergie sismique contenue dans l'onde de choc

représente 5 à 10 % de l'énergie chimique totale de l'explosif (Duvall et Stephenson, 1966).

Dans un milieu élastique, l'augmentation de la contrainte radiale ( $\Delta\sigma_r$ ), peut s'exprimer de la façon suivante :

$$\Delta\sigma_r = P \left( \frac{r}{R} \right)^2 \quad \text{Eq 8.1}$$

où, P = pression dans le forage  
 r = rayon du forage  
 R = distance depuis le forage.

Dans le cas des explosifs commerciaux, la pression dans le forage est de l'ordre de 200 à 8 000 MPa (Coates, 1981). L'équation 8.1 indique que la variation de la contrainte radiale diminue rapidement à mesure que l'on s'éloigne du forage. Lorsque  $R = 10r$ , le changement de contrainte ne représente que 1 % de la pression dans le forage. Pour des roches dures typiques, le coefficient de puissance se rapproche probablement davantage de 2,5 que de 2, indiquant une plus grande atténuation de l'onde de choc.

Le changement de la contrainte radiale peut aussi être exprimé par :

$$\Delta\sigma_r = \gamma C_p v \quad \text{Eq 8.2}$$

où,  $\gamma$  = densité de la roche  
 $C_p$  = vitesse de l'onde de pression  
 v = vitesse des particules.

La vitesse de propagation des fractures ne représente environ que 15 à 40 % de celle de l'onde de pression (Coates, 1981). Donc, initialement, le pilier ne subit qu'une augmentation des contraintes sans une réduction du module d'élasticité à cause de la fracturation qui a lieu plus tard.

On peut maintenant considérer l'ajout à une charge statique d'une charge dynamique causée par des explosifs, en termes de contrainte-déplacement sur un pilier, comme l'indique la figure 8.2. On voit à la figure 8.2(a) l'onde de pression qui se propage à partir du forage de relâchement des contraintes. Au moment où ces ondes frappent les épontes supérieure et inférieure, elles ont probablement fusionné et forment un front droit. La figure 8.2(b) montre l'équivalent mécanique d'un sautage de relâchement des contraintes avec un mince vérin plat à la mi-hauteur qui peut être instantanément pressurisé. Ce n'est pas

une reproduction exacte, puisque l'onde de pression de l'explosif est de caractère transitoire. La figure 8.2(c) montre l'évolution contrainte-déplacement des épontes. La séquence des événements pendant un sautage de relâchement des contraintes est probablement celle-ci :

- Juste avant le tir, le pilier est dans des conditions statiques contrainte-déplacement au point A, avec un module d'élasticité  $E_1$ .
- Après la détonation, l'onde de pression rayonne vers l'extérieur et accroît les contraintes sur les épontes comme lorsqu'on presse un vérin plat. Cette pression interne va pousser les deux épontes à s'éloigner le long de la ligne AB qui est la pente de la courbe de rigidité locale de la mine.
- La fracturation se produit après l'onde de pression, analogue à une rupture du vérin plat. Il y aura probablement une chute soudaine de charge jusqu'au point C après le passage de l'onde de pression, chute dont l'amplitude est probablement égale à l'augmentation de charge à cause de l'explosif. Une autre réduction de charge va suivre à mesure que les deux épontes convergent. Le pilier aura un module d'élasticité réduit  $E_2$ , à cause de la fracturation qui se produit au point D.
- L'équilibre n'a pas encore été atteint et le déplacement se poursuivra le long de la courbe de résistance résiduelle, jusqu'à ce qu'il recoupe la courbe de rigidité locale de la mine au point E.
- S'il s'agissait d'un sautage de production plutôt que d'un tir de relâchement des contraintes, le déchargement se poursuivrait le long de la ligne DF jusqu'à ce que le niveau zéro de charge soit atteint. Toutefois, l'équilibre n'est toujours pas atteint jusqu'à ce que les deux épontes convergent au point G, qui représente l'intersection avec la courbe de rigidité locale de la mine.

On peut maintenant examiner les composantes énergétiques qui interviennent dans un tir de relâchement des contraintes. D'après Salamon (1974), le bilan énergétique résultant de l'exploitation minière peut s'exprimer par :

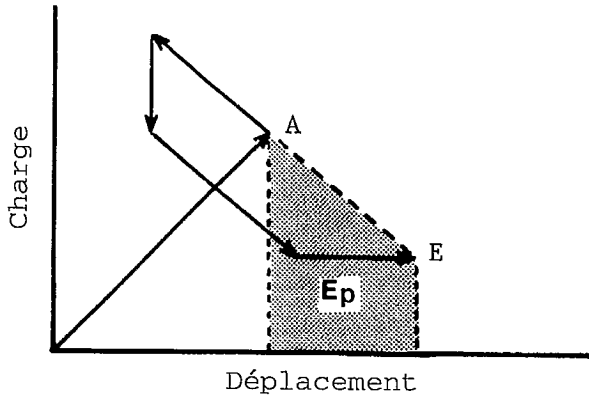
$$W_t + U_m = U_c + W_r \quad \text{Eq 8.3}$$

où,  $W_t$  = variation d'énergie potentielle

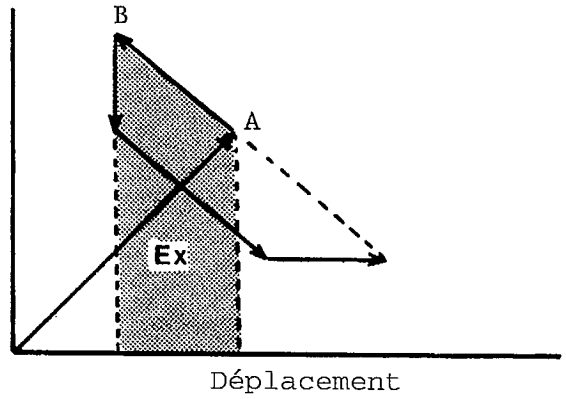
$U_m$  = énergie de déformation emmagasinée dans le matériau extrait

$U_c$  = énergie de déformation accrue dans la roche environnante

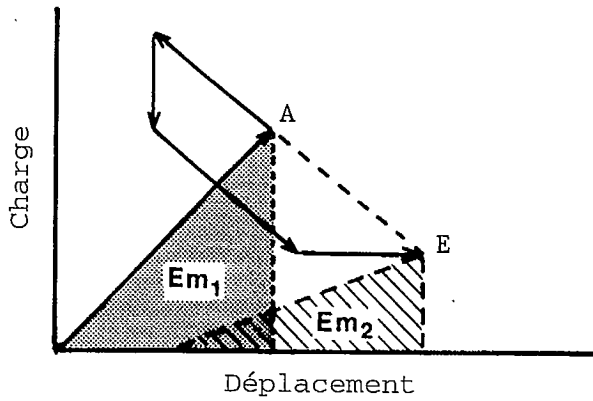
$W_r$  = énergie libérée.



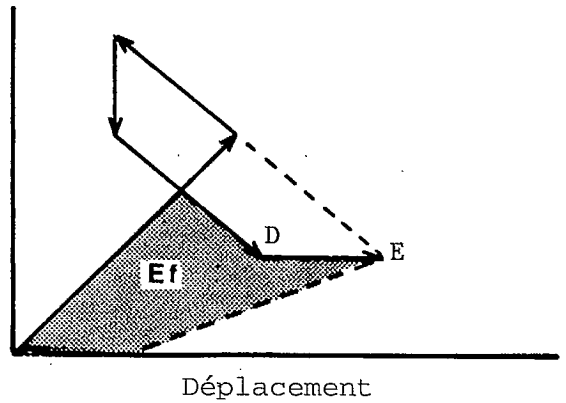
a) Variation nette de l'énergie potentielle.



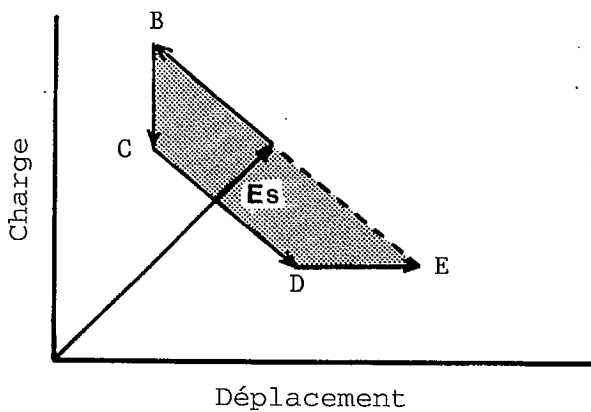
b) Énergie explosive pour pousser les parois.



c) Énergie de déformation emmagasinée avant et après le relâchement.



d) Énergie consommée (sauf explosive) pour fracturer le pilier.



e) Énergie sismique libérée.

Fig. 8.3 - Composantes énergétiques pendant un tir de relâchement des contraintes d'un pilier.

En l'absence d'un soutènement quelconque, comme d'un remblai, l'énergie libérée se compose de l'énergie de déformation emmagasinée dans le matériau extrait,  $U_m$ , et de l'énergie sismique,  $W_k$ , qui cause la vibration du massif rocheux. Dans un tir de relâchement des contraintes, des composantes énergétiques supplémentaires interviennent et l'équation 8.3 devient :

$$W_t + U_{m1} + Ex = U_c + U_{m2} + U_f + W_k \quad \text{Eq 8.4}$$

où,  $U_{m1}$  = énergie de déformation emmagasinée avant le relâchement

$U_{m2}$  = énergie de déformation emmagasinée après le relâchement

$Ex$  = énergie explosive

$U_f$  = énergie consommée en fracturant la roche.

La figure 8.3 est une illustration de ces composantes énergétiques. La variation nette d'énergie potentielle est la surface au-dessous de la ligne AE comme l'indique la figure 8.3(a). L'énergie explosive employée pour repousser les deux épontes est la zone située sous la ligne AB comme l'indique la figure 8.3(b). Il existe une énergie explosive supplémentaire, par exemple l'énergie thermique et celle des gaz en expansion, qui n'est pas prise en compte et qui n'influe pas sur le bilan énergétique. La figure 8.3(c) montre les énergies de déformation emmagasinées avant et après le relâchement des contraintes qui représentent la charge et le module d'élasticité aux points A et E respectivement. L'énergie utilisée par la fracturation de la roche est la zone située au-dessous de l'enveloppe contrainte-déplacement moins l'énergie de déformation emmagasinée qui subsiste dans le pilier fracturé comme indiqué à la figure 8.3(d). L'énergie sismique libérée est la zone à l'extérieur de l'enveloppe charge-déplacement comme on le voit à la figure 8.3(e). Elle comprend deux composantes : celle, due à l'explosif, qui a repoussé les deux épontes et celle due à la variation d'énergie potentielle du massif rocheux.

Bien que ce ne soit qu'une représentation simpliste de ce qui se produit durant un tir de relâchement des contraintes, un certain nombre de déductions fondamentales peuvent être formulées à partir de l'évolution contrainte-déplacement à la figure 8.2, et des composantes énergétiques représentées à la figure 8.3.

- La fonction principale du relâchement est de réduire l'énergie potentielle du massif rocheux environnant, soit la même conclusion à laquelle était parvenu Crouch (1974). Il s'agit pour cela de réduire le module et la charge sur le pilier. Aux figures 8.2(c) et 8.3(c),

la diminution d'énergie potentielle se produit du point A au point E. Une réduction additionnelle de l'énergie potentielle va se produire en exploitant le pilier dans lequel les contraintes ont été relâchées, jusqu'à ce que le point G soit atteint. Plus le point E se rapproche du point G, plus le tir de relâchement des contraintes est efficace, bien qu'il faille considérer ce facteur par rapport aux difficultés pratiques que représente l'exploitation d'un terrain extrêmement fracturé.

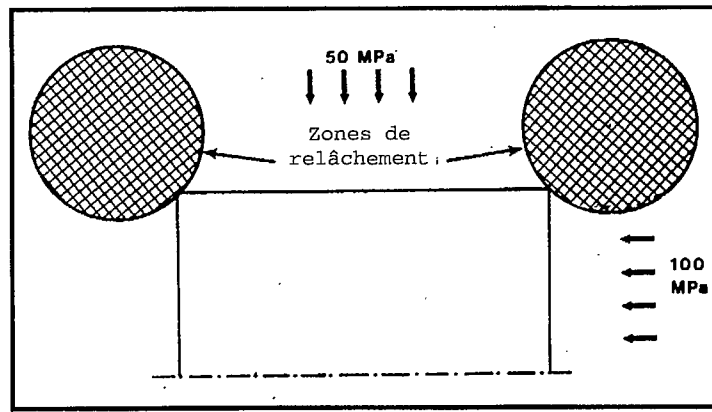
- Que le pilier ait subi ou non un relâchement des contraintes puis l'extraction, ou bien qu'il ait été extrait au moyen de tirs de production, ou qu'il ait subi une rupture causée par un coup de pilier, le point final est toujours le même (c'est-à-dire le point G de la figure 8.2(c)).
- L'énergie de déformation emmagasinée dans le pilier est utilisée dans le processus de fracturation et n'est pas libérée sous forme d'énergie sismique.
- L'explosif ne sert pas seulement à déclencher le processus de fracturation mais aussi à repousser les épontes.
- L'énergie sismique libérée provient en partie de l'explosif et en partie de la variation d'énergie potentielle. Elle est libérée durant la seconde partie du cycle.

### 8.2.2 Ouvertures d'avancement

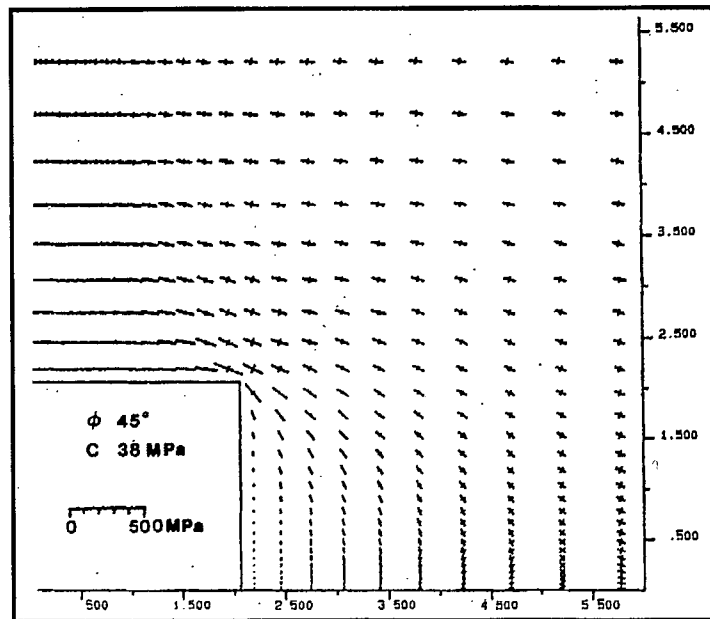
Comme nous l'avons vu dans la section 3.5.1, des concentrations élevées de contraintes peuvent causer l'éclatement de la roche dans les galeries d'avancement, y compris dans les puits de mine. Une des sources de l'énergie sismique libérée est en partie l'énergie de déformation emmagasinée dans la roche lorsqu'elle passe de conditions de contraintes triaxiales à des conditions biaxiales ou uniaxiales. L'objectif des tirs de relâchement des contraintes dans ce cas est de déplacer les fortes concentrations de contraintes (et donc de l'énergie de déformation emmagasinée) des endroits où les côtés de l'ouverture vont se trouver. La figure 8.4 illustre ce concept.

On voit à la figure 8.4(a) un modèle Mohr-Coulomb FLAC, d'une galerie de 4 m par 4 m soumise à une contrainte horizontale de 100 MPa et à une contrainte verticale de 50 MPa. Étant donné la symétrie, seul un quadrant de la galerie a besoin d'être montré. Une zone de 1 m de rayon a été placée dans chacun des coins de la galerie. Les propriétés du matériau (c.-à-d. module d'élasticité global et module de cisaillement, angle de frottement et cohésion) dans cette zone ont été réduites de manière à simuler une zone à contraintes relâchées.

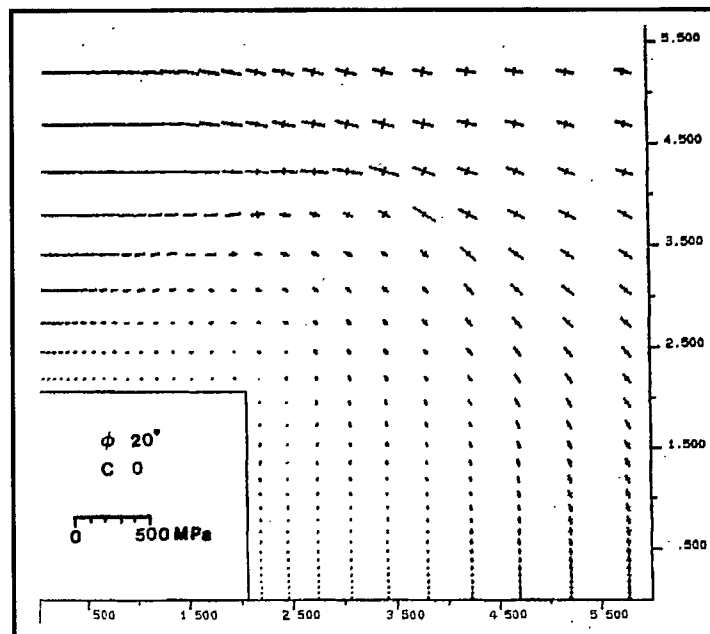




a) Modèle FLAC.



b) Sans zone à contraintes relâchées.



c) Avec zone à contraintes relâchées.

Fig. 8.4 - Modèle illustrant le transfert de contraintes par relâchement des contraintes.

On voit à la figure 8.4(b) les contraintes principales autour de la galerie sans zone à contraintes relâchées. Comme on pouvait s'y attendre, de fortes concentrations de contraintes se sont produites sur les coins et à l'arrière. La figure 8.4(c) montre les contraintes principales après un sautage de relâchement des contraintes. Dans ce cas, les fortes concentrations de contraintes ont été transférées d'environ 2 m des limites de la galerie. Pour atteindre ce résultat, il a fallu réduire la cohésion dans la zone de relâchement à zéro et réduire l'angle de frottement, le module d'élasticité global et le module de cisaillement de moitié. Lorsqu'une faible cohésion et un angle de friction de deux-tiers a été attribué à la zone de relâchement, on a réussi seulement un relâchement partiel des contraintes de la paroi de la galerie (Swan, 1991). Ces résultats impliquent que pour qu'un sautage de relâchement des contraintes soit réussi, il faut que la zone fracturée autour du trou de relâchement ait une cohésion nulle, et que cette zone fracturée recoupe l'ouverture.

### 8.2.3 Failles

La mécanique du glissement le long d'une faille a été présentée dans la section 3.5.3. Le modèle le plus simple a été décrit, c'est-à-dire celui d'une faille circulaire qui n'a que des propriétés statiques et dynamiques de frottement. Dans la plupart des cas, les failles auront aussi des propriétés de cohésion. Avant qu'il y ait glissement, les contraintes de cisaillement et normales présentent une condition stable :

$$\tau_s \leq C_s + \mu_s \sigma_n \quad \text{Eq 8.5}$$

où,  $\tau$  = contrainte de cisaillement

$C$  = cohésion

$\mu$  = coefficient de frottement

$\sigma_n$  = contrainte normale.

Les indices  $s$  et  $d$  représentent la pression statique et dynamique. Pour qu'il y ait un glissement, il faut une augmentation de la contrainte de cisaillement ou une diminution de la cohésion, du frottement ou de la contrainte normale. Après glissement, l'équilibre est établi de nouveau quand :

$$\tau_d = C_d + \mu_d \sigma_n \quad \text{Eq 8.6}$$

et la chute de contrainte est :

$$\tau_s - \tau_d = (C_s - C_d) + \sigma_n(\mu_s - \mu_d) \quad \text{Eq 8.7}$$

Il est difficile d'augmenter la contrainte de cisaillement, donc le seul moyen de relâcher les failles est de réduire l'une ou plus des composantes de serrement. L'injection de fluide dans une faille réduit directement la contrainte normale d'une quantité égale à la pression du fluide. Le fluide peut aussi diminuer le coefficient statique du frottement et la cohésion d'environ 15 % (Biskup et Kaiser, 1990). En contrôlant la pression du fluide et le débit d'écoulement, il est possible de produire des chutes successives de contraintes sur la faille de façon non violente. Brady (1988) et Brummèr (1988) estiment que des pressions de fluide de l'ordre de 20 à 50 MPa et des débits d'écoulement d'environ 50 L/min seraient nécessaires pour déclencher le glissement d'une faille.

L'autre option est de faire exploser des charges dans le plan de la faille. Si les forages se trouvent dans la faille, alors la pression de l'explosion réduira directement la contrainte normale. Autrement, pour les forages à l'extérieur du plan de la faille, l'onde de tension de la deuxième moitié du cycle plus les vibrations subséquentes réduiraient la contrainte normale, et dans une certaine mesure, la friction et la cohésion sur la faille. Le sautage est une méthode à coup unique pour essayer de déclencher un glissement, peut-être de manière violente, sur une faille à un moment donné.

### 8.3 PRATIQUES DE TIR DE RELÂCHEMENT DES CONTRAINTES DES PILIERS

Le relâchement des contraintes des piliers se fait généralement dans des gisements minces à fort pendage exploités par des techniques de chambres remblayées. On décrit plus loin les pratiques utilisées à la mine Campbell de Placer Dome, à la mine Macassa de Lac Minéral et à la mine Lucky Friday de Hecla. L'expérience obtenue par l'extraction d'une fente visant à préconditionner un grand pilier de couronne à la mine Creighton de l'Inco est aussi décrite.

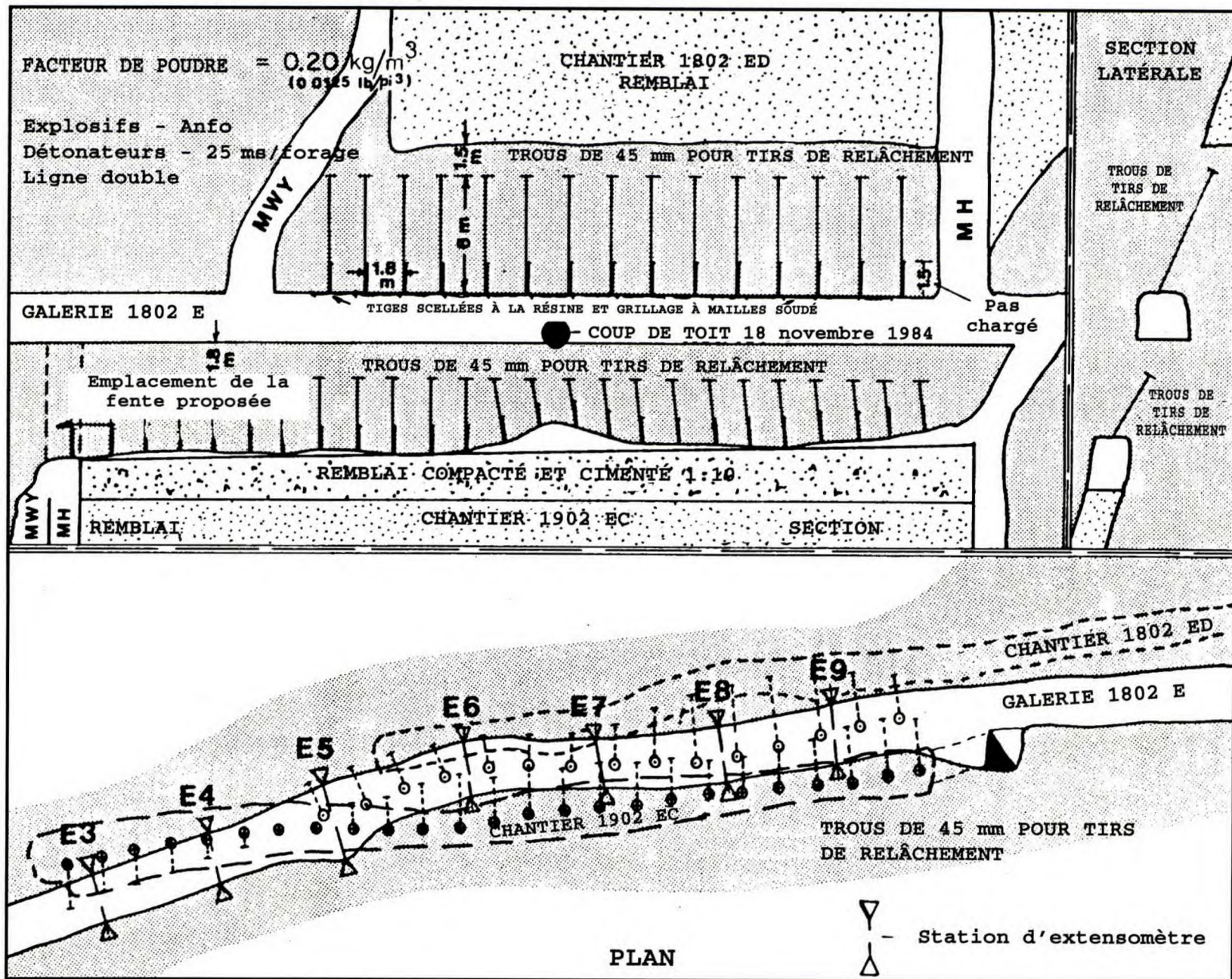


Fig. 8.5 - Configuration des forages de relâchement des contraintes dans les piliers de couronne et de semelle de 1902 et 1802 à la mine Campbell.

### 8.3.1 Mine Campbell, Placer Dome Inc.

Une série de gisements aurifères à fort pendage, de 2 à 12 m de largeur, sont exploités jusqu'à une profondeur de 1300 mètres à la mine Campbell, près de Red Lake en Ontario. Les niveaux supérieurs, jusqu'à une profondeur d'environ 350 m, ont été exploités pour la plupart par des techniques de chambres-magasins. À des niveaux plus profonds, on a utilisé des méthodes de chambre remblayée par des coupes à gradins ascendants, avec des coupes à gradins descendants pour les piliers de couronne. Le remblayage est composé de résidus classifiés additionné de sables alluviaux. On ajoute du ciment pour les planchers et pour les bouchons.

La mine a subi des coups de toit depuis le début des années 1960. Au début, ces phénomènes étaient associés aux piliers de soutirage et aux piliers de couronne des chantiers exploités par chambres-magasins. Dans les chantiers en chambre remblayée, les piliers de couronne ont subi des contraintes critiques et sont devenus sujets à des coups de toit lorsque leur épaisseur s'est rapprochée de 6 m, soit une extraction d'environ 80 %. Toutefois, cette dimension critique augmentera probablement avec la profondeur.

Durant les années 1980, on a effectué quatre sautages de relâchement des contraintes avec des résultats variables (Neumann et al., 1987). Le sautage le plus réussi a été celui des piliers de couronne et de semelle au niveau 18. La figure 8.5 montre la configuration de cette opération. Le pilier de couronne de 4,5 m de largeur a été foré avec des trous de 44 mm, espacés de 1,8 m, jusqu'à 1,5 m de la galerie supérieure, sur une distance de 45 m. Le pilier de semelle au-dessous du niveau a été foré avec des trous de 6 m de longueur avec un espacement de 1,8 m sur une distance de 25 m. Avant le sautage, la galerie du niveau 18 a été renforcée par des tiges scellées à la résine de 2,4 m de longueur et un grillage à mailles soudé. Le chantier au-dessous a été remblayé avec des résidus cimentés compacts dans un rapport de 10:1. Du ANFO a été chargé dans les trous de relâchement avec de la poudre d'un facteur de 0,2 kg/m<sup>2</sup>.

Le tir de relâchement des contraintes a été suivi par de nombreux petits événements microsismiques. Après 30 secondes, un coup de toit s'est produit dans la galerie 1802, comme on le voit à la figure 8.5. L'activité microsismique a diminué pendant les quelques heures qui ont suivi. L'inspection du niveau 18 a révélé des dégâts importants à l'arrière et plus de 30 cm de fragments de roche couvraient le sol de

la galerie. Le forage du pilier de couronne a été difficile à cause de ses nombreuses fractures. Après un sautage de production, un petit coup de toit s'est produit dans le pilier au-dessus du niveau, mais autrement le reste du pilier a été exploité sans autre incident. Même s'il a été relâché, le pilier au-dessus du niveau n'a pas été exploité à cause du remblai non consolidé qui se trouvait au-dessus.

Lors d'un autre sautage de relâchement des contraintes d'un pilier de couronne, un coup de toit s'est produit dans un pilier du point de soutirage au-dessus du niveau, trois jours après le tir, sans avertissement. Le relâchement de six piliers de soutirage dans un chantier exploité par chambres-magasins pouvait avoir contribué à l'instabilité de cette zone. Par la suite, cette zone d'exploitation par chambres-magasins a été soumise à une réaction en chaîne de rupture de piliers et de coups de toit sur une période de deux jours.

### **8.3.2 Mine Macassa, Minéraux Lac Ltée**

À Kirkland Lake, les zones aurifères sont associées à un système de faille important connu sous le nom de Faille Principale. À la mine Macassa, la structure aurifère principale est la faille 04 qui est presque parallèle à la Faille Principale. Le gisement de forme plane est de 2 à 6 m de largeur et a un pendage fort de 75°. À l'extrémité ouest de la mine, où la plupart de la production est maintenant concentrée, l'exploitation en profondeur varie de 1 400 m à 2 150 m de profondeur. L'exploitation par chambre remblayée est la méthode d'extraction dominante. Avant 1986, on utilisait uniquement des stériles non consolidés comme matériau de remblayage. Depuis lors, on a introduit des remblais de roche cimentés et maintenant celui-ci représente la quasi-totalité du remblai déversé.

La mine Macassa subit des coups de toit depuis 1935 et l'on en a signalé plus de 400 (Arjang et Nemcsok, 1987). Environ 70 % de ces coups de toit se sont produits dans la zone minéralisée ou dans les chantiers et 10 % d'entre eux ont été classés comme des coups de toit importants qui ont déplacé plus de 50 tonnes de roches et parfois plus de 1 000 tonnes.

Les piliers de couronne, dans les chantiers par chambre remblayée, ont tendance à devenir sujets à des coups de toit lorsque leur largeur s'approche de 18 m après 60 % d'extraction. On voit à la figure 8.6 la configuration des sautages de relâchement des contraintes dans le pilier de couronne 58-40 (Hanson et al., 1987). Avant le tir de

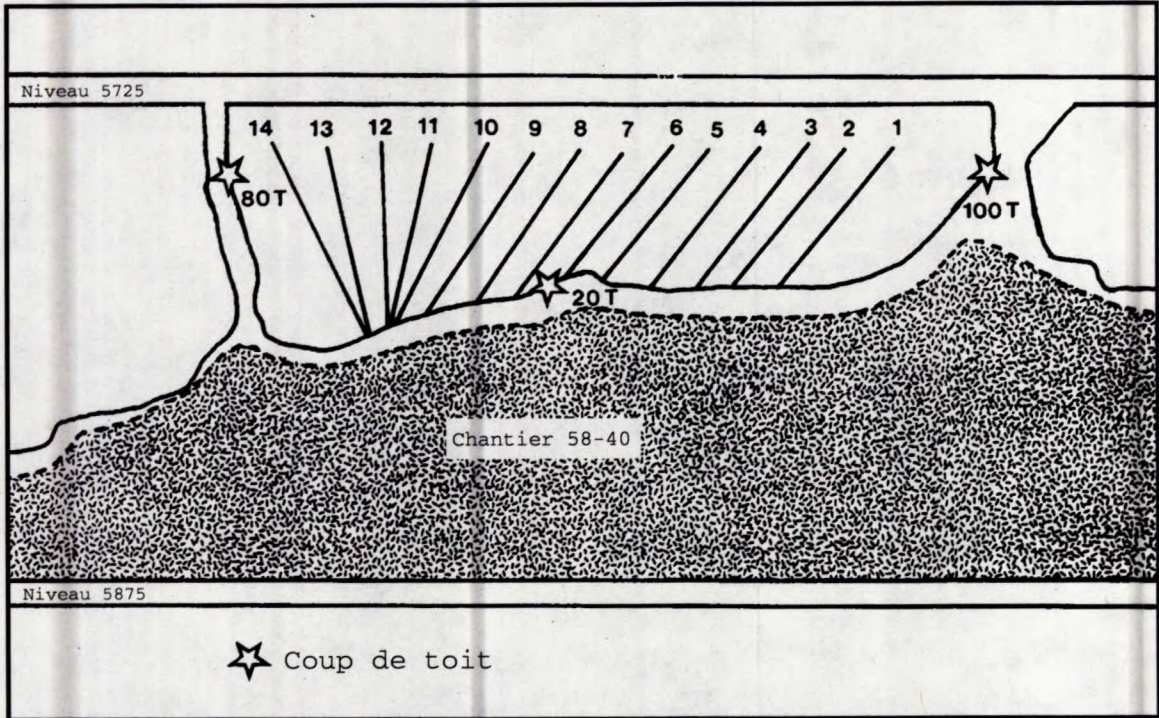


Fig. 8.6 - Configuration des trous de tirs de relâchement des contraintes dans le pilier de couronne 58-40 à la mine Macassa.

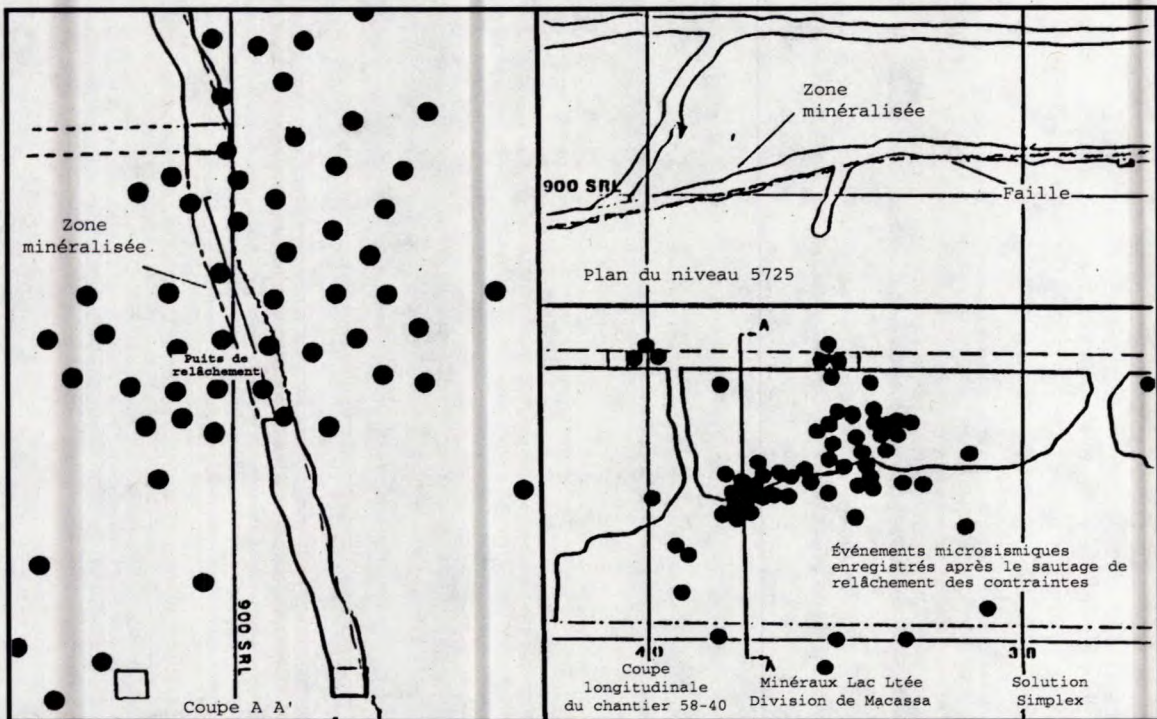


Fig. 8.7 - Localisation de l'activité microsismique après le sautage de relâchement des contraintes.

relâchement, trois coups de toit s'étaient produits dans le pilier, dans les monteries aux deux extrémités, et à l'arrière du chantier, déplaçant 20 à 100 tonnes de roches. Le pilier a été foré de trous de 64 mm à intervalles de 3 m. Le forage a indiqué que les premiers 4 m s'étaient déjà fracturés à cause des travaux d'exploitation. On a placé des explosifs ANFO pour un facteur de poudre de 0,15 kg/m<sup>3</sup> et à 2,5 m. Les tirs ont été effectués en séquences, du trou 1 à 14, en utilisant des retards d'un milliseconde. Sur ces 14 trous, le premier n'a pu être chargé proprement à cause du tassement du sol près du collier, et le trou n° 14 n'a pas explosé.

Un système microsismique, avec enregistrement du signal entier, a été installé autour du pilier de couronne avant le sautage de relâchement des contraintes. Une activité microsismique considérable, comme on le voit à la figure 8.7, a suivi le tir, se localisant surtout autour du pilier. Toutefois, certaines parties du pilier n'ont pas montré d'activité sismique, surtout le côté est du pilier aux alentours du trou n° 1 qui n'avait pas été complètement chargé. Une convergence significative d'environ 25 mm s'est aussi produite dans le chantier, sauf pour 6 mm près du trou n° 1. L'exploitation du pilier qui a suivi a déclenché un petit coup de toit dans la monterie est, causant des dommages aux cadres de bois; la convergence dans cette zone a augmenté jusqu'à 33 mm. On a conclu que la convergence initiale et l'activité microsismique signalaient un relâchement seulement partiel des contraintes dans le pilier.

Environ un an après, une série de coups de toit s'est produite après sautage dans le pilier de couronne immédiatement au-dessus du pilier à contraintes relâchées. Les dégâts ont été de 1 000 tonnes de roches déplacées (voir la section 10.3 pour plus de détails). Aucun dégât ne s'est produit dans les chantiers des piliers à contraintes relâchées, mais la galerie adjacente à l'est a été gravement endommagée. Cette galerie se situait au-dessus d'un pilier stérile qui n'avait pas été relâché. En dernière analyse, le relâchement des contraintes du pilier de couronne 58-40 a probablement amélioré les conditions dans le pilier lui-même, mais a probablement contribué aux problèmes de coups de toit dans les piliers environnants.

L'introduction du remblai rocheux cimenté et la conversion à l'exploitation par chambre remblayée descendante a presque éliminé le besoin de faire des tirs de relâchement des contraintes à la mine Macassa.

### **8.3.3 Mine Lucky Friday, Hecla Mining Company**



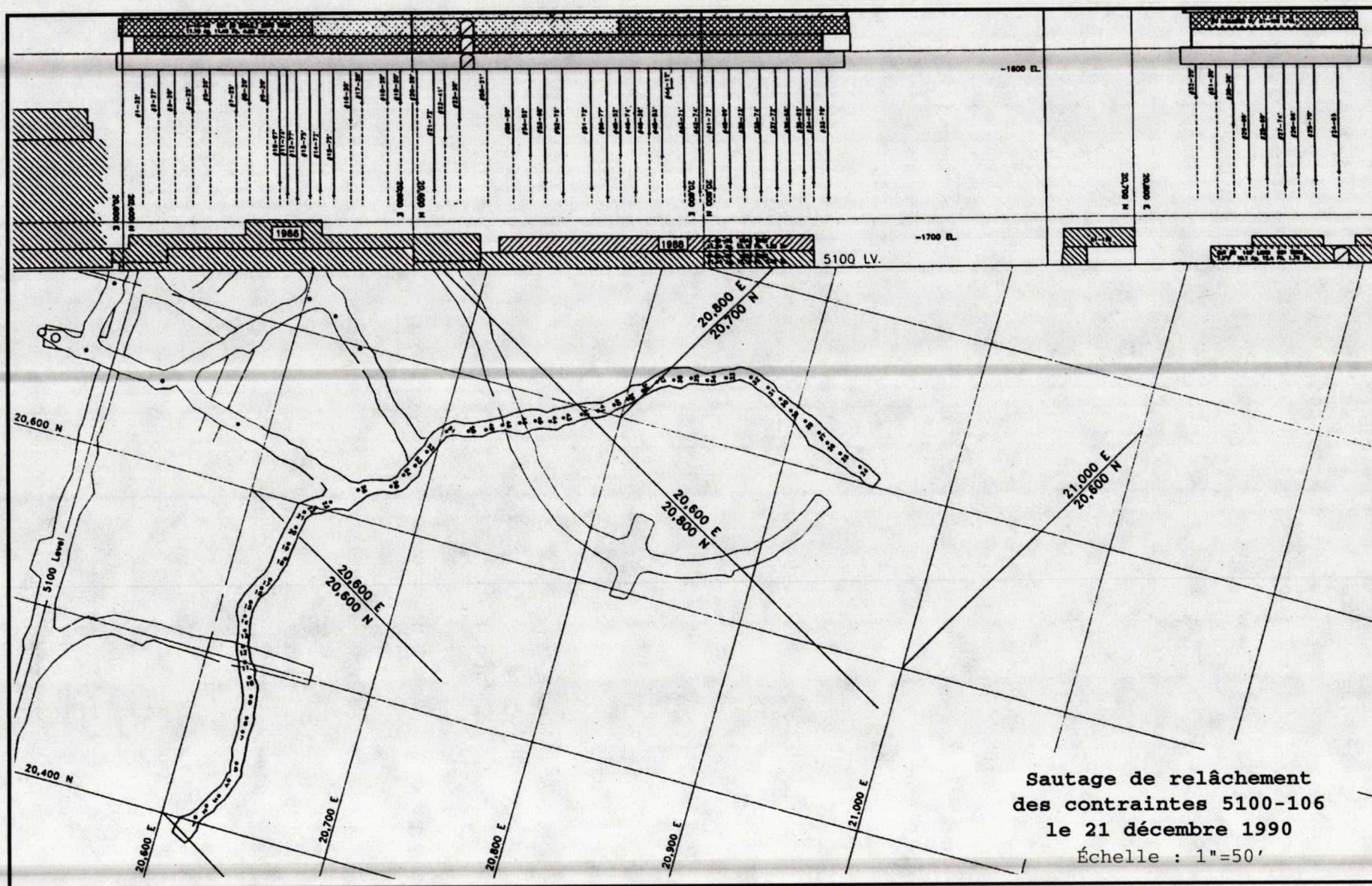


Fig. 8.8 - Configuration des tirs de relâchement des contraintes dans un chantier de longue taille à gradins descendants, mine Lucky Friday.

La mine Lucky Friday se trouve à l'extrémité est du district minier de Coeur d'Alene, en Idaho. La veine de plomb-argent, de 2 à 3 m de largeur, a un pendage d'environ 80° jusqu'à une profondeur de 1 620 m. On a d'abord utilisé des méthodes d'exploitation par chambres remblayées par gradins ascendants. La mine a subi de nombreux coups de toit depuis 1960. Ceux-ci se sont généralement produits dans les piliers de semelle à mesure que les chantiers approchaient le niveau supérieur déjà exploité. Les techniques de relâchement des contraintes, analogues à celles mises en oeuvre dans les mines Campbell et Macassa, ont été utilisées dans ces piliers de semelle, mais avec un succès modéré seulement.

Au début des années 1980, Hecla a fait des essais en utilisant des techniques d'exploitation par chambres remblayées en gradins descendants afin de récupérer les piliers de semelle (Bush et al., 1982). Cela a permis au bout du compte d'utiliser des techniques par gradins descendants avec du remblai cimenté 7:1, comme principale méthode d'exploitation (Williams et Cuvelier, 1988).

L'un de ces chantiers exploités en gradins descendants avait progressé de huit coupes (environ 25 m) à partir du niveau 4 900 lorsqu'on a décidé de procéder au relâchement du pilier de 28 m au-dessous. Sous le pilier, il y avait un chantier déjà exploité par chambres remblayées en gradins ascendants. Au cours de l'exploitation des 8 premières coupes, environ 20 coups de toit d'une magnitude dépassant 1,0 s'étaient produits dans le pilier ou sur la Faille de North Control, qui est la limite est du chantier.

La configuration du sautage de relâchement des contraintes est illustrée à la figure 8.8. Le chantier s'étend sur environ 180 m le long de l'azimut et a été foré de trous de 140 mm, d'environ 24 m de longueur à intervalle moyen de 3 m. Une activité microsismique continue s'est produite durant la période de forage de deux mois des 58 trous de relâchement de contraintes, y compris un coup de toit d'une magnitude de 2,5 qui a causé certains dégâts au sol. Le 15 m de fond de chaque trou de mine a été chargé d'environ 118 kg de poudre (Apex 340) avec un bourrage de 6 m au sommet de chaque trou. La charge explosive totale était de 6 366 kg pour un facteur de poudre de 0,6 kg/m<sup>3</sup>.

Le sautage de relâchement des contraintes a été détoné à partir de l'ouest vers l'est en utilisant des intervalles d'un milliseconde entre les trous. Un coup de toit d'une magnitude de 2,0 s'est produit

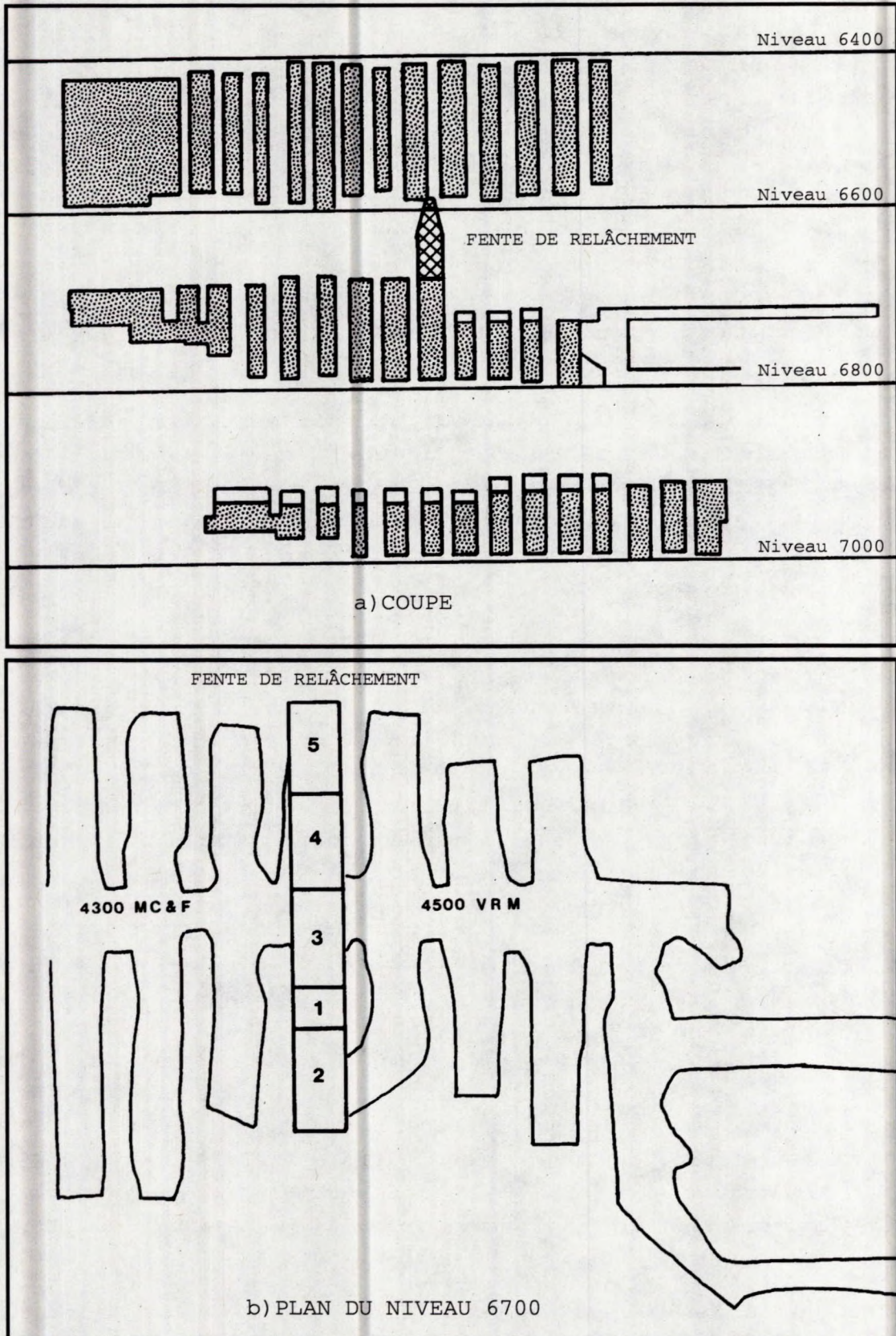


Fig. 8.9 - Disposition de la fente de relâchement des contraintes dans le pilier de couronne 6600-6800, à la mine Creighton.

au milieu du sautage. Au cours des 48 heures qui ont suivi, on a constaté une activité microsismique continue dans le pilier relâché, y compris un événement occasionnel de faible magnitude. Depuis que l'exploitation a recommencé, on a connu plusieurs événements importants avec des magnitudes atteignant jusqu'à 2,8. Ces événements se sont tous produits le long de la zone de la faille North Control, soit entre 30 m au-dessus et 30 m au-dessous de l'horizon d'exploitation (Blake, 1991). Il n'y a eu aucune activité sismique à proximité de la veine ou juste derrière les parois rocheuses, qui semblent avoir été complètement désintégrées.

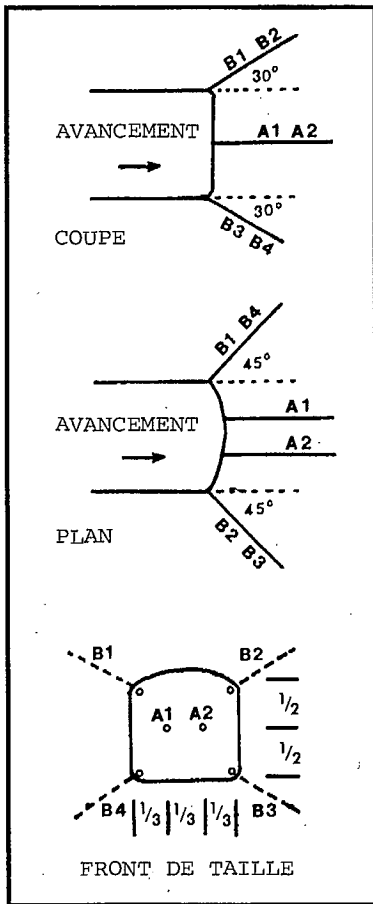
#### **8.3.4 Mine Creighton, Inco Ltée**

Le gisement 400 de la mine Creighton est exploité jusqu'à une profondeur de 2 150 m. Ce gisement est d'environ 230 m le long de l'azimut, 65 m de largeur avec un pendage global de 65°. Les niveaux sont établis à des intervalles de 60 m. L'exploitation en profondeur se faisait initialement par la méthode mécanisée des chambres remblayées, commençant par le niveau inférieur et en s'avançant vers le haut. Cela a créé un pilier de couronne ayant des problèmes de contraintes élevées, y compris des coups de toit, lorsque l'épaisseur du pilier a été réduite à environ 30 m.

On a décidé d'abandonner la méthode mécanisée des chambres remblayées et d'adopter une exploitation verticale rabattante pour extraire le pilier de couronne entre les niveaux 6 600 et 6 800. Les études de mécanique des roches ont indiqué que l'exploitation d'une fente étroite transversale au milieu du gisement atténuerait la contrainte dans le pilier et résulterait en une libération importante de l'énergie potentielle (MacDonald et al., 1988). Donc, la libération importante d'énergie se produirait au début du cycle d'exploitation plutôt qu'à la dernière étape de celui-ci.

On voit à la figure 8.9(a) et (b) la disposition de la fente de relâchement à la fois sur la coupe longitudinale et en plan. La fente de 6 m de largeur a été exploitée dans une série de cinq panneaux, entre juin 1984 et mai 1987, dans la séquence montrée à la figure 8(b). Initialement, le pilier avait une épaisseur de 35 m, mais au cours des trois années qu'a pris l'excavation de la fente, l'exploitation a continué dans les chantiers par chambres remblayées au-dessous.

Le premier panneau avait 6 m sur 6 m et a été foré par des trous de mine de 159 mm à intervalles d'environ 3 m. Le sautage a commencé à la base pour se diriger vers le haut en tranches de 3 m. Une fois



**RELÂCHEMENT DU FRONT DE TAILLE**

Forer deux trous A1 et A2 à mi-hauteur du front et à un tiers de largeur à partir des murs. Forer des trous à plat. Voir le tableau pour la longueur.

**RELÂCHEMENT DU MUR**

Forer quatre trous B1, B2, B3, B4, un à chaque coin du front. Forer vers le haut et vers le bas à 30° et à 45° de l'orientation de l'avancement des travaux. Voir le tableau pour la longueur.

**OBSERVATIONS**

Chargement des trous de tir de relâchement des contraintes : la partie inférieure de chaque trou doit être chargée à une profondeur indiquée sur le tableau.

Sautage des trous de relâchement des contraintes : tous les trous de relâchement des contraintes doivent être détonés avant les premiers tirs de la série.

Avancement de la galerie	Trous A du front	Trous B du mur	Profondeur de la charge
1,8 m	3,0 m	2,4 m	0,9 m
2,4 m	3,7 m	3,0 m	1,2 m
3,0 m	4,3 m	3,7 m	1,5 m
3,7 m	4,9 m	3,7 m	1,5 m
4,3 m	5,5 m	3,7 m	1,5 m

Fig. 8.10 - Procédure standard de relâchement des contraintes pour le fonçage des galeries d'avancement aux mines d'Inco (courtoisie d'Inco Ltée.).

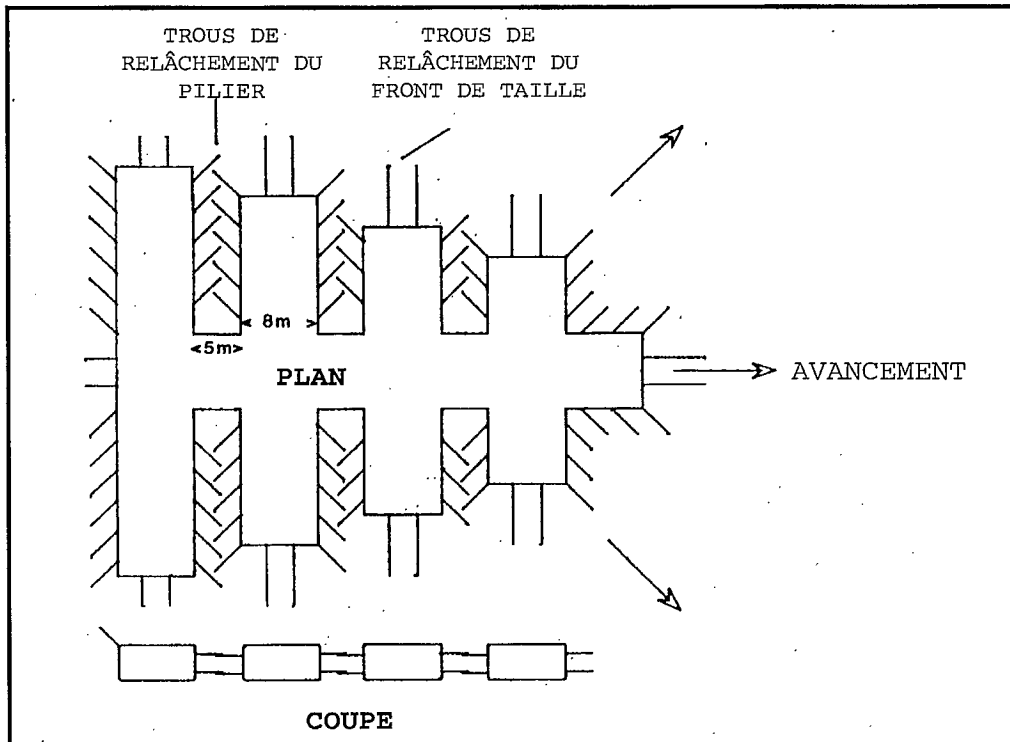


Fig. 8.11 Procédure de relâchement des contraintes pour les fronts de taille et les piliers de séparation durant les opérations de développement du pilier de semelle (d'après Oliver et al., 1987).

terminé, le panneau était remblayé avec des résidus cimentés. Le panneau n° 2 a été extrait d'une manière analogue, sur 15 m de longueur vers l'éponte inférieure, suivi par les panneaux 3, 4 et 5 vers l'éponte supérieure.

Des milliers d'événements microsismiques se sont produits durant l'exploitation de la fente, principalement dans le pilier lui-même plutôt que dans les chantiers de chambres remblayées situés au-dessus et au-dessous. La plupart de ces événements se sont produits pendant les deux heures suivant le tir. Trois coups de toit jusqu'à une magnitude de 2,8 Mn en faisaient partie, ce qui a causé des dégâts au pilier et a déplacé certaines roches dans les chantiers de chambres remblayées qui se trouvaient en-dessous.

L'exploitation verticale rabattante a commencé en 1987 près de la fente de relâchement du côté est, suivi du côté ouest en 1988. Une configuration en V, à partir du toit, a été établie au cours de l'exploitation, pendant laquelle l'activité microsismique s'est poursuivie dans la zone du pilier de couronne. Aussi, deux événements majeurs de magnitude 3,6 Mn se sont produits aux niveaux 6 800 et 6 600 sur la butée ouest du chantier. On pense que ces événements sont liés aux structures faillées importantes. Toutefois, les chantiers n'ont subi aucun dégât.

#### **8.4 PRATIQUES DE RELÂCHEMENT POUR LES GALERIES D'AVANCEMENT**

Le relâchement des contraintes dans les ouvertures d'avancement, y compris les puits, est pratiqué de manière régulière à la mine Creighton d'Inco (Dickhout, 1962 et Oliver et al., 1987). Au début des années 1960, les techniques de relâchement ont été utilisées d'abord sur les travers-bancs du niveau 5 400 (une profondeur de 1 645 m). Un seul trou d'un diamètre de 67 mm et de 14 m de longueur a été foré au centre du front de la galerie. Ce trou a été chargé de dynamite jusqu'à 3 m du col et a été détoné. Quatre volées de tir de 3 m ont été exécutées avant le prochain trou de relâchement des contraintes. Même si on a réussi à éliminer les coups de toit, l'avancement de la galerie a dû être interrompu pour mettre en place une foreuse à long trou afin de forer le trou de relâchement.

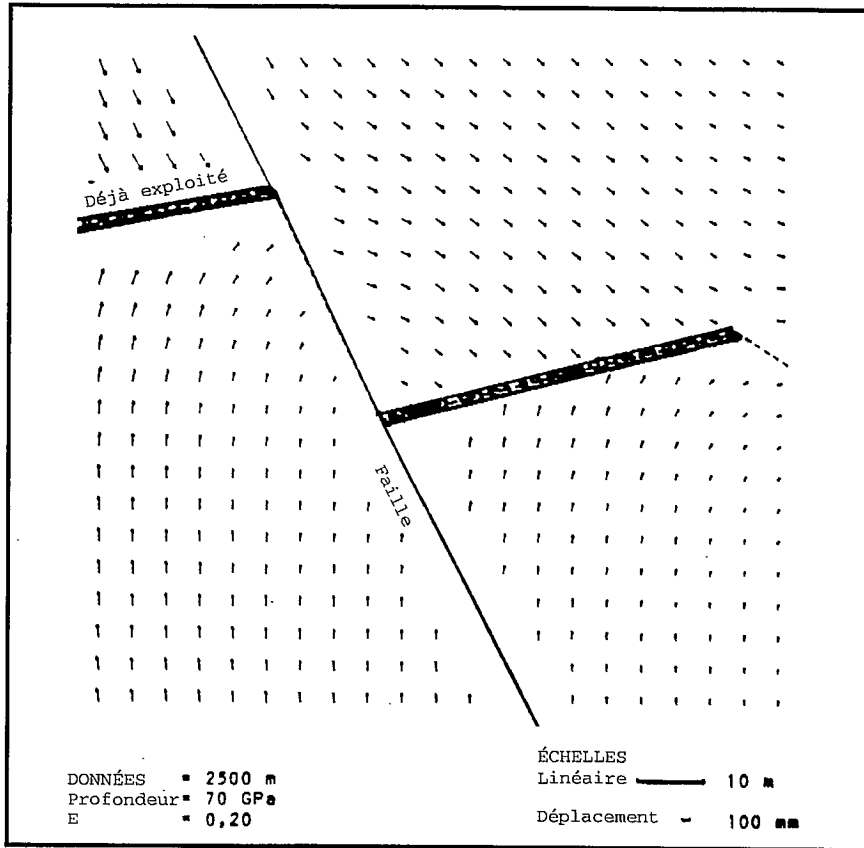
On a ensuite foré deux trous d'un diamètre de 32 mm, deux fois plus longs que la distance des volées de tir. Ces trous ont été chargés jusqu'en haut de ANFO et détonés en même temps que la série. La pratique actuelle, illustrée à la figure 8.10, est utilisée

exclusivement au-dessous du niveau 6 000 (1 820 m) à la mine Creighton. Entre le niveau 6 000 et le niveau 7 000 (2 130 m), les deux trous du front de taille et les deux trous du coin du toit sont forés. Au-dessous du niveau 7 000, les deux trous de coin supplémentaires dans le sol sont aussi forés. Le diamètre des forages varie de 32 mm à 41 mm selon le type de matériel de forage utilisé sur le front de taille. La longueur des trous de relâchement des contraintes varie avec la progression de la galerie, comme on le voit à la figure 8.10. Le fond des trous est chargé de ANFO et détoné tout d'abord, juste avant le sautage principal.

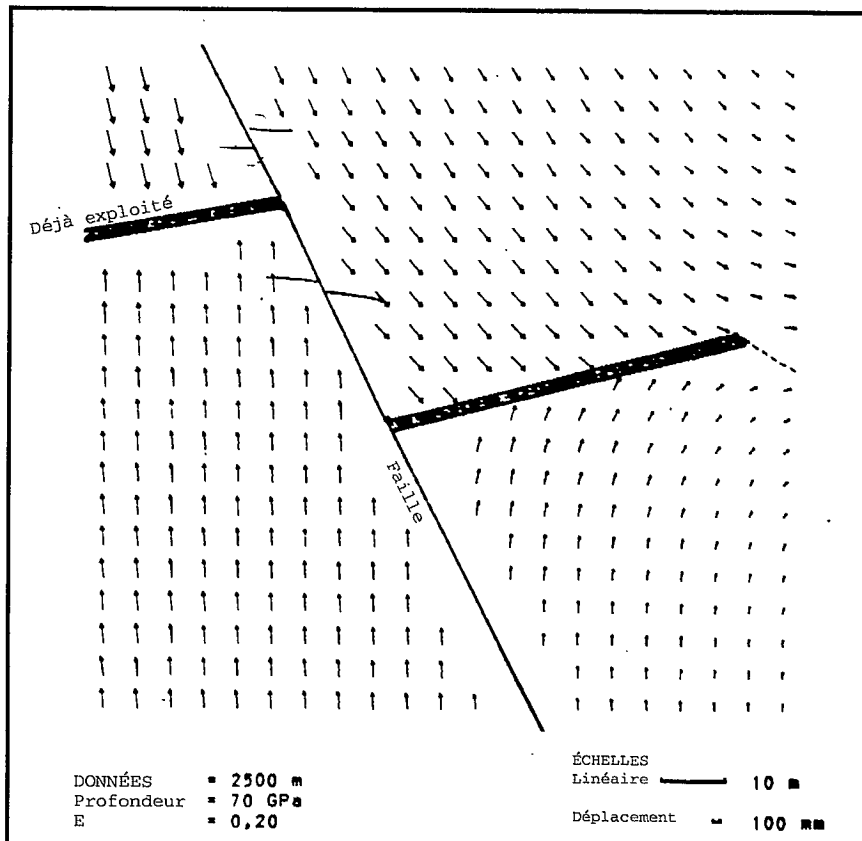
Des chantiers mécanisés de chambres remblayées transversales sont généralement disposés avec des chantiers de 8 m de largeur et des piliers de séparation de 5 m de largeur. Au-dessus du niveau 6 400 (1 950 m), les piliers de séparation avaient tendance à céder sans violence entre la seconde et la quatrième coupe lorsque les piliers étaient minces et relativement faibles. Au niveau 6 600 et plus bas, les coups de toit ont commencé à se produire dans les piliers de séparation durant l'opération du développement du pilier de semelle, lorsque les piliers étaient plus épais et bien plus forts. Dans ces conditions, le relâchement des contraintes se fait à la fois sur le pilier et sur le front d'exploitation comme l'indique la figure 8.11. Deux trous de 3 m ont été forés dans le côté du pilier et deux trous de 5,5 m sont forés dans le front du chantier. Le fond des trous est chargé de ANFO et détoné tout d'abord, juste avant le tir principal. Cette procédure n'a pas arrêté les coups de toit, mais a permis d'en réduire la gravité et a poussé la plupart d'entre eux à se produire juste après le sautage (Oliver et al., 1987).

### **8.5 ESSAIS DE RELÂCHEMENT DES FAILLES**

Des coups de toit par le glissement le long de failles ont déjà été induits par des sautages (Morrison, 1987) et des événements microsismiques ont déjà été causés par l'injection de fluide (Healy et al., 1968). Toutefois, ces phénomènes n'étaient pas intentionnels. Dernièrement, deux essais ont été menés dans des mines d'or d'Afrique du Sud pour déclencher un glissement le long de failles particulières; l'un par un sautage dans le plan de faille (Brummer, 1988), et l'autre par injection de fluide (Board, 1991).



$$c = 80 \text{ MPa } \phi 30^\circ$$



$$c = 20 \text{ MPa } \phi 30^\circ$$

Fig. 8.12 - Vecteurs de déplacement avant et après glissement sur une faille (d'après Brummer, 1988).



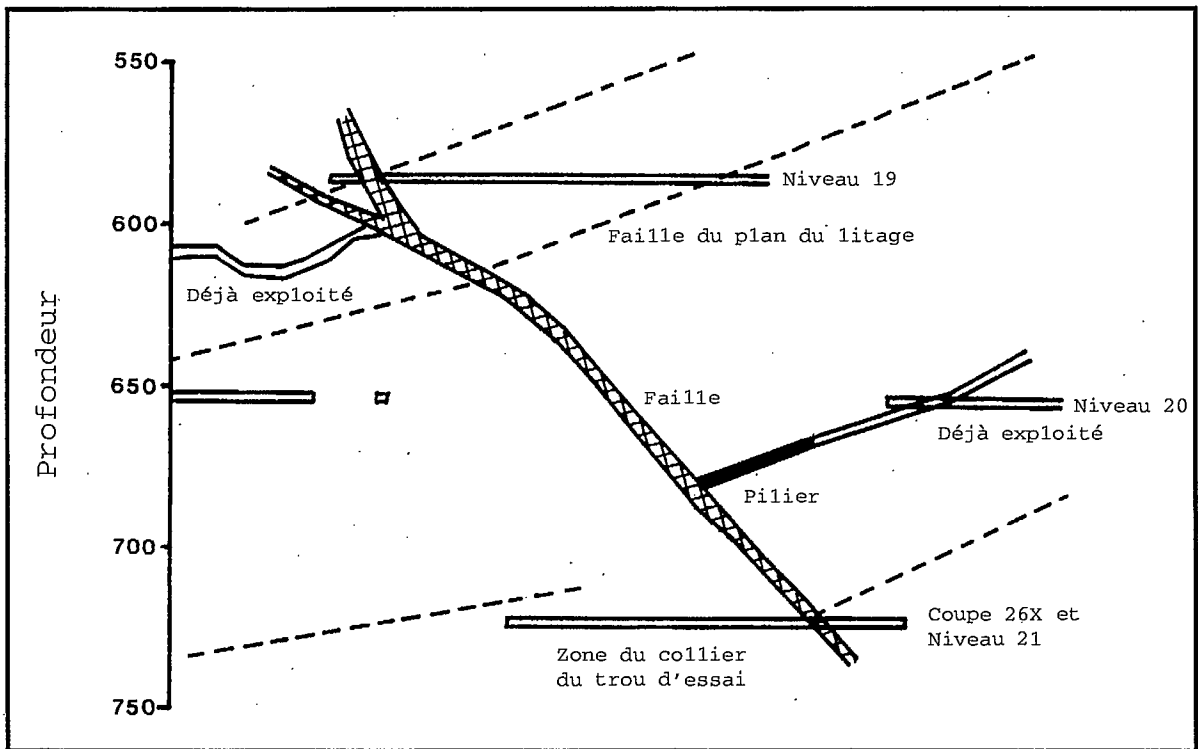


Fig. 8.13 - Coupe verticale montrant la disposition d'une injection de fluide dans un essai de relâchement de faille (d'après Board, 1991).

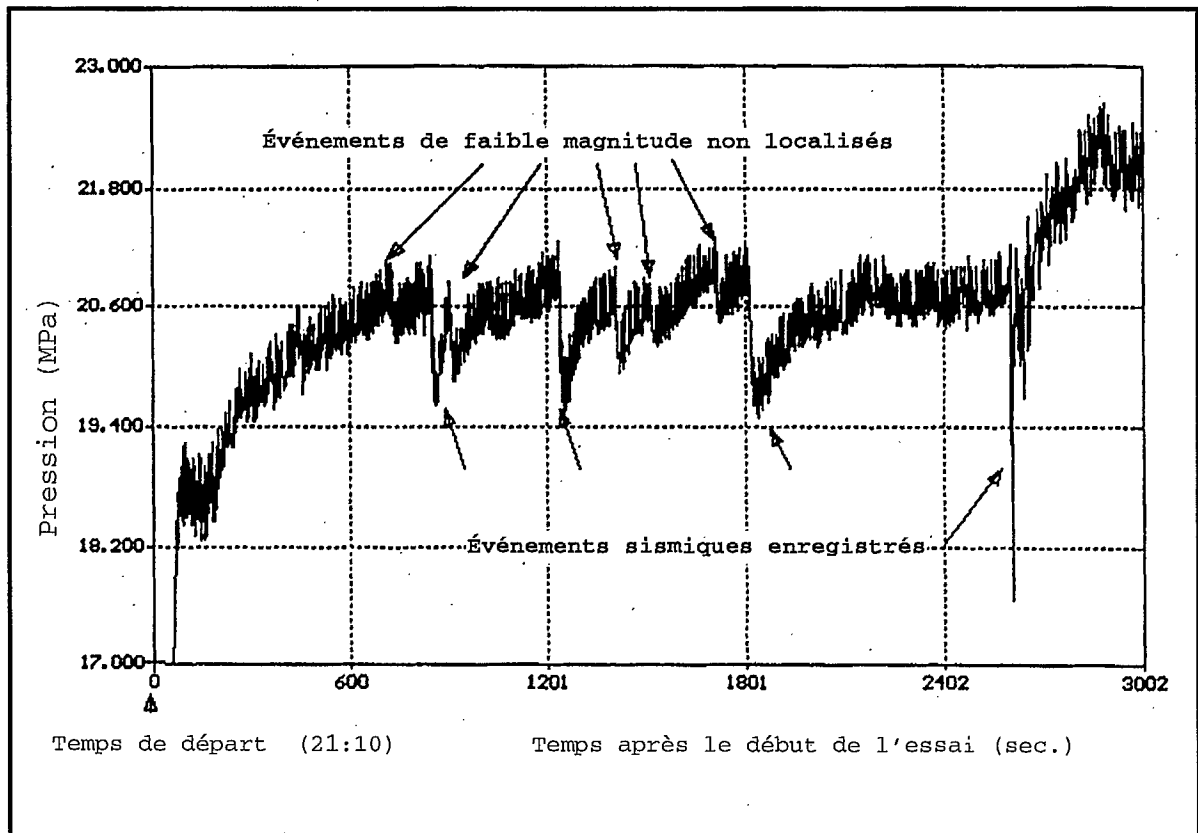


Fig. 8.14 - Enregistrement de l'augmentation et des chutes de pression ainsi que de la sismicité associée durant un essai d'injection de fluide (d'après Board, 1991).

### 8.5.1 Relâchement des failles par sautage

La première tentative de déclenchement d'un glissement de faille par sautage a été effectuée dans une mine d'or de la région de Klerksdorp, en 1987. L'exploitation du filon, à une profondeur de 2 500 m, avait déjà eu lieu des deux côtés de la faille. La faille, qui plonge à environ 63°, avait déplacé le filon d'environ 40 m.

Des modèles d'éléments de frontière à deux dimensions ont été utilisés comme indiqué aux figures 8.12(a) et (b). Pour une cohésion de 80 MPa et un angle de frottement de 30°, la faille était bloquée. Lorsque la cohésion a été réduite à 20 MPa, un glissement d'environ 200 mm s'est produit sur la faille.

À partir d'un tunnel qui recoupait la faille, 12 trous de mine de 20 m de longueur et de 60 mm de diamètre ont été forés dans le plan de faille dans une forme semi-circulaire. Seuls sept trous pouvaient être chargés avec des explosifs de 50 kg pour une charge totale de 350 kg. On a ensuite placé du bourrage dans les 12 premiers mètres de chaque trou de mine. Les mêmes retards électriques ont été utilisés pour détoner l'explosif.

Le sautage n'a pas produit le glissement de faille attendu ni aucun événement sismique important. On a pensé que le tir aurait pu être trop petit ou insuffisamment confiné. En outre, la détonation simultanée n'a pas été effectuée.

### 8.5.2 Relâchement de faille par injection de fluide

L'essai d'injection de fluide a été aussi effectué dans une mine d'or de la région de Klerksdorp en 1990 (Board, 1991). La figure 8.13 montre une section verticale recoupant une faille majeure d'un pendage de 45° et qui a déplacé le filon d'environ 45 m. L'exploitation du filon avait déjà eu lieu des deux côtés de la faille sauf pour un pilier isolé contre la faille à l'horizon inférieur. Ce pilier, à une profondeur de 675 m, était sur le point d'être exploité.

Trois trous de mine de 60 mm de diamètre ont été forés à partir de la coupe 26 X afin de recouper la faille sous le pilier. Des cuvelages de 46 mm de diamètre ont été entièrement cimentés dans les trous de mine sauf aux points d'intersection avec la faille. La pompe avait une capacité de 30 L/min jusqu'à une pression maximale de 60 MPa, qui a été augmentée par la suite par une deuxième pompe à une capacité de 80 L/min. Un système microsismique à sept canaux, ainsi qu'un

accéléromètre triaxial pour enregistrer les formes d'onde, ont été installés autour de la zone d'injection de fluide, pour la localisation des événements.

Des modèles numériques à deux et à trois dimensions ont indiqué que des pressions de fluide de plus de 10 MPa pourraient déclencher des glissements importants et donc, une chute de contrainte de cisaillement sur la faille. Les pressions de fluide dépassant 20 MPa pourraient ouvrir la faille sur certaines parties de la surface d'injection.

Au cours des trois premiers essais d'injection, des niveaux de pression allant jusqu'à 18 MPa à 30 L/min ont été atteints. Des chutes de pression jusqu'à 3,5 MPa se sont produites durant le pompage, accompagnées d'une activité sismique audible. Toutefois, la sensibilité du système microsismique n'était pas assez grande pour enregistrer ces événements.

Pour le quatrième essai, la sensibilité du système microsismique a été augmentée et une seconde pompe a été ajoutée au circuit. La figure 8.14 montre l'enregistrement de l'augmentation de pression et des chutes de contrainte, ainsi que leurs relations avec l'activité sismique. Dans cet essai, 11 événements sismiques ayant des magnitudes de  $-0,75$  à  $-1 M_L$  ont été localisés, ainsi que plus de 200 événements moins importants. On a estimé que des événements d'une telle magnitude ont représenté un glissement sur des rayons de 1 à 2 m. Une pression maximale de 25 MPa a été atteinte, avec une fuite visible de l'eau injectée, ce qui veut dire que la faille s'était ouverte.

Même si on a réussi à provoquer une activité sismique contrôlée par une injection de fluide, il ne s'est pas produit d'événements anticipés de magnitude d'environ  $1,5 M_L$ . Pour obtenir ces événements sismiques plus importants, il faudrait que le glissement se produise sur des zones plus étendues de la faille.

## 8.6 RÉFÉRENCES

Arjang, B. et Nemcsok, G., (1987), Review of rockburst incidents at the Macassa Mine, Kirkland Lake. Rapport de division LRM 87-21(TR), CANMET, Énergie, Mines et Ressources Canada.

Biskup, E. et Kaiser, P.K., (1990), Fault property determination at two Inco mines. Geomechanics Research Centre Report, Université Laurentienne, Sudbury, Ontario.

Blake, W., (1972), Rock-burst mechanics. Colorado School of Mines Quarterly, vol. 67, n° 1.

Blake, W., (1972), Destress test at the Galena Mine. Trans. SME-AIME, vol. 252.

Blake, W., (1982), Rock preconditioning as a seismic control measure in mines. Rockbursts and Seismicity in Mines, Johannesburg, S. Afr. Min. Met., Symp. Series No. 6.

Blake, W., (1991), Communication personnelle.

Board, M.P. et Fairhurst, C., (1983), Rockburst control through destressing - a case example. Symp. Rockbursts: Prediction and Control, IMM, Londres, pp. 91-102.

Board, M., (1991), Communication. personnelle.

Brady, B.H.G., (1988), Rock stress, structure and mine design. Proc. 2nd Int. Symp. Rockbursts and Seismicity in Mines, Minneapolis, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 311-322.

Brummer, R.K., (1988), Active methods to combat the rockburst hazard in South African gold mines. CARE, Univ. Newcastle-upon-Tyne, Pub. IMM Londres, pp. 35-43.

Bush, D.D., Blake, W. et Board, M.P., (1982), Evaluation and demonstration of underhand stoping to control rockbursts, U.S. Bureau of Mines, Contract Report HO 292013, pp. 191.

Coates, D.F., (1981), Rock mechanics principles; Chapitre 8 - Rock dynamics. Énergie, Mines et Ressources Canada, Monographie 874 (révisée).

Cook, N.G.W., Hoek, E., Pretorius, J.P.G., Ortlepp, W.D. et Salamon, M.D.G., (1966), Rock mechanics applied to rockbursts. J. S. Afr. Inst. Min. Met., mai 1966, pp 435-528.

Cook, J.F. et Bruce, D., (1983), Rockbursts at Macassa Mine and the Kirkland Lake mining area. Symp. Rockbursts: Prediction and Control, IMM, Londres, pp. 81-90.

Crouch, S.L. (1974), Analysis of rock bursts in cut-and-fill stopes. Trans. SME-AIME, vol. 256, pp. 298-303.

- Dickout, M.H., (1962), Ground control at the Creighton Mine of the International Nickel Company of Canada Limited. Proc. 1st Can. Rock Mech. Symp., McGill University, Montréal, pp. 121-139.
- Duvall, W.I. et Stephenson, D.F., (1965), Seismic energy available from rockbursts and underground explosions. Trans. SME-AIME, pp. 235-240.
- Garrood, P.S., (1982), Ground control aspects of the development at Creighton No. 11 shaft. 14th Can. Rock Mech. Symp., Vancouver.
- Hanson, D., Quesnel, W. et Hong, R., (1987), Destressing a rockburst prone crown pillar - Macassa Mine. Rapport de division LRM 87-82(TR), CANMET, Énergie, Mines et Ressources Canada.
- Healy, J.H., Rubey, W.W., Griggs, D.T. et Raleigh, C.B., (1968), The Denver earthquakes. Science, 161, pp. 1301-1310.
- MacDonald, P., Wiles, T. et Villeneuve, T., (1988), Rock Mechanics aspects of vertical retreat mining at 2000 m depth at Creighton Mine. CARE Univ. Newcastle-upon-Tyne, Pub. IMM, Londres.
- Morrison, D.M., (1987), Rockburst research at Falconbridge Limited. CIM Annual General Meeting, Toronto.
- Moruzi, G.A. et Pasioka, A.R., (1964), Evaluation of a blasting technique for destressing ground subject to rockbursting. 6th U.S. Rock Mech. Symp., Rolla, Missouri.
- Neumann, M., Makuch, A., Hedley, D.G.F. et Blake, W., (1987), Practical applications of pillar destressing at Campbell Red Lake Mine. 8th CIM Underground Operator's Conf., Elliot Lake, Ontario.
- Oliver, P., Wiles, T., MacDonald, P. et O'Donnell, D., (1987), Rockburst control measures at Inco's Creighton Mine, Proc. 6th Conf. on Ground Control in Mining, West Virginia.
- Rorke, A.J. et Brummer, R.K., (1988), The use of explosives in rockburst control techniques. Proc. 2nd Int. Symp. Rockbursts and Seismicity in Mines, Minneapolis, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 377-386.
- Rorke, A.J., Cross, M., Van Antwerpen, H.E.F. et Noble, E., (1990), The mining of a small up-dip remnant with the aid of preconditioning blasts. Int. Deep Mining Conf., Johannesburg, S. Afr. Inst. Min. Met., Symposium Series 510, pp. 765-774.
- Roux, A.J.A., Leeman, E.R. et Denkhaus, H.G., (1957), Destressing: a

means of ameliorating rockburst conditions. Partie 1: The concept of destressing and results obtained from its application. J. S. Afr. Inst. Min. Met., octobre 1957, pp. 101-127.

Salamon, M.D.G., (1974), Rock mechanics of underground excavations. Proc. 3rd Congr. Int. Soc. Rock Mech., Denver, Colorado, vol. 1, partie B, pp. 951-1099.

Swan, G., (1991), Communication personnelle.

Williams, T.J. et Cuvelier, D.J., (1988), Report on a field trial of an underhand longwall mining method to alleviate rockburst hazards. Proc. 2nd Int. Symp. Rockbursts and Seismicity in Mines, Minneapolis, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 349-354.

## 9. PRÉDICTION DES COUPS DE TOIT



Galerie fermée au bord de la zone de coups de toit à la mine Campbell.



Rupture partielle de pilier à la mine Denison.

## 9. PRÉDICTION DES COUPS DE TOIT\*\*

### 9.1 INTRODUCTION

Les coups de toit constituent un risque unique lié à l'exploitation minière en profondeur, puisqu'on sait rarement quand et où ils se produiront. Cette particularité cause énormément d'inquiétudes tant chez les travailleurs des grandes profondeurs que parmi le personnel d'exploitation. C'est pour cette raison que les compagnies minières et les organismes de recherche essaient de trouver un moyen, depuis plus de 50 ans, de prédire les coups de toit.

La mise au point de la méthode microsismique effectuée par l'USBM à la fin des années 1930 semblait très prometteuse en regard de la prédiction des coups de toit. Malheureusement, des essais extensifs in situ de cette technique dans des mines sujettes à des coups de toit dans les années 1940 n'ont pas réussi à justifier l'utilisation continue de la surveillance microsismique afin de prédire les coups de toit. On s'est intéressé de nouveau à l'utilisation d'appareils de surveillance microsismique dans les mines profondes depuis la fin des années 1960 lorsque la recherche menée par l'USBM a indiqué que les structures minières sujettes à des coups de toit pourraient être déterminés en traçant les localisations d'événements microsismiques sur les cartes minières. L'usage répandu d'appareils de surveillance microsismique dans les années 1970, tant par les compagnies minières que par les organismes de recherche, a montré que même si l'on pouvait souvent délimiter les structures minières sous fortes contraintes, ce n'est que dans des cas très rares qu'on a pu prédire avec succès un coup de toit. De telles surveillances se sont poursuivies activement dans les années 1980, et ont utilisé des instruments et des méthodes d'analyse des données bien plus sophistiqués. Toutefois, le faible taux de succès des prédictions des coups de toit n'a pas vraiment été amélioré.

Les séquences de coups de toit dans un bon nombre de mines de l'Ontario (Quirke, Campbell de Red Lake, Falconbridge, Creighton et Strathcona) ont provoqué une nouvelle motivation à la recherche accélérée sur les coups de toit, y compris sur leur prédiction. L'objectif du présent chapitre est d'examiner et d'évaluer la prédiction actuelle des coups de toit.

---

\*\*Préparé par Wilson Blake



## 9.2 PRÉDICTION DE L'EMPLACEMENT D'UN COUP DE TOIT

Tandis que le but ultime de la prédiction réussie d'un coup de toit comprend à la fois son emplacement et le moment où il se produira, il suffirait dans la plupart des cas de connaître de manière précise l'emplacement d'un coup de toit imminent. La connaissance de l'endroit exact où se produira un coup de toit donne le temps d'élaborer des stratégies pour y faire face.

### 9.2.1 Localisation des coups de toit d'après la concentration des contraintes

Avant l'élaboration d'instrumentation ou de techniques d'analyse des contraintes afin de délimiter les zones de fortes contraintes, l'emplacement potentiel des coups de toit était déterminé d'après les observations passées et l'expérience de l'exploitation minière. Au début des années 1900, on savait en Inde et en Afrique du Sud que les coups de toit se produisaient dans les petits piliers. La connaissance du lieu possible où allaient se produire les coups de toit a provoqué des changements dans la géométrie et la séquence de l'exploitation minière de manière à éviter les piliers manifestement soumis à de fortes contraintes. On reconnaissait aussi que l'exploitation minière et les galeries d'avancement étaient plus facilement sujettes à des coups de toit lorsqu'on s'approchait d'une discontinuité géologique ou qu'on la recoupait par un front d'avancement. Les failles, les dykes, les plans de contacts, les veines coupées étaient considérés comme des endroits potentiels de coups de toit. Les plans miniers étaient souvent ajustés de manière à minimiser l'éclatement de la roche lorsque l'on creusait des ouvertures à travers de telles structures géologiques. Toutefois, malgré la prise en compte de l'expérience passée pour prédéterminer ou prédire où pourraient survenir le plus probablement les coups de toit pour une configuration d'exploitation minière donnée, des différences géologiques subtiles ou une réaction différente de la roche environnante à l'exploitation pouvaient produire des coups de toit inattendus dans des endroits peu probables, et souvent aucun coup de toit dans les endroits probables.

Les estimations qualitatives des contraintes résultant des géométries minières devenaient beaucoup plus quantitatives dans les années 1960 à la suite de l'utilisation de méthodes numériques pour résoudre les problèmes complexes de valeurs périmétriques sur ordinateur. Les configurations minières visant à minimiser de fortes concentrations de

contraintes et les taux de libération d'énergie qui en résultaient ont été élaborées à partir de simulations de modèles informatiques d'exploitation minière effectuées en Afrique du Sud.

Plusieurs mines ontariennes sujettes à des coups de toit ont utilisé des modèles numériques de discontinuité de déplacement pour évaluer les contraintes des piliers. On voit à la figure 9.1 des résultats indiquant les zones attendues de rupture ou des emplacements potentiels de coups de toit associés à l'exploitation du gisement mince à la mine de Macassa. Ces types de modèle ont été utilisés pour décider à quel moment entreprendre les opérations de relâchement des piliers de semelle.

Des simulations de modèles numériques à éléments finis de l'exploitation du district minier de Coeur d'Alène dans l'Idaho ont montré que les zones de fortes concentrations de contraintes entourant un chantier en chambres remblayées coïncidaient avec des emplacements de coups de toit déterminés par surveillance microsismique (Blake, 1972). La figure 9.2 illustre les contours des contraintes dans un chantier typique de géométrie à chambres remblayées et piliers, ainsi que des concentrations de l'activité microsismique et des emplacements de coups de toit induits par l'exploitation de chantiers. Il est intéressant de noter que les premiers coups de toit, qui ont précédé le coup du pilier majeur, étaient probablement des ruptures de cisaillement à l'intérieur des murs autour du fond du chantier.

Outre une estimation quantitative de l'amplitude des concentrations de contraintes résultant des géométries minières complexes, et donc l'identification des zones potentielles de coups de toit dans le voisinage immédiat d'un front d'avancement, les modèles numériques d'analyse des contraintes peuvent être modifiés de manière à évaluer le risque de rupture par cisaillement sur les plans géologiques pré-existants en calculant la contrainte de cisaillement excédentaire qui s'exerce sur un plan de faiblesse. Tout comme la forte concentration de contraintes dans un pilier peut indiquer un coup de pilier, une contrainte de cisaillement excédentaire sur une faille ou sur une discontinuité géologique pourrait indiquer la probabilité d'un événement sismique par glissement de faille.

La plupart des modèles numériques utilisés pour l'analyse des contraintes, c'est-à-dire les éléments finis, les différences finies, la discontinuité des déplacements, les éléments de frontière, supposent que la roche est une masse solide sans fracture ni faille.

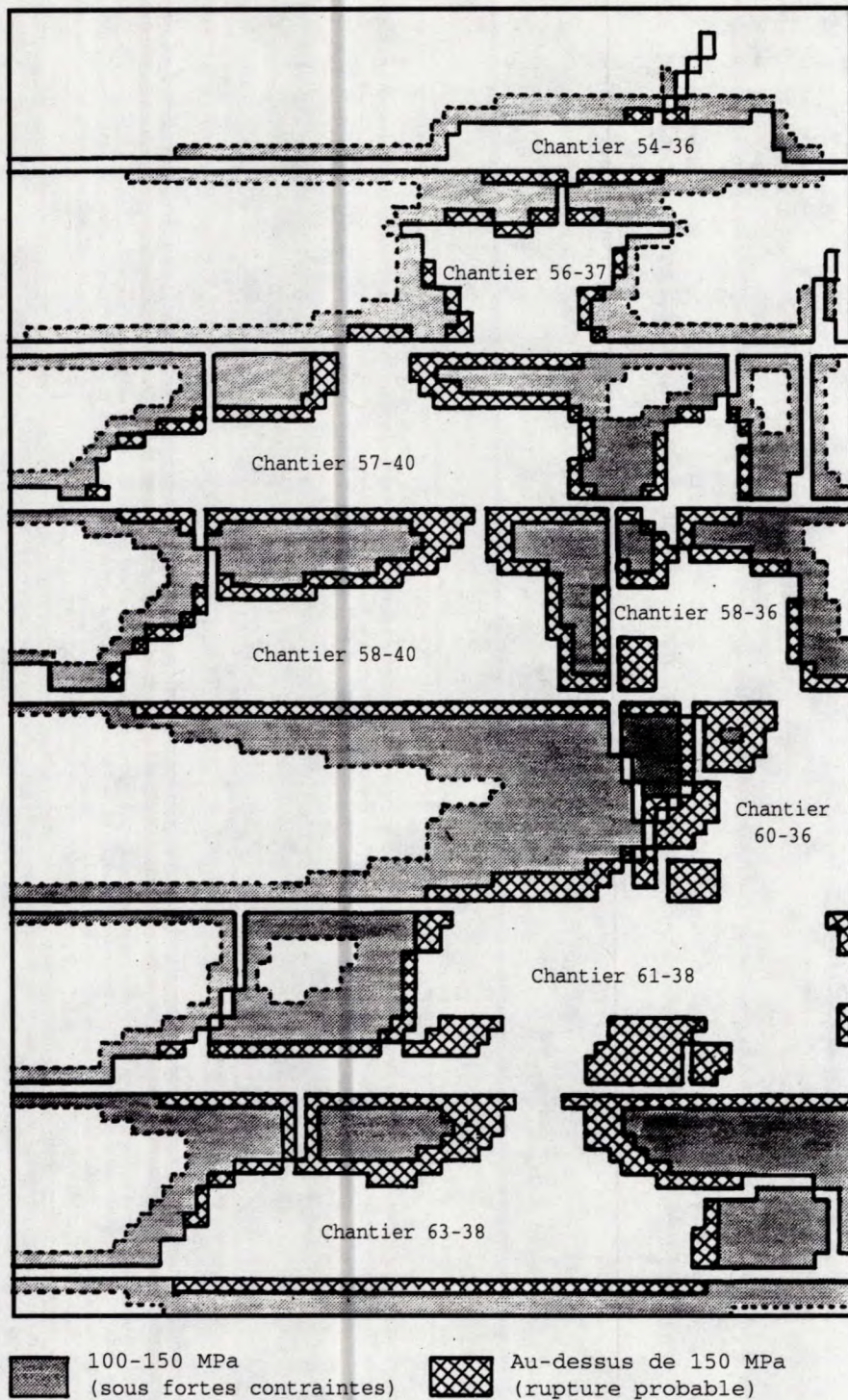
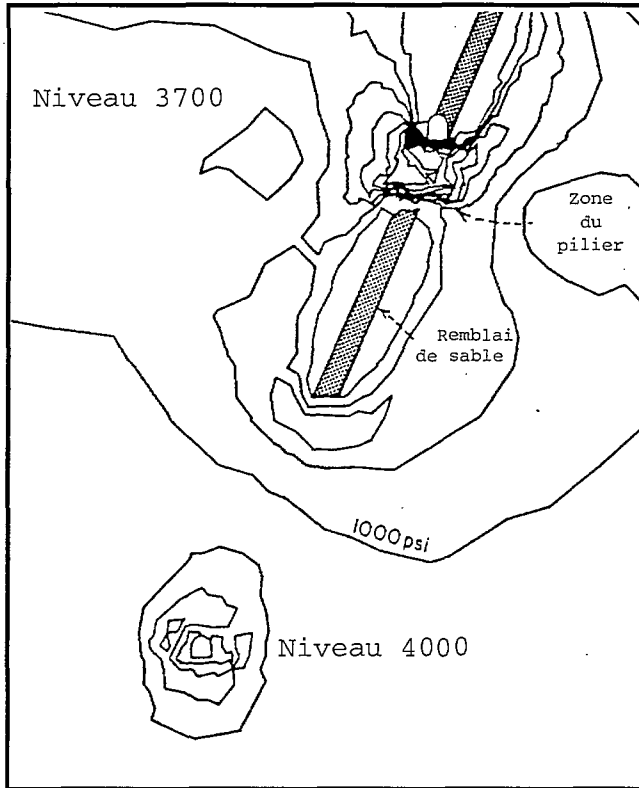
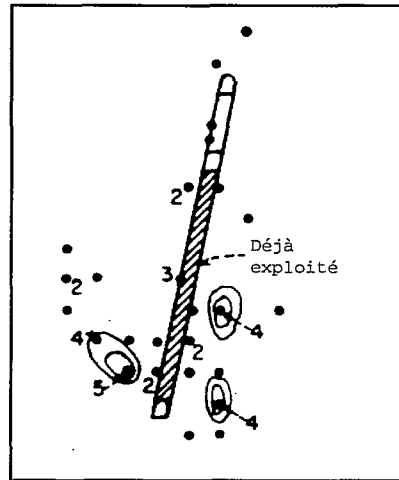


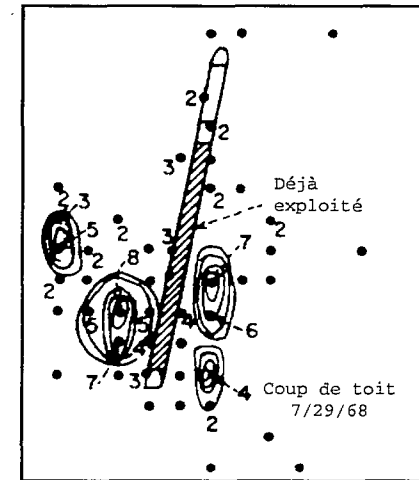
Fig. 9.1 - Modèle numérique de la mine Macassa montrant la distribution des contraintes perpendiculaires, et les zones de rupture attendues et de fortes concentrations de contraintes (d'après Hanson et al., 1987).



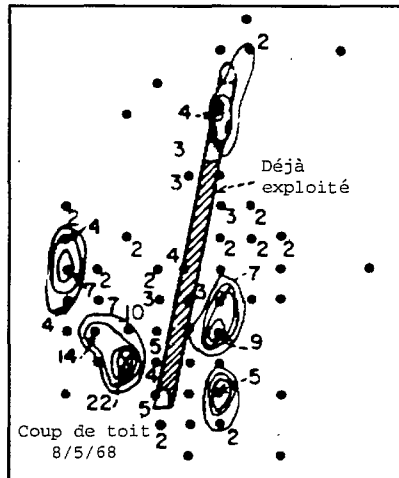
Contour de la contrainte de cisaillement maximale pour un pilier de 30 pieds à des intervalles de 1 000 psi.



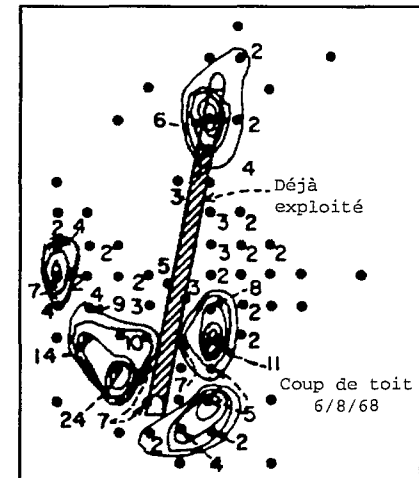
25 juillet - 9 juillet



25 juillet - 29 juillet



25 juin - 5 août



25 juin - 16 août

Tracé cumulatif de la localisation des sources de bruits dans la roche, niveaux 3400 à 3200, mine Galena (d'après Blake et Leighton, 1970).

Fig. 9.2 - Contours des contraintes pour une géométrie de pilier et concentrations de l'activité microsismique (d'après Blake, 1972).

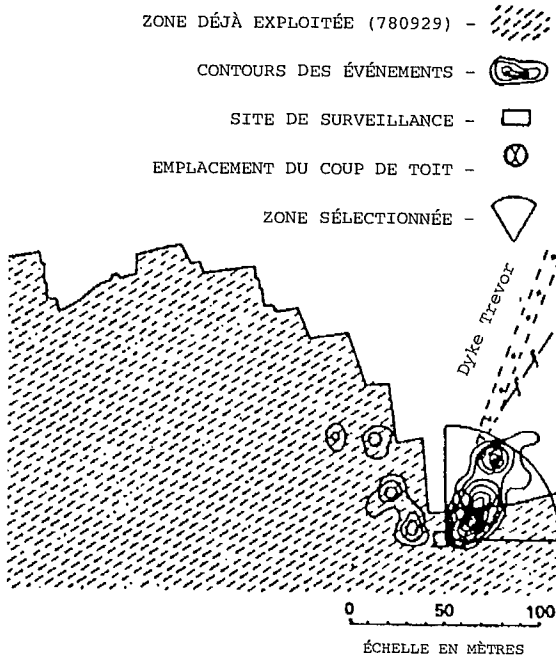
En variant les propriétés des matériaux, ces modèles peuvent être utilisés pour représenter le comportement d'une roche fracturée ou des plans de faiblesse. Lorsque cette représentation est insatisfaisante, on peut utiliser un modèle discontinu pour évaluer le potentiel de glissement sur des structures géologiques. Inco a mis au point un modèle d'éléments de frontière à trois dimensions pour étudier les conceptions de mines qui pourraient minimiser les coups de toit dans la mine Creighton (Wiles, 1988). Falconbridge a utilisé un modèle discontinu en trois dimensions pour évaluer le potentiel de coups de glissement de faille à la mine Strathcona (Hart et al., 1988).

Il faut remarquer que les résultats des modèles sont de portée plus générale et non pas spécifique. C'est-à-dire qu'une forte concentration de contraintes, un surplus d'énergie ou de contrainte de cisaillement indique seulement qu'il existe un risque de coup de toit et non pas qu'un coup de toit se produira absolument. C'est pourquoi les prédictions de modèles numériques sur l'emplacement des foyers de coup de toit doivent être complétées par des observations in situ, des données géologiques, des données sismiques et une rétrospective des incidents de coup de toit afin d'améliorer la fiabilité de telles prédictions.

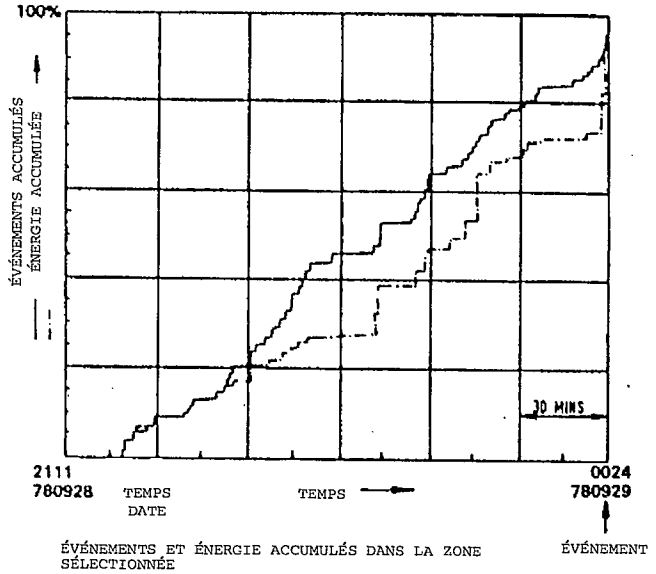
### **9.2.2 Localisation des coups de toit à partir de l'activité microsismique**

La publication de l'USBM « Use of Subaudible Noise for Prediction of Rockbursts » (Obert, 1941) a suscité beaucoup d'intérêt dans les exploitations minières où survenaient des coups de toit. On espérait que l'utilisation de systèmes de surveillance microsismique permettrait de détecter les zones des mines sur le point d'exploser. Toutefois il était impossible avec l'équipement microsismique initial de détecter avec précision des structures spécifiques pouvant faire l'objet d'un coup de toit, parce que la source de l'activité microsismique ne pouvait pas être déterminée avec précision. En outre, la surveillance ne pouvait être faite que pendant des heures de calme relatif dans une mine, ce qui signifie la perte de certaines données importantes.

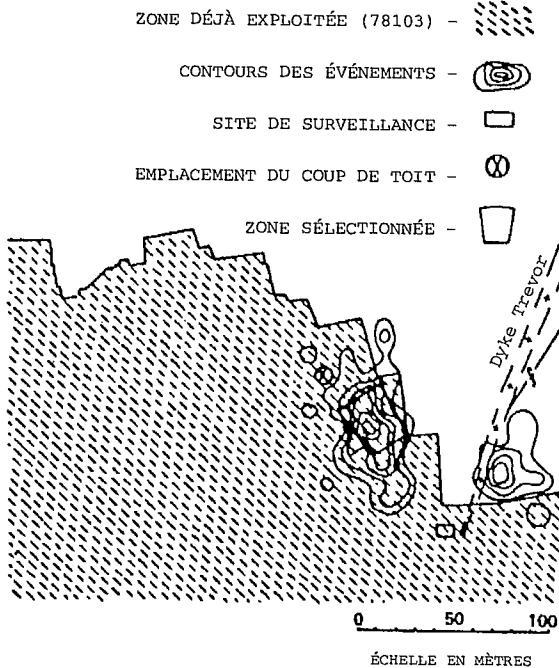
Au début des années 1960, il y a eu un renouveau d'intérêt à l'égard de la surveillance microsismique dans les mines sujettes à des coups de toit à la suite d'essais in situ en Afrique du Sud (Cook, 1963). Ce travail a montré que la localisation du foyer d'événements sismiques pouvait être déterminée avec précision en utilisant un réseau de



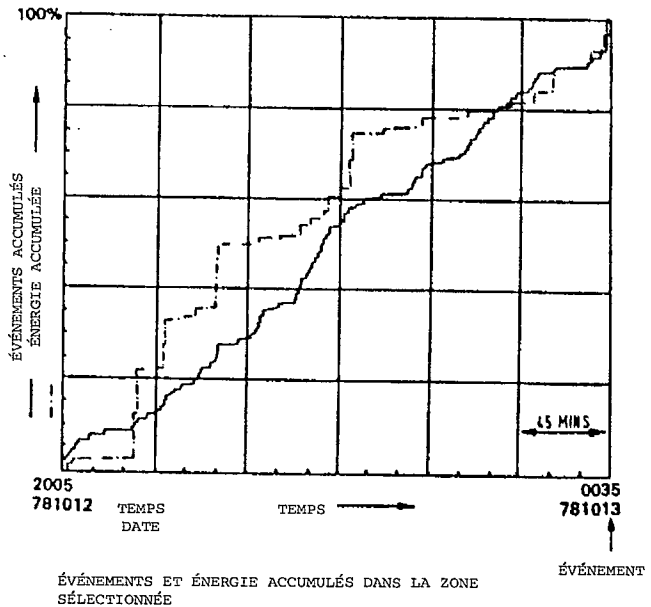
ACTIVITÉ MICROSEISMIQUE SUR LA LONGUE TAILLE  
41 EST PROJETÉE SUR LE PLAN DU FILON



Événements microsismiques précurseurs de l'événement sismique à 00h24 le 29-9-1978.



ACTIVITÉ MICROSEISMIQUE SUR LA LONGUE TAILLE  
41 EST PROJETÉE SUR LE PLAN DU FILON



Événements microsismiques précurseurs de l'événement sismique à 00h24 le 29-9-1978.

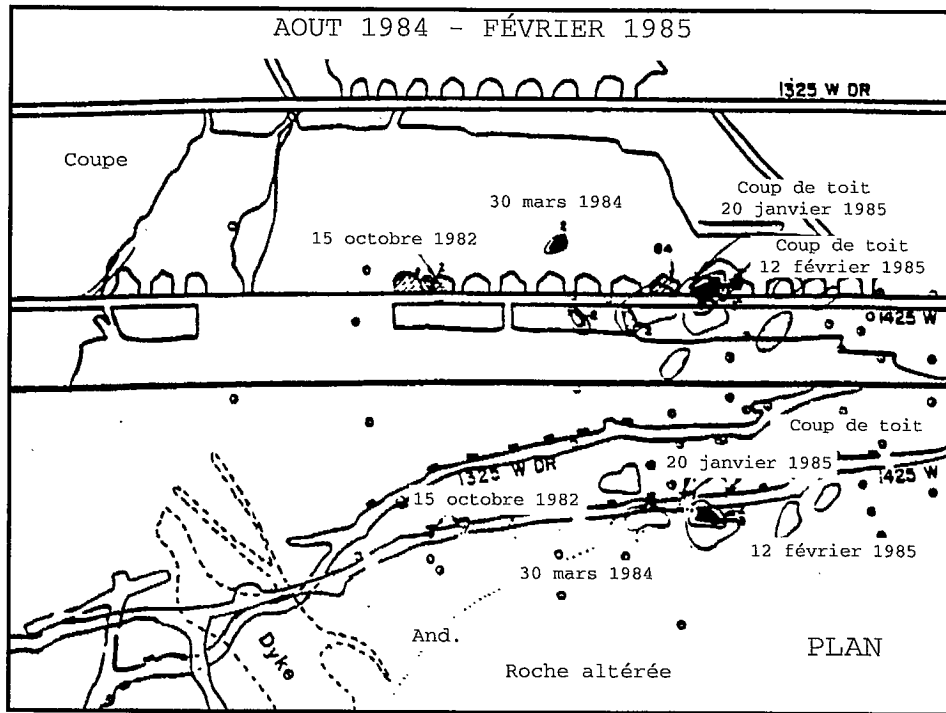
Fig. 9.3 - Activité microsismique anormale liée à l'abattage en longue taille (d'après Brink, 1984).

capteurs et l'information sur les premiers temps d'arrivée. On a trouvé que la plus grande partie de l'activité sismique détectée se situait immédiatement devant ou autour d'un front d'avancement. Stimulé par les résultats de cette recherche, l'USBM a mis au point un système de surveillance microsismique multicanaux au milieu des années 1960 qui a démontré qu'on pouvait délimiter les structures à risque de coups de toit dans certaines mines (Blake et Leighton, 1970). La figure 9.2 montre le développement de zones à risque de coups de toit entourant les chantiers à chambres remblayées. L'USBM a aussi démontré qu'il était possible de faire une surveillance microsismique 24 heures sur 24 de manière automatique (Blake, 1971), ce qui a mené à la mise au point par les compagnies minières de systèmes numériques d'acquisition et d'analyse de données microsismiques (Langstaff, 1974).

À la fin des années 1970, les systèmes de surveillance des coups de toit étaient sur le marché et installés dans des mines sujettes à des coups de toit dans le monde entier. Bien que la prédiction des coups de toit n'ait pas été le but principal de cette surveillance, celle-ci était prioritaire et a permis d'obtenir des résultats encourageants concernant la délimitation des structures minières sujettes à des coups de toit.

À Coeur d'Alène, le système de surveillance microsismique est utilisé de manière routinière pour déterminer les piliers de semelle à risque de coups de toit ou les fronts de taille à fortes contraintes qui pourraient avoir besoin de tirs de relâchement de contraintes. Le succès remporté dans le programme de délimitation des piliers à risque de coups de toit est dans une large mesure dû à l'exploitation en gradins ascendants ayant pour but l'extraction à 100 %. Certaines structures faillées ont été détectées grâce à des données microsismiques, mais des concentrations annonçant des coups de glissement de faille sur une structure particulière n'ont pas été décelées.

La surveillance microsismique détaillée à la mine Western Deep Level en Afrique du Sud a indiqué que certains coups de toit devant un front d'avancement ont été précédés par une activité microsismique anormale qui a clairement délimité la structure sujette à coups de toit (Brink, 1984). La figure 9.3 montre le front de longue taille et la concentration de l'activité microsismique à l'emplacement d'un coup de toit. Le pourcentage des coups de toit précédés par une telle concentration annonciatrice bien définie n'est pas connu.



○ Événement unique                      ● Événements multiples

Fig. 9.4 - Activité microsismique anormale à la mine Campbell (d'après Neumann et Makuch, 1984).

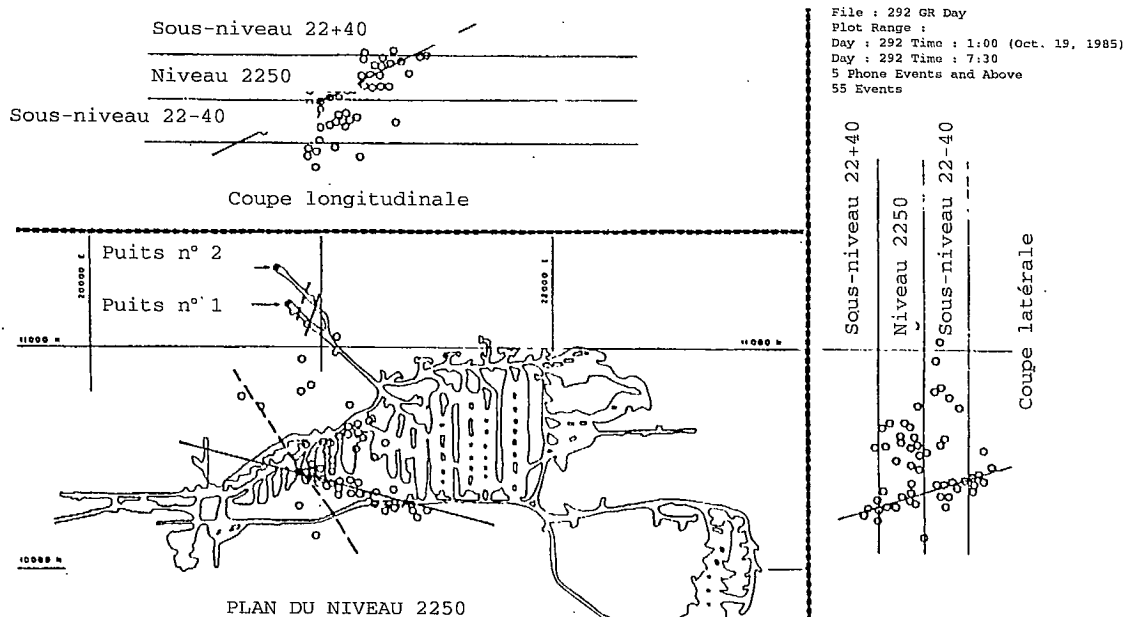


Fig. 9.5 - Activité microsismique anormale à la mine Strathcona (d'après Morrison, 1989).



La surveillance microsismique au Canada a été effectuée dans la plupart des mines sujettes à des coups de toit depuis le milieu des années 1980. L'identification des structures à risque n'a été effectuée que rarement. À la mine Quirke, il y a eu une concentration d'activité sismique dans les mois qui ont précédé les incidents importants de coups de toit en septembre 1984. Toutefois, au cours des heures précédant le premier coup de toit, on n'a noté aucune augmentation de l'activité sismique. La surveillance microscopique dans la zone F-2 à la mine Campbell a montré qu'un petit coup de toit dans un pilier de soutirage a été précédé d'une concentration d'activité microsismique, comme l'indique la figure 9.4 (Newmann et Makuch, 1984). Les coups de toit dans les piliers résiduels d'autres zones minières à la mine Campbell n'ont pas été précédés d'une activité microsismique annonciatrice. La surveillance microsismique à la mine Falconbridge a indiqué que l'activité microsismique se produisait dans l'éponte inférieure sur les structures géologiques, mais n'a permis de délimiter aucune des structures faillées qui étaient actives (Davidge, 1984). La surveillance microsismique à la mine de Strathcona semble indiquer des mouvements sur certaines structures précises comme l'indique la figure 9.5 (Morrison, 1989). Même s'il n'est pas encore évident que des glissements ultérieurs se sont produits sur les structures identifiées par des méthodes microsismiques, il est toutefois clair que les concentrations d'événements microsismiques à la mine Strathcona indiquent bien des zones où il est fort probable qu'il se produise des coups de glissement de faille.

La surveillance microsismique a permis de localiser les zones sujettes à des coups de toit dans les mines du monde entier. Toutefois, des prédictions réussies de l'endroit où se produira un coup de toit ne sont pas chose commune. Les données microsismiques indiquent souvent des mines ou des structures géologiques spécifiques qui peuvent faire l'objet de coups de toit, mais ces données par elles-mêmes ne sont généralement pas suffisantes pour faire des prédictions fiables de coups de toit. En outre, de nombreux coups de toit se produisent le long de structures qui ne sont pas identifiées par des données microsismiques anormales.

### 9.3 PRÉDICTIONS DU MOMENT OÙ SE PRODUIRA UN COUP DE TOIT

Même s'il y a eu quelques réussites notables de prédiction de l'emplacement d'un coup de toit, il n'en est pas de même pour la

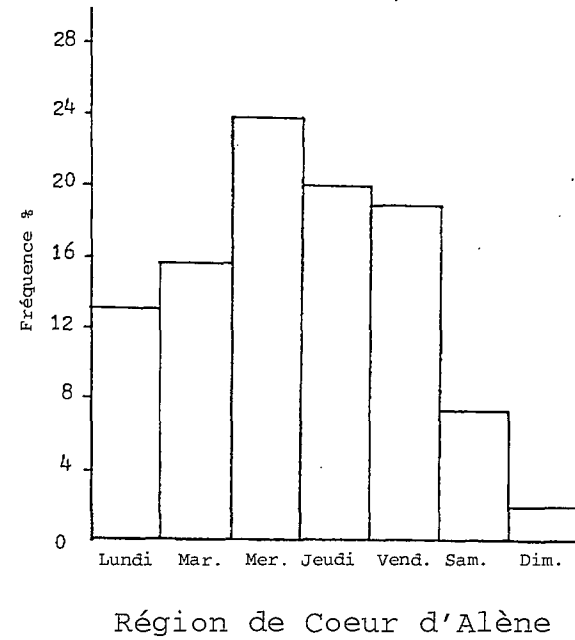
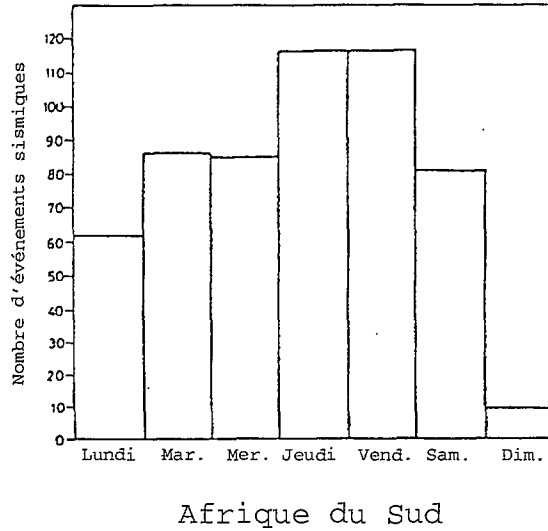
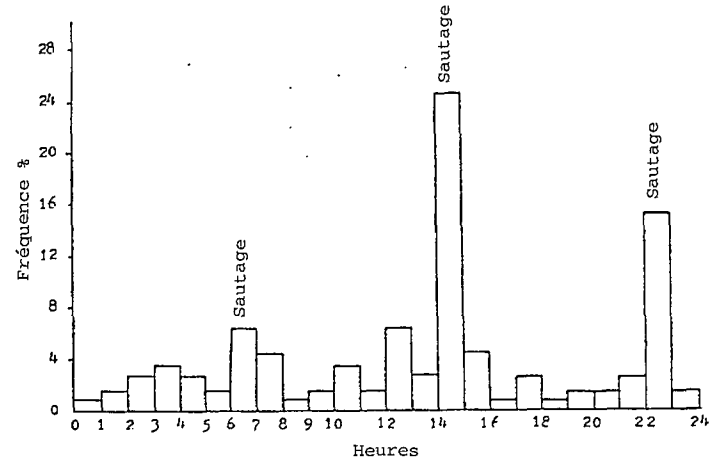
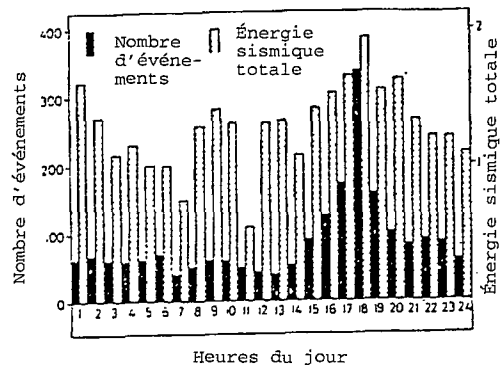


Fig. 9.6 - Distribution quotidienne et hebdomadaire de l'activité sismique associée à l'exploitation minière.

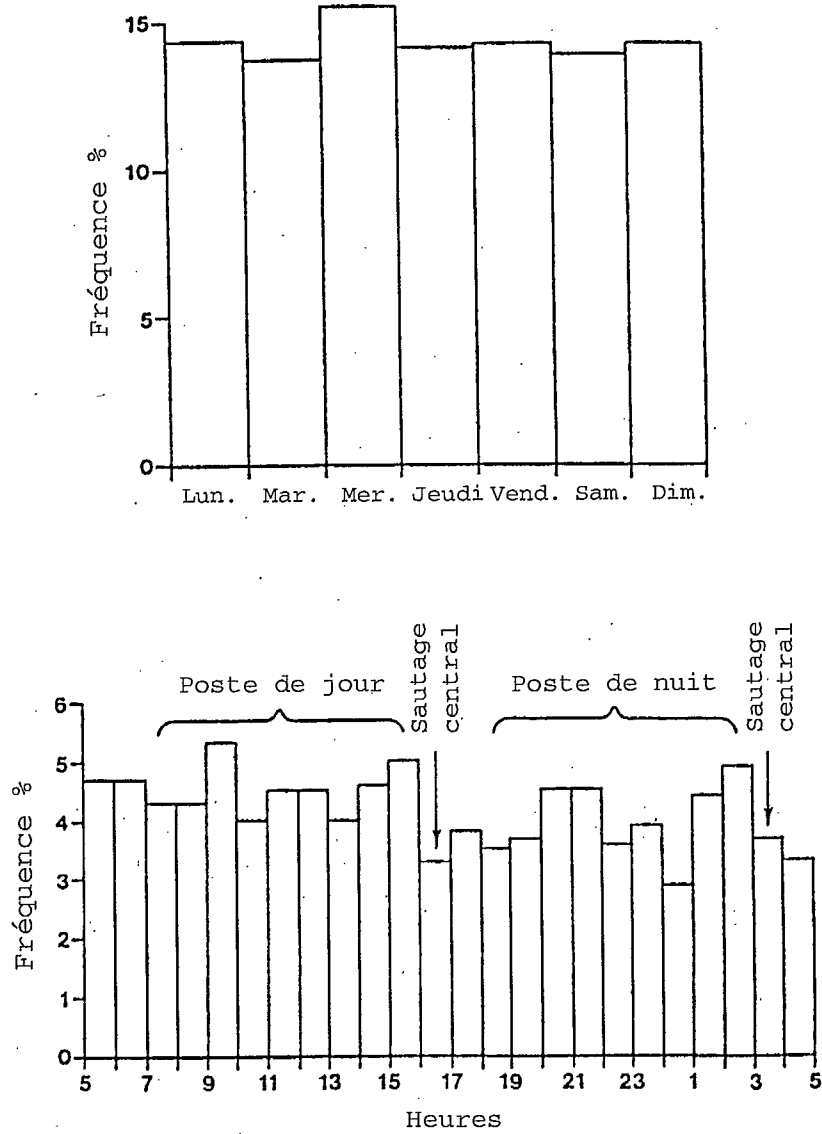


Fig. 9.7 - Distribution journalière et hebdomadaire de l'activité sismique à la mine Quirke.

prédiction du moment où celui-ci risque de se produire. Cela ne devrait pas être surprenant puisque nombre des facteurs qui entrent en jeu dans un coup de toit sont très peu connus. Aussi, la prédiction de tremblements de terre se trouve dans la même situation.

### 9.3.1 Distribution temporelle des coups de toit

Étant donné que les coups de toit sont induits par l'exploitation minière, il est instructif d'examiner les distributions par heure et jour des coups de toit afin de les corrélérer avec les paramètres d'exploitation. On voit à la figure 9.6 les distributions quotidiennes et hebdomadaires de l'activité sismique dans des mines typiques d'Afrique du Sud et de la région de Coeur d'Alène, et la figure 9.7 montre les mêmes distributions de l'activité sismique dans la mine Quirke. L'influence de l'exploitation quotidienne et de l'avancement du front de taille est assez similaire en Afrique du Sud et dans la région de Coeur d'Alène, n'ayant pour ainsi dire aucun effet sur l'activité sismique de la mine Quirke.

Ces données impliquent que la plupart des coups de toit qui se produisent en Afrique du Sud et dans la région de Coeur d'Alène sont dus principalement aux variations géométriques de l'exploitation locale, alors que les coups de toit de la mine Quirke ne sont pas affectés par la géométrie locale mais probablement par la géométrie de l'ensemble de l'exploitation. Il est aussi clair qu'en Afrique du Sud et dans la région de Coeur d'Alène, plus de la moitié des coups de toit se produisent en même temps ou immédiatement après le sautage. En outre, les coups de toit se produisent le plus souvent dans la deuxième moitié de la semaine de travail. Ces données laissent supposer qu'il serait probablement plus facile de prédire le moment où se produisent les coups de toit en Afrique du Sud et dans la région de Coeur d'Alène qu'il ne le serait dans les cas similaires à Quirke (c.-à-d. des coups de toit dans les zones abandonnées des mines).

Étant donné l'augmentation du nombre de coups de toit à Kirkland Lake et Sudbury durant la fin des années 1930 et le début des années 1940, et le succès apparent signalé par l'USBM, la méthode microsismique a été testée dans ces districts miniers durant une période de quatre ans à compter de 1942 (Hodgson, 1958). Ces recherches ont été bien plus élaborées que la recherche effectuée par l'USBM à la mine Ahmeek, mais les résultats ont été beaucoup moins encourageants. Aucun phénomène précurseur n'a précédé les nombreux coups de toit qui se sont produits à Kirkland Lake, dont certains ont détruit les géophones

microsismiques en place. Les coups de toit ne pouvaient pas être prédits et on ne pouvait identifier leurs foyers potentiels. Des résultats très similaires ont été obtenus dans la région de Sudbury, sauf qu'un coup de toit a été prédit à partir d'un taux d'événements microsismiques croissant en même temps qu'une augmentation simultanée de la fréquence des vibrations. Toutefois, on a signalé que la surveillance microsismique faite par les unités portatives ont permis de déterminer certaines régions sujettes à des coups de toit dans le gisement, mais on n'a pas pu prédire le moment où un tel coup de toit pourrait se produire. On a aussi conclu que la mine avait un niveau de bruit mécanique trop élevé pour que la surveillance soit efficace, et il a été impossible de dire d'où le bruit microsismique provenait. L'utilisation d'appareils de surveillance microsismique a donc été interrompue à la fin de la période d'essai.

### 9.3.2 Phénomènes microsismiques précurseurs

Des phénomènes microsismiques et sismiques précurseurs ont été observés avant que ne surviennent des coups de toit. Les plus souvent signalés sont les suivants :

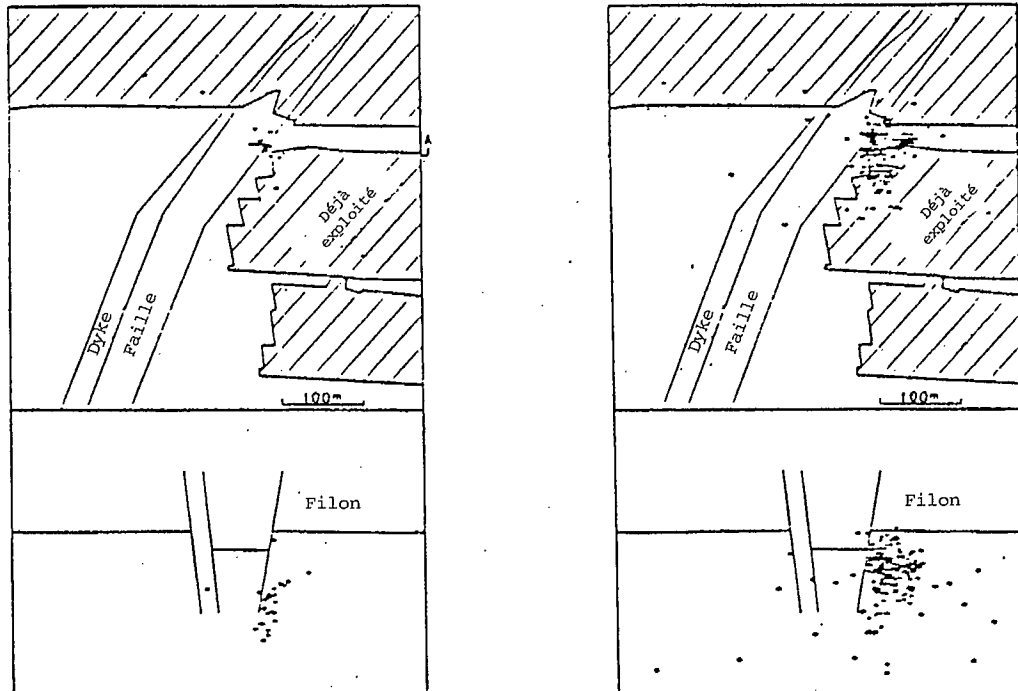
- Une augmentation de deux fois ou plus du taux ou nombre d'événements microsismiques;
- Une augmentation soudaine du taux d'événements microsismiques suivie d'une période sismiquement calme;
- Une augmentation soudaine de l'énergie microsismique libérée;
- Une augmentation soudaine de l'énergie moyenne par événement; et
- Une augmentation du temps qu'il faut à une structure sujette aux coups de toit pour se calmer ou atteindre un équilibre à la suite d'un sautage d'avancement dans la structure.

Afin d'évaluer ces phénomènes, on a analysé des données microsismiques obtenues pendant trois ans à la mine Star Mine de Hecla (Blake, 1984). Durant cette période, quelque 49 coups de toit ont été provoqués par l'exploitation minière des deux chantiers surveillés. Un résumé des résultats d'évaluation des phénomènes précurseurs est présenté au tableau 9.1.

Ces données laissent entendre qu'à la mine Star, seulement 30 % des coups de toit sont précédés par des phénomènes microsismiques précurseurs reconnaissables, alors que quelque 60 % de tous les phénomènes précurseurs reconnaissables ne sont pas suivis par des

Tableau 9.1 - Évaluation des phénomènes précurseurs précédant  
49 coups de toit

Reconnu	Augmentation du nombre d'événements	Augmentation du taux, période de calme	Augmentation de l'énergie libérée	Augmentation de l'énergie/ événement	Augmentation du temps de rétablis- sement
Précurseurs reconnus avant un coup de toit	12	3	15	4	15
Pourcentage des coups de toit précédés de précurseurs	24 %	6 %	31 %	8 %	31 %
Précurseurs reconnus qui n'ont pas été suivis d'un coup de toit	16 %	-	19	7	25
Pourcentage de précurseurs qui n'ont pas été suivis d'un coup de toit	57 %	-	56 %	64 %	63 %



Plan et coupe (A-A) des quatre premières minutes de secousses secondaires après un événement sismique de  $M_1=0,6$  le 12-09-85 à 11 h 32.

Plan et coupe (A-A) des quatre premières minutes de secousse secondaire après un événement sismique de  $M_1=2,4$  le 14-09-85 à 15 h 34.

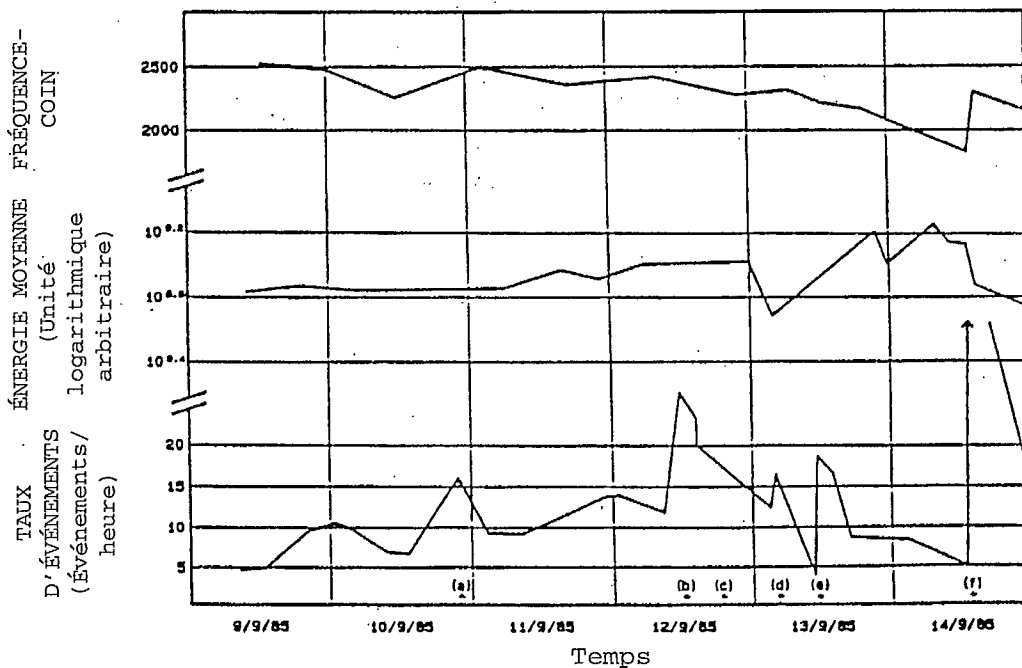


Fig. 9.8 - Développement de l'activité précédant un coup de toit à la mine Western Deep Level (d'après Brink, 1988).

coups de toit. Ces résultats montrent le peu de fiabilité des phénomènes microsismiques précurseurs pour prédire le moment d'un coup de toit. Il n'y a pas eu de prédictions précises de coups de toit pendant la durée de la présente étude.

### 9.3.3 Études récentes de prédiction des coups de toit

L'USBM continue d'effectuer des recherches visant à prédire les coups de toit. À partir d'une analyse d'essais de laboratoire, des données microsismiques précédant quelques coups de toit et des données choisies sur les tremblements de terre, un moyen de prédire le moment d'une rupture, y compris un coup de toit, a été proposé (Brady, 1978). La détermination du moment d'une rupture est basée sur la durée de temps nécessaire pour une accumulation bien définie d'événements microsismiques dans une zone donnée. Ces critères ont été utilisés pour faire quelques prédictions après le fait des coups de toit et des tremblements de terre, mais ils n'ont pas encore produit de prédictions en temps réel. Toutefois, au cours des recherches menées par le USBM dans le district de Coeur d'Alène, il est arrivé que les mineurs soient évacués ou restés en dehors d'un chantier juste avant un coup de toit à cause d'une augmentation soudaine et évidente de l'activité microsismique autour de ce chantier pendant des heures de travail, ou d'une rupture dans un chantier qui devait reprendre son calme initial en dehors des heures de travail. La fiabilité de telles prédictions est très faible par rapport au nombre de fois où les équipes de travail ont été évacuées ou restées en dehors des chantiers.

Le groupe de prédiction des coups de toit à la mine Western Deep Level en Afrique du Sud a travaillé à la mise au point d'une capacité de prédiction fondée sur les phénomènes microsismiques précurseurs depuis 1978. Jusqu'à présent, le phénomène microsismique précurseur le plus fiable a été la variation du taux d'événements microsismiques pour un volume donné de roche ou pour une structure minière déterminée (Brink, 1988). La figure 9.8 montre l'activité précédant un coup de toit. À la suite de l'augmentation du taux d'événements microsismiques le 12 septembre 1985, on a prédit un coup de toit et l'équipe de travail a été empêchée d'entrer au chantier l'après-midi et le lendemain matin. Le coup de toit ne s'est pas produit et l'on a supposé qu'il ne se produirait pas tant que le front de taille n'aurait pas été sauté. Le coup de toit s'est produit quelque deux heures après le sautage le 14 septembre 1985. Durant une période de neuf mois, quelque neuf coups de toit ont été signalés, dont quatre ont été prédits d'après



l'activité microsismique qui a précédé. On a conclu qu'un coup de toit imminent peut souvent être anticipé avec un certain succès, mais il n'est pas encore possible de déterminer avec précision si un coup de toit se produira, à moins qu'il ne soit déclenché par une opération minière supplémentaire. Pour améliorer la fiabilité des prédictions d'un événement microsismique, des paramètres de source des événements microsismiques sont à l'étude.

Depuis le début des années 1980, des efforts considérables ont été consacrés à la prédiction des coups de toit par l'activité sismique haute fréquence (fréquence des signaux  $\geq 35\ 000$  Hz). Les études initiales n'ont signalé aucun succès (Welch, 1984; Kanduth, 1984), mais une étude in situ récente utilisant du matériel différent a eu un certain succès car on a détecté une augmentation de contrainte dans un pilier adjacent à une exploitation de récupération d'un pilier qui a provoqué un coup de toit (Calder et al, 1988). Même s'il est manifeste qu'une augmentation attendue de la contrainte a été détectée dans le pilier surveillé, il n'est pas évident qu'on pouvait s'attendre à un coup de toit dans le pilier adjacent. Il faut donc faire davantage de recherches in situ fondées sur une surveillance sismique à haute fréquence pour établir les relations entre les phénomènes.

#### **9.3.4 Historique des coups de toit**

La reconnaissance des phénomènes précurseurs des coups de toit signifie que les coups de toit se produisent fréquemment et se sont produits depuis assez longtemps pour établir un historique. Même s'ils surviennent dans les mines ontariennes depuis plus de 60 ans, les coups de toit actuels en Ontario ne se produisent qu'à une très rare fréquence par rapport à d'autres régions minières touchées. En Afrique du Sud et dans le district de Coeur d'Alène par exemple, il y a entre 0,1 à 1 coup de toit pour chaque millier de tonnes exploitées. En Ontario, où de 50 à 100 coups de toit sont signalés chaque année, leur incidence n'est que de quelque 0,003 à 0,006 coup de toit par millier de tonnes exploitées. Ceci signifie qu'il faut donc davantage de temps pour établir le comportement des phénomènes précurseurs dans les mines ontariennes.

#### **9.3.5 Phénomènes précurseurs**

Des recherches considérables ont été effectuées en vue d'utiliser la résistivité électrique et l'émission électromagnétique comme

phénomènes précurseurs des coups de toit. Des changements anormaux dans la résistivité électrique avant de petits événements sismiques ont été signalés à la suite des études in situ faites à la mine Copper de Lubin en Pologne (Stopinski et Dmowska, 1984). L'USBM a surveillé l'émission électromagnétique en corrélation avec des études en laboratoire et sur le terrain afin de déterminer si ces phénomènes pouvaient être reconnus avant qu'un coup de toit ne se produise (Powell et al., 1981; Hanson, 1982). Même si on a obtenu un certain succès avec les échantillons de laboratoire chargés au point de rupture, on a échoué complètement dans la reconnaissance des émissions électromagnétiques avant un coup de toit. Il faut donc faire plus de recherche pour établir le potentiel des phénomènes électriques en ce qui concerne la prédictions des coups de toit.

#### **9.4 MÉCANISMES DE DÉCLENCHEMENT DES COUPS DE TOIT**

On a signalé un certain nombre de paramètres actifs d'exploitation ainsi que des paramètres passifs non liés à l'exploitation qui peuvent déclencher des coups de toit.

##### **9.4.1 Sautage minier**

Comme le montre la figure 9.6, le sautage minier est responsable du déclenchement d'un fort pourcentage de coups de toit induits par l'exploitation minière. Ce ne sont pas réellement les vibrations du sautage qui déclenchent le coup de toit, mais plutôt l'avancement du front de taille à la suite du sautage. Plus l'avancement du front de taille est grand, plus la redistribution des contraintes est grande, ce qui augmente la probabilité de déclenchement d'un coup de toit. Les tirs principaux semblent être plus efficaces que les tirs occasionnels, car des réajustements de contraintes ont lieu simultanément dans toute la mine, ce qui cause une interaction des contraintes qui peut accroître la probabilité du déclenchement de coups de toit. Même si l'on signale souvent que l'onde de contrainte provenant d'un sautage a déclenché un coup de toit dans un endroit éloigné, on ne possède aucun cas documenté pour soutenir un tel mécanisme de déclenchement.

Outre le sautage minier habituel, les tirs de relâchement des contraintes ont fréquemment pour résultat de déclencher un coup de toit. La plupart des mines qui ont effectué des tirs de relâchement des contraintes ont signalé le déclenchement de coups de toit à la suite d'un tel tir. La surveillance microsismique a pour objet, dans

beaucoup de mines, de reconnaître les structures sujettes à des coups de toit de sorte que le coup de toit puisse être déclenché par le tir de relâchement des contraintes. Dernièrement, on a envisagé de faire des injections d'eau pour déclencher un coup de toit au lieu de faire un sautage.

#### **9.4.2 Forage de mine**

Même s'il est courant de voir le forage de trous dans le front de taille déclencher une activité sismique de petite échelle, de petits éclatements et des bruits, il y a un certain nombre de cas où le forage a entraîné le déclenchement d'une formation de dôme, de petites secousses, de légères explosions et même d'un coup de pilier important. De nombreuses opérations de forage à trous assez longs pour des tirs de relâchement dans le district minier de Coeur d'Alène ont produit de légères explosions au fond du trou qui ont violemment fait vibrer la foreuse et fait tomber des roches meubles. Au moins deux gros coups de pilier ont eu lieu à la mine Galena pendant l'avancement du front de taille dans le pilier, et un coup de pilier majeur à la mine Lucky Friday s'est produit lors du forage de longs trous de relâchement des contraintes de pilier. Le forage pour l'installation des boulons d'ancrage durant la rénovation du pilier de soutirage à la mine Red Lake de Campbell a aussitôt rendu le terrain actif et conduit à l'incidence de petits coups de toit.

#### **9.4.3 Opérations de chargement**

L'extraction de minerai provenant de chantiers par chambres-magasins à la mine Campbell de Red Lake a provoqué des coups de toit dans des piliers de soutirage dans deux zones aurifères différentes. L'enlèvement du soutènement mural et la charge accrue exercée sur le pilier ont suffi à provoquer des coups de toit.

#### **9.4.4 Coups de toit**

Les coups de toit déclenchent souvent une activité continue. Cela a été signalé dans un certain nombre de mines à travers le monde, et au Canada dans les mines Quirke, Campbell, Falconbridge, Creighton et Strathcona, en Ontario. Le transfert de contraintes à cause des piliers effondrés ou les réajustements des déplacements à la suite d'un glissement de faille a provoqué des séquences de coups de toit qui ont continué plusieurs mois après. Aussi, à la mine Quirke, il est

évident que le changement dynamique des contraintes provenant de gros coups de toit ont déclenché une activité sismique à 500 m de là.

#### **9.4.5 Mécanismes non liés à l'exploitation minière**

Les mineurs ont exprimé pendant des années l'opinion que les coups de toit sont déclenchés par les phases de la lune, qui coïncident avec une augmentation de l'attraction de la gravité. Bien que cela n'ait jamais été documenté, une enquête interne sur les coups de toit et les phases de la lune à la mine Lucky Friday a révélé qu'il n'y avait aucune corrélation possible.

Les changements de temps ou de saison ont aussi été proposés comme mécanisme de déclenchement de coups de toit. Après la rupture de l'éponte supérieure au-dessus de la principale zone de coups de toit à la mine Quirke, on a noté généralement une augmentation de l'activité sismique durant la période de ruissellement au printemps. Une forte corrélation entre les systèmes météorologiques et les coups de toit dans le bassin de Sudbury a été suggérée. Il faut fonder de telles corrélations sur des mesures in situ dans les mines et d'autres données minières afin de les soutenir. Il semble toutefois qu'il y ait une certaine corrélation entre les saisons et les événements sismiques importants induits par l'exploitation minière dans les mines de potasse de la Saskatchewan. Même si ces tremblements de terre locaux n'ont jamais provoqué de dégâts évidents en profondeur et qu'ils semblent liés à la conception globale des mines, la majorité de ces événements se sont produits durant les mois d'hiver et de temps froid (Gendzwill, 1989).

#### **9.5 CONCLUSION**

Déterminer les endroits potentiels des coups de toit à partir de la modélisation numérique ou de la surveillance microsismique est une pratique habituelle dans la plupart des mines qui ont des problèmes de coups de toit. La difficulté réside dans la détermination des endroits où les ruptures se produiront à cause des coups de toit. Les résultats numériques et les données microsismiques ne permettent pas encore d'indiquer si une rupture pourrait avoir lieu sismiquement ou non. Il est manifeste que malgré le modernisme et le perfectionnement des modèles numériques et de l'équipement microsismique actuel, nos connaissances des réactions complexes des roches des parois dans les mines et du transfert des contraintes ne se sont pas améliorées

suffisamment pour permettre de faire des prédictions des coups de toit d'une manière plus fiable. Il n'en est pas de même dans les situations concernant les piliers de semelle dans les gisements étroits à fort pendage comme dans les mines Campbell et Macassa. Dans ces mines, les problèmes de coups de toit surviennent régulièrement lorsque les piliers de semelle atteignent une taille critique.

La prédiction du moment exact d'un coup de toit ne s'est faite que dans peu de cas, pour la plupart dans un contexte de recherche (dans le cadre de projets à long terme (bien financés et avec un personnel suffisant, axés sur un petit nombre de zones particulières dans une mine). Étant donné le manque de compréhension du comportement in situ d'un massif rocheux et de sa structure géologique, il est peu probable que notre aptitude à prédire le moment où se produira un coup de toit augmentera de façon significative dans un proche avenir. Il semble aussi que plus la géologie est complexe, plus il est difficile de faire des prédictions.

La majorité des coups de toit en Ontario au cours des cinq dernières années se sont produits dans des zones déjà exploitées. Ils ne sont donc pas associés aux opérations de tous les jours. Aussi, la plupart de l'exploitation minière en Ontario est liée aux réserves massives sulfurées et non à l'exploitation de filons étroits. Par conséquent, il n'y a pas eu de succès notable dans l'application de la technologie de prédiction des coups de toit fondée sur l'exploitation minière des veines étroites et sur l'extraction totale. En outre, étant donné l'incidence grandement réduite des coups de toit par rapport à d'autres régions minières qui y sont sujettes, il ne semble pas que la prédiction des coups de toit en Ontario connaîtra le succès obtenu dans d'autres districts miniers sujets à coups de toit.

Les conclusions auxquelles est parvenu le comité sur les coups de toit de l'Ontario Mining Association il y a environ quarante ans sont toujours valides : « la prédiction du moment où se produira un coup de toit est de peu de valeur réelle pour l'exploitant minier; il serait bien plus utile de pouvoir délimiter les zones prédisposées aux coups de toit et d'appliquer les moyens d'empêcher et de contrôler l'éclatement ».

## 9.6 RÉFÉRENCES

Blake, W. (1971), An automatic rockburst monitor for mine use. Proc. Conf. Underground Mining Environment, University of Missouri.

Blake, W. (1972), Rock burst mechanics. Colorado School of Mines Quarterly, vol. 67, n° 1.

Blake, W. (1984), Evaluation of some rock burst precursor phenomena. Proc. 3rd Conf. Acoustic Emission/Microseismic Activity in Geologic Structures and Materials. Trans Tech Publications.

Blake, W. et Leighton, F.W. (1970), Recent developments and applications of the microseismic method in deep mines. Rock Mechanics - Theory and Practice. AIME.

Brady, B.T. (1978), Prediction of failure in mines - an overview. USBM Report of Investigation RI 8285.

Brink, A.V.Z. (1984), Rock burst prediction research-development of an early warning system. Proc. 3rd Conf. Acoustic Emission/Microseismic Activity in Geologic Structures and Materials. Trans Tech. Publications.

Brink, A.V.Z. (1988), Application of a microseismic system at Western Deep Levels. Proc. 2nd Symp. Rockbursts and Seismicity in Mines, University of Minnesota.

Calder, P.N., Archibald, J.F., Madsen, D. et Bullock, K. (1988), High frequency precursor analysis prior to a rockburst. Proc. 2nd Symp. Rockbursts and Seismicity in Mines, University of Minnesota.

Cook, N.G.W. (1963), The seismic location of rockbursts. Proc. 5th U.S. Rock Mech. Symp., University of Minnesota, Pergamon Press.

Davidge, G.R. (1984), Microseismic monitoring at Falconbridge Mine. In: Microseismic Monitoring in Canadian Mines, Proc. CANMET sponsored workshop, Sudbury, Ont., août 1984, Rapport de division PRM/LRM 85-23, CANMET, Énergie, Mines et Ressources Canada.

Gendzwill, D.J. (1989), Communication personnelle.

Hanson, D.R. (1982), Electromagnetic radiation from rock failure. USBM Report of Investigation RI 8594.

Hanson, D., Quesnel, W. et Hong, R. (1987), Destressing a rockburst prone crown pillar - Macassa Mine. Rapport de division LRM 87-82 (TR), CANMET, Énergie, Mines et Ressources Canada.

Brady, B., O'Hearn, B. et Allen, G. (1988), Examination of fault-slip induced rockbursting at the Strathcona Mine. In: Key Questions in Rock Mechanics, Proc. 29th U.S. Symp. (University of Minnesota), A.A. Balkema.

Heunis, R. (1987), Rockbursts and the search for an early warning system. Mining Magazine, vol. 136, n° 2, pp 83-89, fév. 1977.

Hodgson, E.A. (1958), Dominion Observatory rockburst research 1938-1945. Publication Dominion Observatory, vol. 20, n° 1, Ottawa, p. 248.

Kanduth, H. (1984), Evaluation of the 'stress alert' rock stress monitor in Noranda group mines. In: Microseismic Monitoring in Canadian Mines, Proc. CANMET sponsored Workshop, Sudbury, Ont., août 1984. Rapport de division PRM/LRM 85-23. CANMET, Énergie, Mines et Ressources Canada.

Langstaff, J.T. (1974), Seismic detection system at the Lucky Friday Mine. World Mining, oct. 1974.

Morrison, D.M. (1989), Rockburst research at Falconbridge Limited. CIM Bull. avril 1989.

Neumann, M. et Makuch, T. (1984), Case study of microseismic monitoring of the 'F-2' zone at Campbell Red Lake Mine Limited; In: Microseismic Monitoring in Canadian Mines, Proc. CANMET sponsored Workshop, Sudbury, Ont. août 1984. Rapport de division de CANMET PRM/LRM 85-23.

Obert, L. (1941), Use of subaudible noise dose prediction of rock bursts. USBM Report of Investigation RI 3555.

Obert, L. et Duvall, W.I. (1957), Micro-seismic method of determining the stability of underground openings. USBM Bulletin 573.

Powell, G.A., Brady, B.T., Yoder, L.P. et Hanson, D.R. (1981), Precursors of laboratory rock failure, fracture mechanics methods for ceramics, rock, and concrete. ASTM STP 745.

Stopinski, W. et Dmowska, R. (1984), Rock resistivity in the Lubin (Poland) Copper Mine and its relation to variations of strain field and occurrences of rockbursts. In: Rockbursts and Seismicity in Mines. South African Inst. Min. & Met. Symp. Series No. 6.

Welch, B.J. (1985), Evaluation of the McPhar Model RM-1 rock monitor. In: Microseismic Monitoring in Canadian Mines, Proc. CANMET sponsored Workshop, Sudbury, Ont. août 1984. Rapport de division PRM/LRM 85-23. CANMET, Énergie, Mines et Ressources Canada.

Wiles, T. (1988), Comparison of several numerical modelling techniques applied to three-dimensional mining geometries. Proc. 6th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck.



## 10. ÉTUDES DE CAS



Résultats de la fracturation jusqu'à la surface au-dessus de la zone de coups de toit à la mine Quirke.



Soulèvement du sol à cause des coups de toit à la mine Campbell.

## 10. ÉTUDES DE CAS

### 10.1 MINE QUIRKE DE RIO ALGOM, ELLIOT LAKE

#### 10.1.1 Résumé

Les coups de toit survenus à la mine Quirke constituent un exemple classique de réaction en chaîne de rupture de piliers. Sur une période de cinq ans, plus de 160 événements sismiques, de magnitude atteignant 3,5, ont été enregistrés par le réseau sismique de l'est du Canada. Une zone de plus de 70 hectares a été touchée. L'activité sismique a beaucoup diminué lorsque le toit, au-dessus de la zone touchée, s'est fracturé jusqu'à la surface. Ceci semble avoir relaxé la pression sur les butées et la zone s'est stabilisée.

#### 10.1.2 Géologie et méthodes d'exploitation minière

Les récifs uranifères, de conglomérat de quartz et de cailloux d'Elliot Lake se présentent sous la forme d'un synclinal. À la mine Quirke, les filons d'une épaisseur de 2 à 5 m, plongent à environ 20° juste sous la surface, jusqu'à une profondeur de 1 000 m. De la quartzite massive forme les épontes supérieure et inférieure des récifs.

Deux variations de la méthode d'exploitation par chambre et pilier sont utilisées. Dans le filon principal, les piliers de séparation sont systématiquement laissés le long du pendage à des centres de 25 m d'intervalle, et les piliers de semelle et de couronne le long de l'azimut en haut et en bas des chantiers de 100 m de longueur en règle générale. Des foreuses à support réglable servent à forer, et le minerai cassé est transporté par des chargeuses à racloir jusqu'au point de soutirage relié à un niveau de traction de 6 m en-dessous de la galerie de semelle.

Dans le récif supérieur, environ 35 m au-dessus du récif principal, on emploie une exploitation minière sans rail. Pour accommoder l'équipement sans rail, les piliers de séparation, qui ont jusqu'à 150 m de longueur, sont disposés en un angle apparent, afin d'assurer un gradient de moins de 10°. Les deux récifs ne se recouvrent que partiellement.

#### 10.1.3 Séquence des coups de toit

Un plan de la partie est du filon principal à la mine Quirke est présenté à la figure 10.1.1. Cette zone a été exploitée dans les

années 1970 avec un taux d'extraction de 80 %. Près du centre de la zone, entre les niveaux 7 et 8, une ondulation locale dans le gisement a produit une zone plate. Il a été difficile de récupérer le minerai au sommet des chantiers en utilisant les chargeuses à racloir. Par conséquent, le sommet de ces chantiers a été converti en une zone sans rail à titre d'essai, avant l'introduction de cette méthode dans le filon supérieur.

Les piliers de séparation de 3 m de largeur ont été laissés à un angle d'environ 45° par rapport au pendage réel pour pouvoir se servir du matériel. L'exploitation minière a commencé dans la zone d'essai sans rail en 1977 et s'est terminée en 1978 sans aucun problème significatif de contrôle des pressions de terrain.

En 1981, les chantiers du niveau 9, en aval du pendage, avaient été terminés et l'exploitation avait commencé dans les chantiers du niveau 10. À ce moment-là, on a remarqué une détérioration de la zone d'essai sans rail et de la galerie de semelle 7. Cela a pris la forme d'écailllements dans les piliers et de fissures dans le sol. L'année suivante, la détérioration s'est intensifiée et a été accompagnée d'une activité microsismique audible et de la rupture des boulons d'ancrage. En mars 1982, une zone de 250 m de diamètre était affectée, ayant pour centre la zone d'essai sans rail.

Le premier coup de toit, qui a été ressenti en surface, s'est produit le soir du 12 mars 1982. Il a été suivi de quatre grands coups de toit dans l'heure qui a suivi, le plus grand d'entre eux ayant une magnitude de 3,0 Mn. L'inspection de cette zone a révélé que les galeries de roulage et de semelle 7 étaient bloquées sur une distance de 360 m adjacente à la zone d'essai sans rail. Une inspection plus poussée, effectuée quelques mois plus tard, a indiqué que les ruptures violentes en coups de toit étaient confinées aux piliers de semelle assez épais et aux piliers de couronne du niveau 7. Typiquement, la roche cassée était sous forme de petits fragments poussiéreux et éparpillés sur de grandes distances. Les piliers de séparation plus fins dans les chantiers, et surtout dans la zone d'essai sans rail, semblaient s'être écroulés de façon non violente, étant donné que de gros blocs étaient tombés des côtés des piliers, mais n'étaient pas éparpillés. On n'a observé aucun dommage au toit, sauf là où une faille chevauchante couverte de boue à un angle faible recouvrait un des chantiers. Toutefois, on a trouvé des centaines de boulons d'ancrage cassés provenant du toit. Des fissures et un gonflement dans le sol ont été observés, surtout dans la zone d'essai sans rail, avec

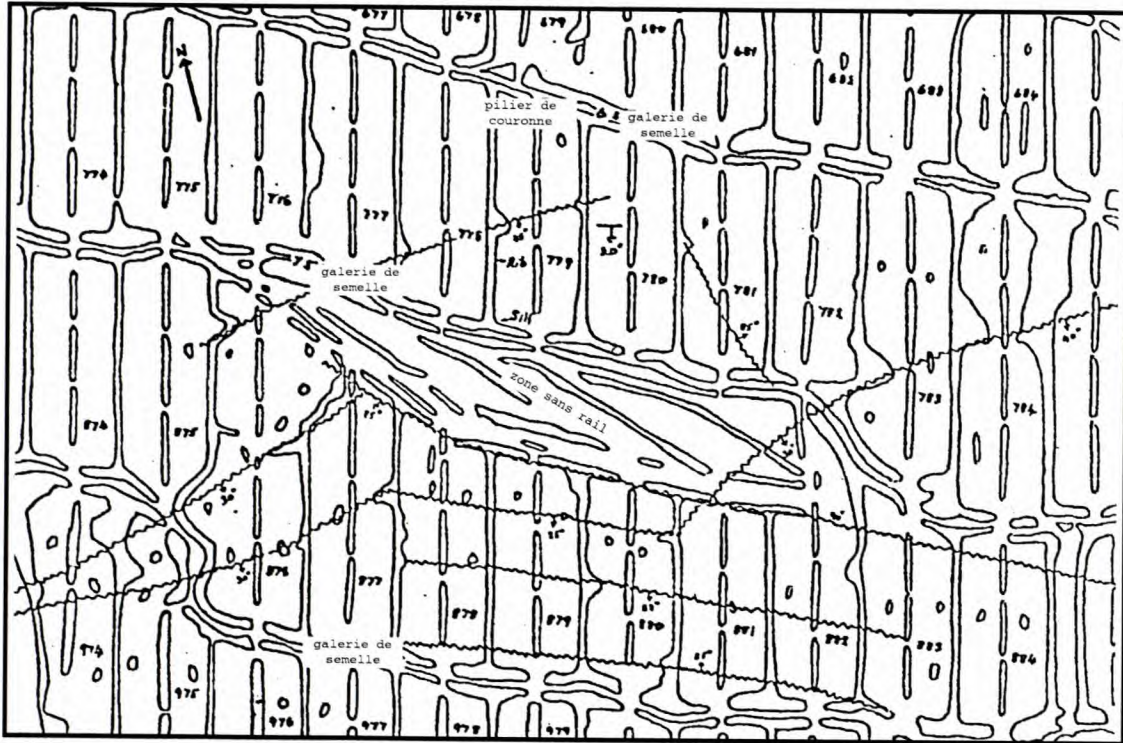


Fig. 10.1.1 - Disposition en chambres et piliers dans le filon principal à la mine Quirke.

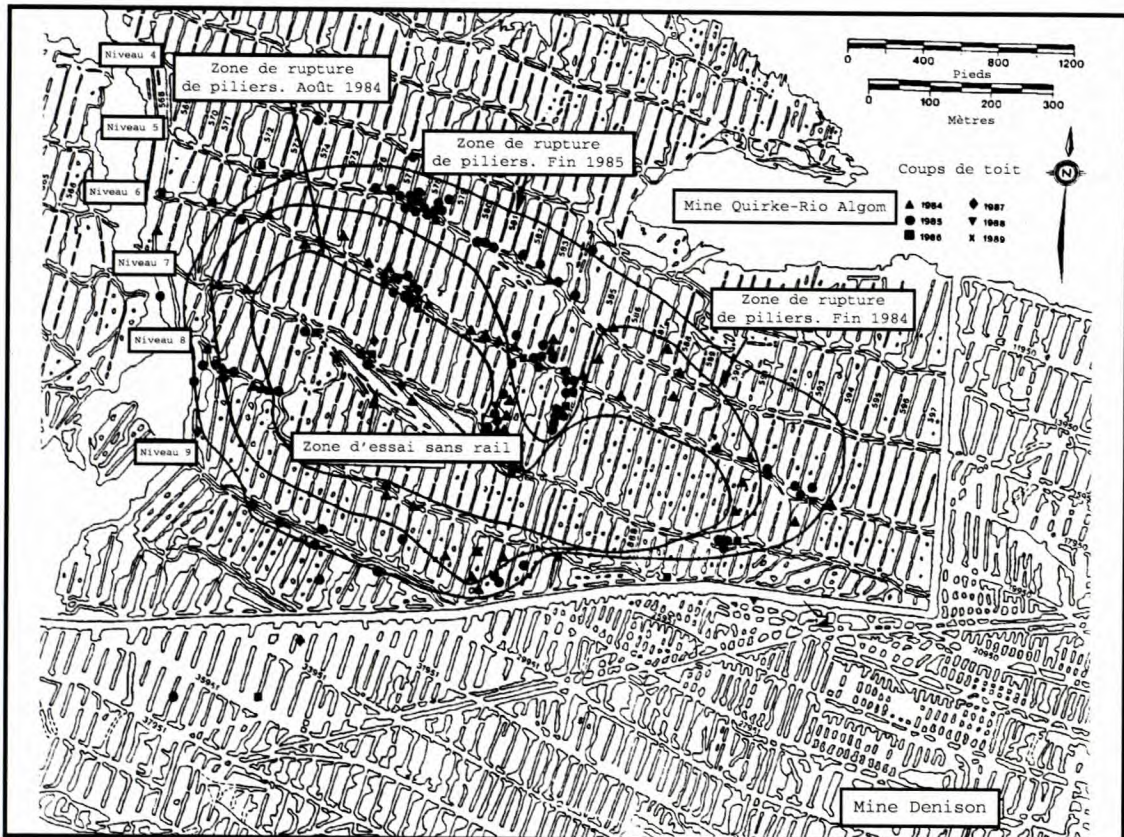


Fig. 10.1.2 - Localisation des coups de toit et expansion de la zone affectée à la mine Quirke.

des fractures atteignant 20 cm de largeur sur plus de 2 m de profondeur (Hedley et al., 1983).

Un système microsismique à 16 canaux a été installé autour de la zone affectée en août 1982 (MacDonald et Muppalaneni, 1983). Ce système a été ensuite élargi pour être doté de 32 canaux avec huit des capteurs sur le côté Denison du pilier périmétrique afin de fournir une meilleure couverture de cette région. On a aussi installé de nombreuses stations de convergence autour de la périphérie de la région affectée.

Entre mars 1982 et septembre 1984, la région affectée s'est graduellement étendue sans connaître de coups de toit majeurs (le niveau détectable à ce moment-là était d'une magnitude de 2,2 Mn, pour passer ultérieurement à 1,0). L'activité microsismique était cyclique, avec des pointes en juin 1982, mars 1983 et septembre 1983. Souvent, un taux de convergence accéléré a précédé une augmentation de l'activité microsismique et une expansion de la zone affectée. Au cours de cette période, l'accès à la plus grande partie du niveau 7 et à une partie du niveau 8, directement au-dessous de la zone d'essai sans rail a été perdu. En août 1984, la zone de rupture de pilier s'étendait sur environ 870 m sur l'azimut par 300 m sur le pendage comme indiqué à la figure 10.1.2.

Une activité importante de coups de toit s'est produite de nouveau en septembre 1984 et, sur une période de 12 mois, 154 événements sismiques d'envergure ont été enregistrés par le réseau sismique de l'est du Canada, dont le plus important avait une magnitude de 3,4 Mn. La localisation de ces événements est indiquée à la figure 10.1.2. En septembre 1984, la plus grande partie de l'activité sismique était concentrée sur le niveau de semelle 6, directement au-dessus de la zone d'essai sans rail. En décembre 1984, l'activité s'est déplacée vers des piliers plus importants juste au nord-est de la zone sans rail, puis vers la limite est, juste au nord du puits n° 1 de la Denison. En février 1985, le niveau de semelle 5 était détruit, suivi par le niveau 9, en août/septembre 1985. À la fin de 1985, la zone finale de rupture de pilier s'étendait sur environ 1 100 m sur l'azimut par 600 m sur le pendage comme il est montré à la figure 10.1.2.

Au cours de cette période d'intense activité de coups de toit, le schéma général était la rupture des piliers sur le bord de la zone affectée. Toutefois, certains événements étaient localisés au centre

de la zone d'essai sans rail, où les piliers s'étaient déjà cassés. On a pensé que ces événements se produisaient dans l'éponte supérieure et étaient causés par un glissement près des failles verticales ou le long des plans de stratification. En même temps (avril 1985), le débit d'eau entrant dans la zone de coups de toit s'est brusquement accru pour passer à 1 000 L/min, et le niveau d'eau dans un petit lac, directement au-dessus de la zone, a baissé d'environ 4 m. Cela indique que la fracturation du toit s'est faite jusqu'à la surface. Par la suite, les forages au diamant à partir de la surface jusqu'à la zone de coups de toit ont rencontré un déplacement latéral des plans de contact, avec des écarts allant jusqu'à 150 mm de largeur, une perte d'eau de circulation dans de nombreux horizons, et l'air absorbé le long des trous à l'intérieur de la mine.

Puisque l'éponte supérieure était fracturée jusqu'à la surface, le niveau de l'activité microsismique a diminué de façon substantielle, comme l'indique la figure 10.1.3. Il en a été de même pour le nombre et la magnitude des événements de grande envergure. La zone affectée a cessé de progresser et s'est à peu près stabilisée, avec très peu de dégâts ultérieurs.

#### **10.1.4 Études analytiques**

L'évolution des coups de toit à la mine Quirke soulève plusieurs questions, notamment :

- Qu'est-ce qui a provoqué les coups de toit?
- Pourquoi les piliers larges se sont-ils effondrés si violemment et les piliers minces de façon non violente?
- Pourquoi la réaction en chaîne des ruptures de piliers s'est-elle produite sur une période de quatre ans plutôt qu'en quelques heures ou quelques jours?
- Quel était le mécanisme de rupture de l'éponte supérieure?

On a utilisé des modèles analytiques et numériques pour étudier ces aspects.

#### La cause des coups de toit

On peut identifier deux facteurs contribuant aux ruptures de piliers et aux coups de toit :

- i) les piliers étaient soumis à de fortes contraintes à cause de la profondeur et du taux d'extraction de 75 à 80 %;

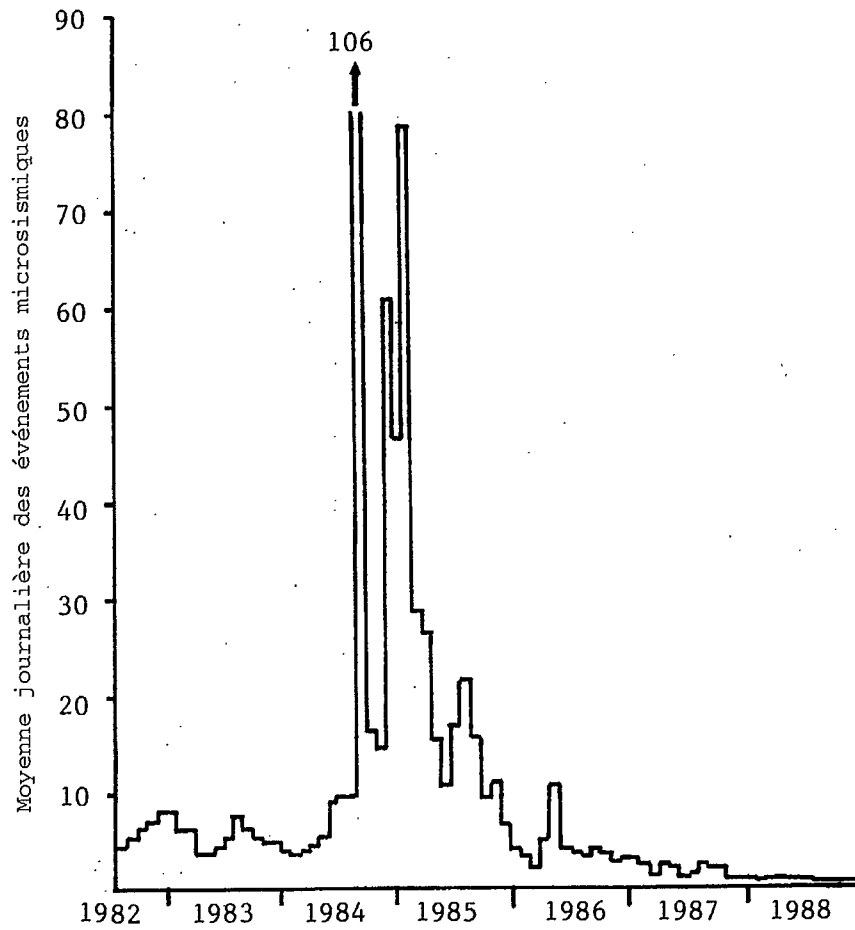
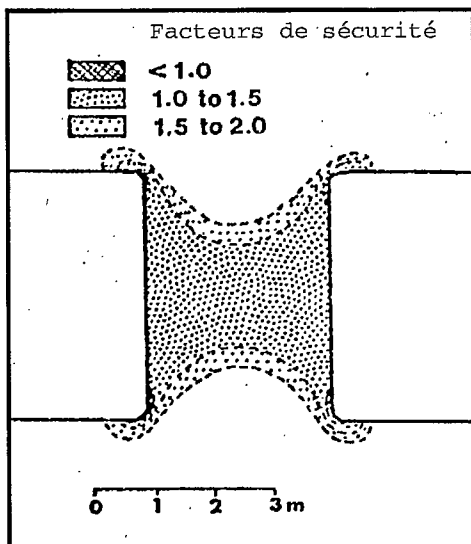
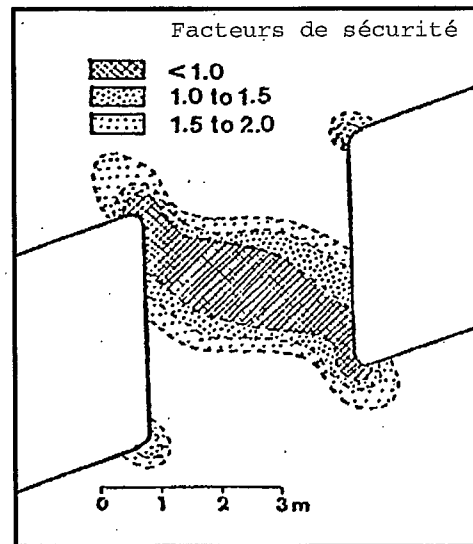


Fig. 10.1.3 - Niveau de l'activité sismique entre 1982 et 1988 à la mine Quirke.



a) Pilier de séparation sur le pendage



b) Pilier de séparation sur l'azimut

Fig. 10.1.4 - Stabilité des piliers de séparation le long du pendage et de l'azimut.

ii) les piliers étaient placés dans des orientations différentes, ce qui a provoqué la faiblesse chez certains d'entre eux, ou ils étaient moins efficaces pour transmettre la contrainte.

Parmi ces facteurs, notons qu'il est essentiel qu'il y ait de fortes contraintes dans les piliers. Toutefois, des piliers dans d'autres zones de la mine étaient soumis à des contraintes identiques, mais n'ont pas déclenché de coups de toit. Par conséquent, la faiblesse des piliers de séparation dans la zone sans rail est considérée comme étant la cause des coups de toit.

Un modèle élastique de la discontinuité du déplacement a été utilisé pour estimer les contraintes moyennes des piliers autour de la zone d'essai sans rail. Des estimations de la résistance des piliers ont été obtenues à partir d'une équation empirique élaborée pour les mines d'Elliot Lake par Hedley et Grant (1972), où :

$$Q = 133 \frac{W^{.5}}{H^{.75}} \quad \text{Eq 10.1.1}$$

où  $Q$  = résistance du pilier, MPa

$W$  = largeur du pilier, m

$H$  = hauteur du pilier, m.

Cette analyse indique un facteur de sécurité de 1,0 pour les piliers de séparation dans la zone sans rail, de 1,3 pour les piliers de séparation dans les chantiers normaux, de 1,7 pour les piliers de couronne, et de 2,1 pour les piliers de semelle.

Un modèle d'éléments de frontière a été utilisé pour illustrer l'effet de l'orientation du pilier sur sa stabilité. La figure 10.1.4 montre deux piliers de séparation identiques à la même profondeur et au même taux d'extraction avec un pilier aligné le long du pendage et l'autre le long de l'azimut, où le pendage est de 20°. Le pilier de séparation le long du pendage est stable et, sur la ligne médiane, le facteur de sécurité s'établit à une moyenne de 1,2, alors que dans le pilier le long de l'azimut, la rupture s'étend sur toute la largeur du pilier. Cela confirme que les piliers de séparation dans la zone d'essai sans rail étaient plus faibles que ceux se trouvant dans les chantiers réguliers.

#### Rupture violente et non violente

La rupture violente des piliers épais, contrairement à la rupture non violente des piliers minces, peut s'expliquer en termes de rigidité du



pilier par comparaison avec la rigidité du chargement. Comme on l'a vu à la section 3.5.2, la rigidité du chargement est contrôlée par la superficie de l'exploitation minière, le taux d'extraction et les propriétés élastiques du massif rocheux. Pour une zone importante déjà exploitée, comme à la mine Quirke, la rigidité du chargement est très souple et s'approche des systèmes de chargement à gravité (c.-à-d. rigidité nulle). Dans le modèle de discontinuité du déplacement, on a enlevé un seul pilier au centre de la zone d'exploitation afin d'obtenir la rigidité locale de la mine. Une valeur de 2 MPa/mm a été obtenue, confirmant un système de chargement souple.

La rigidité du pilier est régie par le coefficient largeur/hauteur des piliers, qui affecte à son tour leur résistance. À la mine Quirke, il y a toute une gamme de piliers minces et épais, et donc toute une gamme de résistances des piliers. De manière semblable aux tests d'échantillons multiples décrits dans la section 3.5.2, les piliers minces et faibles s'effondreraient sans violence et transmettraient leur charge aux piliers épais adjacents plus forts. La rupture des piliers épais serait alors violente. Ce mécanisme expliquerait la rupture initiale non violente des piliers de séparation de la zone d'essai sans rail, suivie par la rupture des piliers de semelle du niveau 7, immédiatement en amont-pendage. Par la suite, les piliers de séparation dans les chantiers réguliers se sont effondrés sans violence, suivis par la destruction violente des piliers de semelle et de couronne du niveau.

#### Réaction en chaîne

La disposition relativement uniforme des petits piliers a permis à la zone affectée de s'élargir graduellement jusqu'à ce qu'elle atteigne des butées plus importantes. Toutefois, il y a eu encore suffisamment de différence dans la taille et la résistance des piliers pour empêcher une réaction en chaîne rapide de rupture de piliers. Swan (1985) a examiné la distribution des résistances des piliers dans la région affectée. La distribution de fréquence est illustrée à la figure 10.1.5. La résistance de compression moyenne est de 75 MPa, avec un écart type de 24 MPa. Toutefois, il y a un certain nombre de piliers dont la résistance dépasse 100 MPa. Ce sont ces piliers qui empêchent un effondrement spontané de l'ensemble des piliers.

Un modèle numérique qui incorpore le comportement postrupture des piliers (c.-à-d. le modèle NFOLD de Golder Associates) a été utilisé pour estimer la portée possible de la zone affectée dans l'avenir.

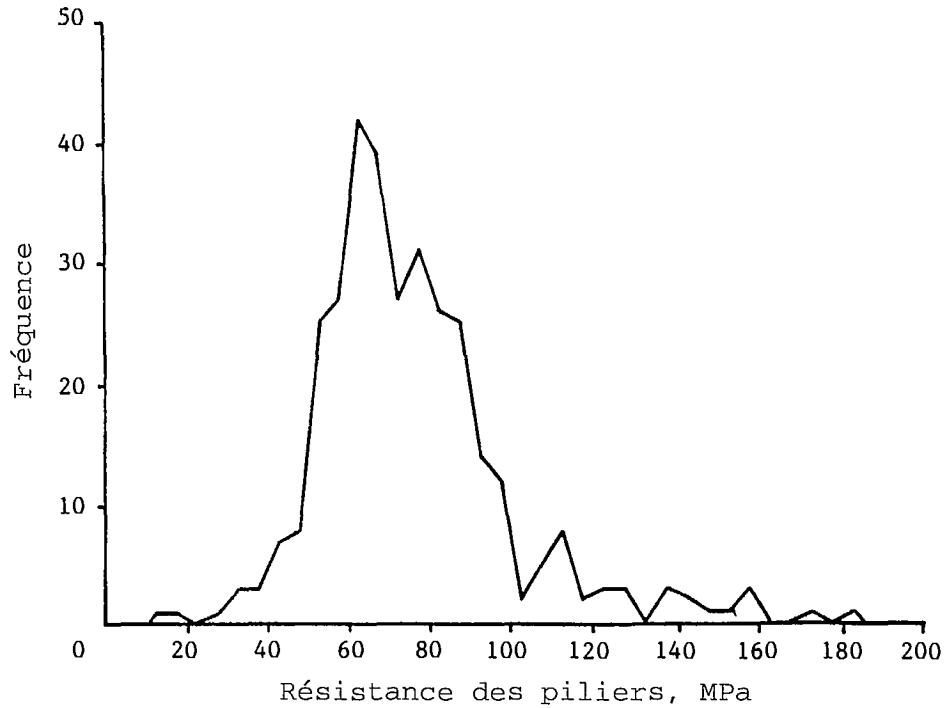


Fig. 10.1.5 - Distribution de la résistance des piliers dans la zone affectée de la mine Quirke (d'après Swan, 1985).

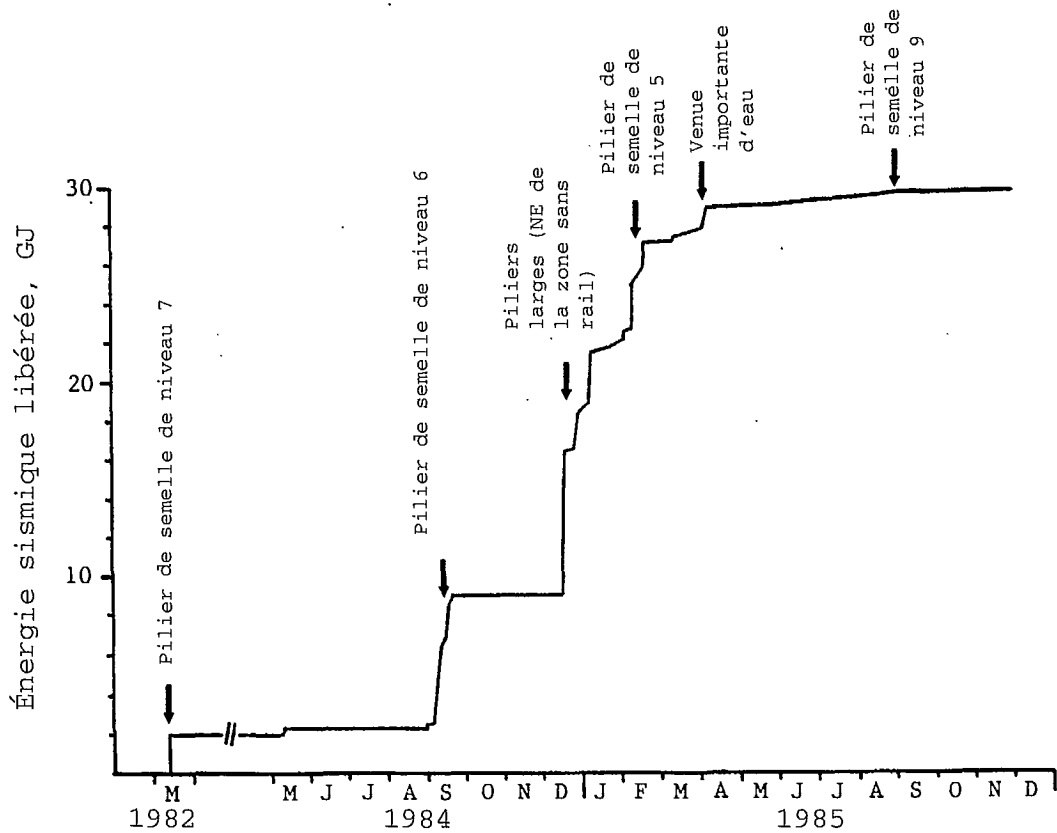


Fig. 10.1.6 - Libération temporelle de l'énergie sismique à la mine Quirke.

Ce modèle répartit la contrainte des piliers effondrés aux piliers intacts, en utilisant un processus itératif, jusqu'à ce que le modèle entier atteigne l'équilibre. La méthode itérative représente en quelque sorte le temps. On a constaté que seules quelques itérations étaient nécessaires pour rompre les piliers de séparation minces, alors que de nombreuses itérations étaient nécessaires pour rompre le pilier de semelle. Ce modèle confirme la réaction en chaîne lente et la nature cyclique des ruptures de piliers observées en profondeur. Le modèle indique aussi que les piliers dans la zone affectée étaient dans un état d'équilibre instable. Seuls des changements mineurs de 10 % dans la résistance maximale et résiduelle des piliers causeraient soit une rupture totale soit une stabilisation de la zone.

#### Rupture de l'éponte supérieure

La stabilité générale du toit est contrôlée par la portée critique. Lorsque cette portée est dépassée, la contrainte ne peut plus être transférée des piliers écroulés au centre de la zone vers les piliers situés sur les butées. La rupture peut se faire soit par cisaillement sur les butées soit par rupture en tension au centre de la zone.

Deux modèles simples ont été utilisés pour analyser les modes possibles de rupture de l'éponte supérieure. Une poutre chargée latéralement se rompra lorsque les contraintes de flexion, qui sont de tension, dépassent les contraintes tectoniques de compression horizontale. Cela permettrait aux failles et fissures quasi verticales de glisser près du centre de la zone affectée et à l'éponte supérieure de se défaire. Ce genre de rupture serait graduelle et relativement non violente:

Un autre modèle représente les strates de l'éponte supérieure comme une arche linéaire. La rupture survient lorsque les contraintes de compression dépassent la résistance de la roche sur les butées. Dans ce cas, la rupture serait soudaine et violente.

Au cours de l'analyse, la poutre ou l'arche linéaire était considérée comme la couche de 40 m de quartzite, avec une couche de 45 m d'argillite au-dessus. Cette contrainte tectonique horizontale était supposée égale à 18 MPa, et la résistance à la compression de la quartzite à 100 MPa. La poutre chargée latéralement a atteint un niveau de contrainte horizontale au confinement nul à une portée de 310 m, alors que l'arche linéaire a dépassé la résistance à la compression de la roche à une portée de 430 m. Dans les deux cas, la

poutre ou l'arche n'est pas soutenue, alors qu'en profondeur le pilier écroulé a fourni un soutien partiel.

La pénétration d'eau et l'emplacement des coups de toit près du centre de la zone affectée laissent à penser que l'éponte supérieure a agi comme une poutre chargée latéralement. La première rupture du toit s'est produite lorsque la portée partiellement supportée sur le pendage était de 420 m, et s'est accélérée lorsque la portée a augmenté à 520 m. La portée critique semble être de l'ordre de 400 m pour une profondeur de 500 m. Les événements sismiques localisés dans la zone centrale, considérés comme provenant de l'éponte supérieure, avaient des magnitudes de 1,6 à 2,2 Mn et se sont avérés relativement peu violents. Ils ont aussi tendance à être concentrés durant la période du ruissellement du printemps, probablement à cause de la lubrification des failles verticales et des plans de contact.

#### 10.1.5 Études sismiques

Depuis mars 1982, la Division de la géophysique de la Commission géologique du Canada a calculé la magnitude des événements sismiques importants de la mine Quirke. La figure 10.1.6 montre la libération cumulative de l'énergie sismique entre 1982 et 1985. Les libérations d'énergie les plus grandes se sont produites pendant de courtes périodes de temps à des moments spécifiques qui correspondent à la destruction des piliers de semelle de niveau, particulièrement aux niveaux 7, 6 et 5. Toutefois, la libération d'énergie la plus importante s'est produite lorsque les grands piliers se sont écroulés au nord-est de la zone sans rail.

D'après la figure 10.1.6, la dernière grande libération d'énergie sismique s'est produite en avril 1985, ce qui a coïncidé avec l'augmentation du débit de l'eau déversée dans la mine. La rupture du pilier de semelle du niveau 9 en août 1985 a produit très peu d'énergie sismique. La quantité totale d'énergie sismique libérée est évaluée à environ 30 G.J, ce qui équivaut à un coup de toit d'une magnitude de 4,8 Mn, en utilisant l'équation 5.10, c'est-à-dire  $\log W_k = 1.3 M_n - 1,75$  en MJ.

#### 10.1.6 Discussion

Les leçons tirées de l'expérience des coups de toit à la mine Quirke devraient être directement applicables à d'autres mines d'Elliot Lake,

et peut-être à d'autres mines de roches dures exploitées par chambres et piliers.

- Les piliers de séparation dans la zone sans rail étaient la cause du problème des coups de toit. Ils avaient la même largeur que les piliers de séparation le long du pendage dans les chantiers traditionnels, mais leur orientation le long du pendage apparent a réduit leur résistance effective. Il faut noter qu'aucun problème n'a été rencontré au cours de l'exploitation de la zone d'essai sans rail, mais seulement quatre ans plus tard, quand ce bloc se trouvait près du centre des chantiers de la mine.
- Lorsque les coups de toit se produisent dans une configuration de chambres et piliers, il est difficile sinon impossible de les contrôler. À la mine Quirke, la configuration relativement uniforme des petits piliers a eu pour conséquence une expansion graduelle de la zone affectée. Toutefois, il y eu encore suffisamment de différence dans la taille des piliers, ce qui a empêché une rupture de piliers de type réaction en chaîne rapide. Les piliers de barrière à intervalles réguliers sont une meilleure méthode pour contenir et isoler les zones de rupture de piliers. À la suite de ces événements à la mine Quirke, la mine la plus profonde d'Elliot Lake, la mine Stanleigh de Rio Algom Ltée, a intégré les piliers de barrière dans sa conception.
- Dans une disposition uniforme de piliers, la zone de rupture s'étendra jusqu'aux butées importantes, ou jusqu'à ce que l'éponte supérieure dépasse la portée critique et s'effondre. À la mine Quirke, la portée critique était d'environ 400 m à une profondeur de 500 m, ce qui donne un coefficient portée/profondeur de 0,8. En plus, la fracturation a atteint la surface, ce qui n'était pas concevable avant que le problème des coups de toit se fasse sentir à cause des couches massives de quartzite au-dessus du gisement.

#### 10.1.7 Références

Hedley, D.G.F. et Grant, F. (1972), Stope and pillar design for the Elliot Lake uranium mines. CIM Bull, vol. 65, n° 723, pp. 37-44.

Hedley, D.G.F., Roxburgh, J.W. et Muppalaneni, S.N. (1984), A case history of rockbursts at Elliot Lake. 2nd Int. Conf. Stability in Underground Mining, Lexington, Kentucky.

MacDonald, P. et Muppalaneni, S.N. (1983), Microseismic monitoring in a uranium mine. Rockbursts: Prediction and Control, Inst. Min. Met., Londres, pp. 141-145.

Swan, G. (1985), Strength distributions and potential for multiple pillar collapse. Rapport de division PRM/LRM 85-127, CANMET, Énergie, Mines et Ressources Canada.

## **10.2 MINE FALCONBRIDGE**

### **10.2.1 Résumé**

La mine Falconbridge subit des coups de toit mineurs depuis 1955. Au milieu des années 1980, plus de 90 % du gisement avait été exploité et la production était concentrée sur quelques piliers stratégiques. En juin 1984, une série de forts coups de toit se sont produits, ce qui a malheureusement provoqué quatre décès et la fermeture de la mine. Pour les mines canadiennes, ces coups de toit ont été la première manifestation évidente de coups de toit se produisant par glissement le long de failles proéminentes. Après la fermeture de la mine, l'activité sismique a diminué considérablement avec seulement quelques événements occasionnels plus importants.

### **10.2.2 Exploitation minière**

La mine Falconbridge se trouve en bordure sud-est du bassin de Sudbury et est exploitée depuis 1929. Le gisement tabulaire s'oriente d'est en ouest sur environ 2 000 m en surface et s'étend jusqu'à 1 800 m en profondeur, comme indiqué dans la coupe longitudinale de la figure 10.2.1. Il plonge à fort pendage vers le nord jusqu'au niveau 1 200 (265 m), puis se renverse et plonge à fort pendage vers le sud en profondeur. L'épaisseur du gisement est variable et possède une valeur moyenne de 5 m. En profondeur, les roches vertes et les inclusions de roches siliceuses de l'éponte supérieure sont les roches les plus fortes et les plus cassantes, suivies par des norites dans l'éponte inférieure; le gisement sulfuré contient la roche la plus faible.

La mine est desservie par deux puits principaux : le puits n° 5 s'étend de la surface jusqu'au niveau 4200; la salle de remontée du puits n° 9 se trouve au niveau 3850 et ce puits s'étend jusqu'au niveau 6050. Les niveaux sont établis à des intervalles verticaux de 53 m. Initialement, l'exploitation par cadres de bois était la méthode principale, mais elle a été remplacée par des méthodes d'exploitation par coupe et remblai longitudinal utilisant des résidus cimentés. Les

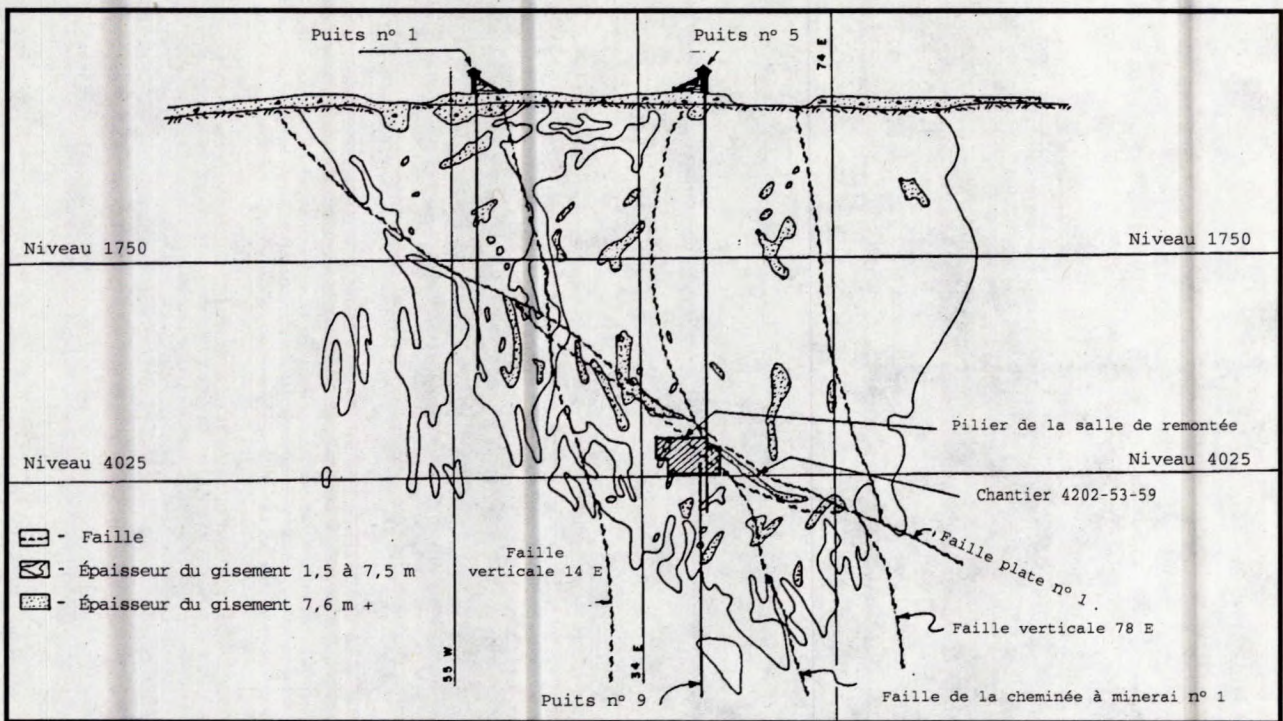


Fig. 10.2.1 - Coupe longitudinale de la mine Falconbridge (d'après West, 1985).

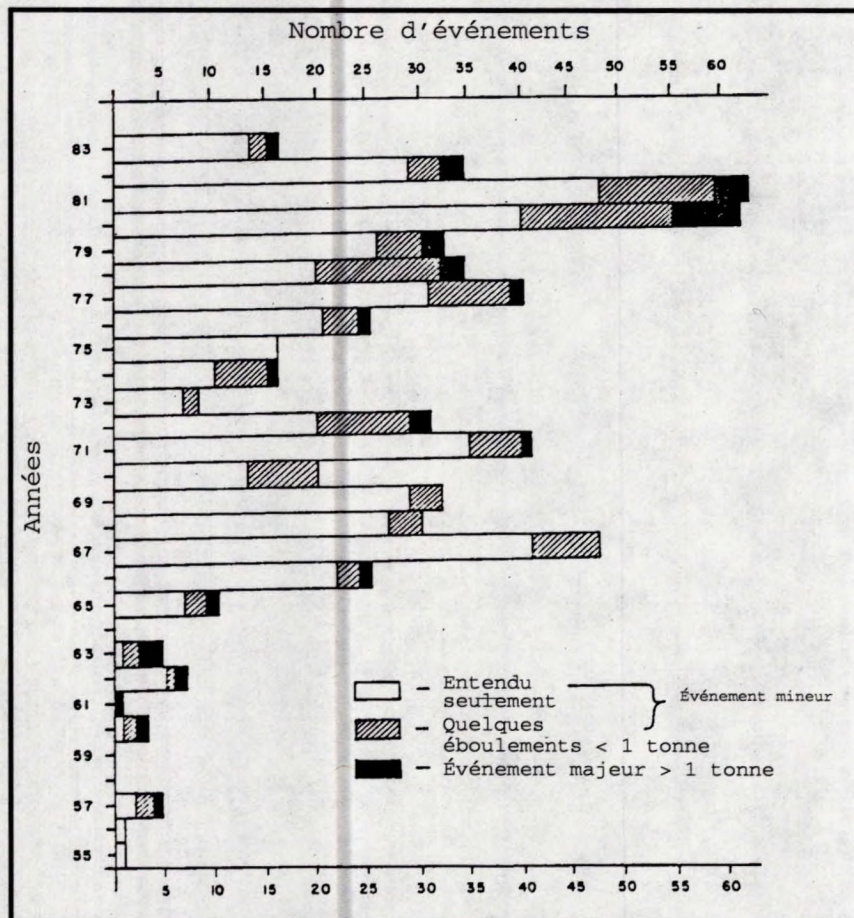


Fig. 10.2.2 - Distribution des événements sismiques enregistrés à la mine Falconbridge (d'après West, 1985).

piliers de semelle, au-dessous des niveaux, étaient récupérés en utilisant les méthodes d'exploitation par chambres remblayées en gradins descendants. En 1982, la mine a été fermée pendant six mois, et lorsqu'elle a rouvert ses portes, la production a diminué et l'exploitation par chambres remblayées en gradins descendants est devenue la méthode principale. En 1984, environ 94 % du gisement avait été extrait et les principales réserves de minerai restant se trouvaient dans un pilier autour de la salle de remontée au niveau 3850, comme on le voit à la figure 10.2.1.

Un certain nombre de structures faillées importantes recoupent le gisement, qui se trouve lui-même sur la faille principale. Les caractéristiques des failles ont été exposées par Vongpaisal et al. (1980).

La faille principale se trouve entre les sulfures bréchiques et la norite. La zone faillée se compose de matériaux broyés jusqu'à 1 m d'épaisseur. Là où il y a déviation du contact, les cisaillements tangentiels s'éloignent de la faille pour pénétrer dans l'éponte supérieure.

La faille plate n° 1 plonge à environ 45° vers le nord-est et s'étend tout au long de la mine. La zone broyée sur cette faille varie de quelques centimètres à un demi mètre d'épaisseur.

La faille de la cheminée à minerai s'étend aussi tout au long de la mine et comprend une zone faillée et cisailée pouvant atteindre 15 m de largeur. Elle plonge à fort pendage et coupe le gisement à un angle d'incidence aigu.

Toutes ces failles recoupent le gisement dans la même zone : juste à l'est du pilier de la salle de remontée au niveau 4025.

### 10.2.3 Coups de toit précédents

Le premier coup de toit signalé à la mine Falconbridge s'est produit en novembre 1955. Une procédure de rapport a été mise au point à partir d'observations souterraines et des vibrations ressenties en profondeur et en surface. En général, deux catégories ont été utilisées; un **coup de toit** a été défini comme une rupture violente de roche causant des problèmes techniques, alors qu'une **perturbation par choc** ne cause aucun problème technique. La figure 10.2.2 montre la distribution des événements signalés entre 1955 et 1983 (West, 1985). Sur les 600 événements signalés, seulement 31 d'entre eux, soit 5 %,



étaient des coups de toit causant des dégâts. Certaines des perturbations par choc ont été ressenties jusqu'en ville à la surface et avaient probablement une magnitude de plus de 2,0 Mn. Puisqu'aucun dégât n'a été constaté, il est fort probable que ces événements ont été causés par des glissements de faille dans les roches de paroi.

À partir de l'emplacement et de la quantité des dégâts, la cause et le mécanisme des coups de toit ont été étudiés (Vongpaisal et al., 1980). Les failles et autres structures géologiques représentaient 54 % des coups de toit et l'abattage des piliers isolés, de semelle et résiduels représentait le reste, soit 46 %. On a aussi constaté que 78 % de tous les événements sismiques se sont produits au-dessous de la Faille plate n° 1 et 85 % au-dessous du niveau 2450 (profondeur de 750 m). Même si l'on reconnaît que les failles sont la cause de nombreux coups de toit, leur mécanisme était considéré comme une accumulation de contraintes sur un côté de la faille à cause du matériau broyé qui est incapable de transmettre la contrainte. Le concept selon lequel le glissement sur une faille pourrait être le mécanisme et la source de l'énergie libérée n'a pas été considéré. En effet, seule l'énergie de déformation emmagasinée dans la roche a été considérée comme étant la source de l'énergie libérée, plutôt qu'une variation de l'énergie potentielle.

À partir de la résistance à la compression et du module élastique, les types de roches ont été classés selon leur susceptibilité aux coups de toit. Les roches siliceuses étaient les plus sujettes aux coups de toit suivies par la roche-verte, et la norite étant celle qui risque le moins d'éclater. Ceci a conduit à un programme de tir de relâchement des contraintes des inclusions siliceuses dans l'éponte supérieure durant les années 1960 (Moruzi et Pasieka, 1964). Ces tirs semblent avoir réduit la gravité des coups de toit dans les piliers de semelle et les piliers résiduels. Toutefois, avec l'installation d'un système microsismique en 1981, on a constaté que l'activité sismique était principalement concentrée le long des structures géologiques dans les norites de l'éponte inférieure, et en conséquence on a mis fin en grande partie au programme de tirs de relâchement des contraintes.

#### **10.2.4 Surveillance microsismique**

Au début des années 1980, l'un des derniers blocs à exploiter était le pilier de la salle de remontée près du centre de la mine. Des problèmes de contrôle des pressions de terrain, y compris des coups de toit, étaient prévus durant la récupération de ce pilier et un système

microsismique Electrolab MP-250 a été installé autour de la salle de remontée avant toute exploitation. Huit géophones ont d'abord été installés, et l'appareil de traitement a été installé au niveau 3850, connecté à l'imprimante à la surface (Davidge, 1984).

Le bruit de fond causé par l'équipement minier était relativement élevé et la surveillance sismique et l'analyse furent finalement limitées aux périodes en dehors des heures de travail et les fins de semaine. Généralement, l'activité microsismique était en moyenne de deux à quatre événements par jour. La plus grande partie de l'activité sismique se produisait dans les norites de l'éponte inférieure, près des failles importantes, et surtout près des failles de cheminée à minerai. Une certaine activité sismique s'est produite autour des galeries d'avancement dans les roches-vertes et les roches siliceuses de l'éponte supérieure, mais il y a eu peu d'activité dans le gisement lui-même. En septembre 1983, le système a détecté un coup de toit important d'une magnitude de 2,8 dans l'éponte inférieure, à 70 m environ du gisement et au niveau 3325. Des dégâts ont été observés à ce niveau et au niveau au-dessus.

#### **10.2.5 Séquence des coups de toit**

Le 20 juin 1984 à 10 h 12 HNE, le premier d'une série de coups de toit majeurs s'est produit. Sur une période de 24 heures, environ 250 événements sismiques ont été enregistrés par le système de surveillance microsismique. Les coups de toit enregistrés par le Réseau sismique de l'est du Canada sont énumérés au tableau 10.2.1 (y compris les événements de 1983 et 1985) et leurs emplacements sont reportés sur une coupe longitudinale à la figure 10.2.3. Des coups de toit qui se sont produits près du niveau 4025 sont reportés sur le plan de ce niveau à la figure 10.2.4, qui montre aussi l'emplacement des failles majeures.

Le premier coup de toit d'une magnitude de 3,4 Mn s'est produit sans avertissement apparent sur la faille plate n° 1, au niveau 4025. Malheureusement, cela se trouvait à environ 20 m de l'endroit où quatre mineurs travaillaient dans un chantier par chambres remblayées descendantes. Les ondes de choc de ce coup de toit ont fait s'écrouler la couverture du chantier, piégeant les mineurs dans le remblai. Le second coup de toit important, d'une magnitude de 3,5 Mn, s'est produit deux heures plus tard sur les failles de cheminée à minerai entre les niveaux 4025 et 4200, suivi huit minutes plus tard par un événement d'une magnitude de 3,2 Mn sur les mêmes failles et au niveau 4200. Pour le reste des journées du 20 et 21 juin, l'activité sismique

Tableau 10.2.1 Séquence des coups de toit, magnitude et emplacement

Date	Heure	Magnitude	Profondeur, m	Système de faille
14 sept. 1983	14 h 32	2,8	1015	Dyke de Ropeway ou puits n° 7
20 juin 1984	10 h 12	3,4	1220	Faille plate n° 1
20 juin 1984	12 h 12	3,5	1240	Cheminée à minerai
20 juin 1984	12 h 20	3,2	1280	Cheminée à minerai
20 juin 1984	12 h 38	2,0	1265	Dyke de Ropeway
20 juin 1984	13 h 00	1,5	1305	Cheminée à minerai
20 juin 1984	14 h 57	<1,5	1220	Faille plate n° 1
20 juin 1984	20 h 59	<1,5		Emplacement incertain
21 juin 1984	05 h 15	<1,5	1250	Dyke de Ropeway
21 juin 1984	09 h 08	<1,5		Emplacement incertain
22 juin 1984	00 h 47	2,5	1115	Cheminée à minerai
5 juill. 1984	17 h 48	2,2	1065	Faille plate n° 1
17 avril 1985	01 h 20	2,0	1540	Cheminée à minerai
17 avril 1985	01 h 23	1,7	1455	Cheminée à minerai

Tableau 10.2.2 Paramètres du glissement des failles

Magnitude Mn	Moment sismique MN.m	Rayon m	Glissement moyen mm	Chute de contrainte MPa
3,4	32 800	200	35	7,2
3,5	40 700	180	53	12,2
2,2	2 440	70	5	3,1

Tableau 10.2.3 Vitesse maximale des particules et dégâts

Magnitude	Distance m	Vitesse maximale des particules, m/s	Dégâts
3,4	20	2,15	Effondrement de la couverture du chantier
3,5	50	0,56	Effondrement du reste de la couverture
3,5	15	3,86	Rupture grave au-dessus de la galerie
3,5	50	0,56	Travers-banc secoué légèrement

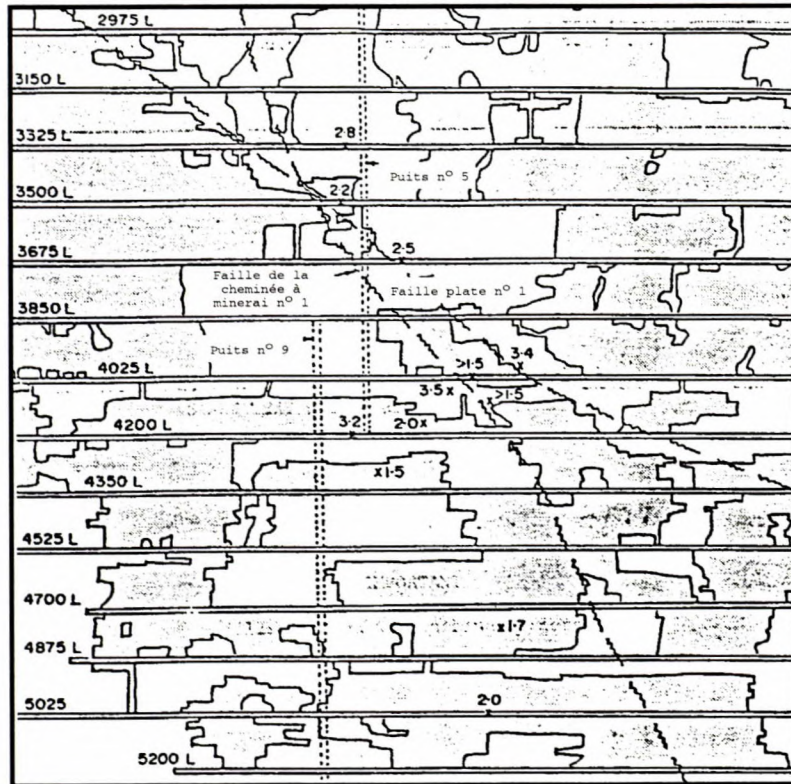


Fig. 10.2.3 - Coupe longitudinale montrant les emplacements des principaux coups de toit.

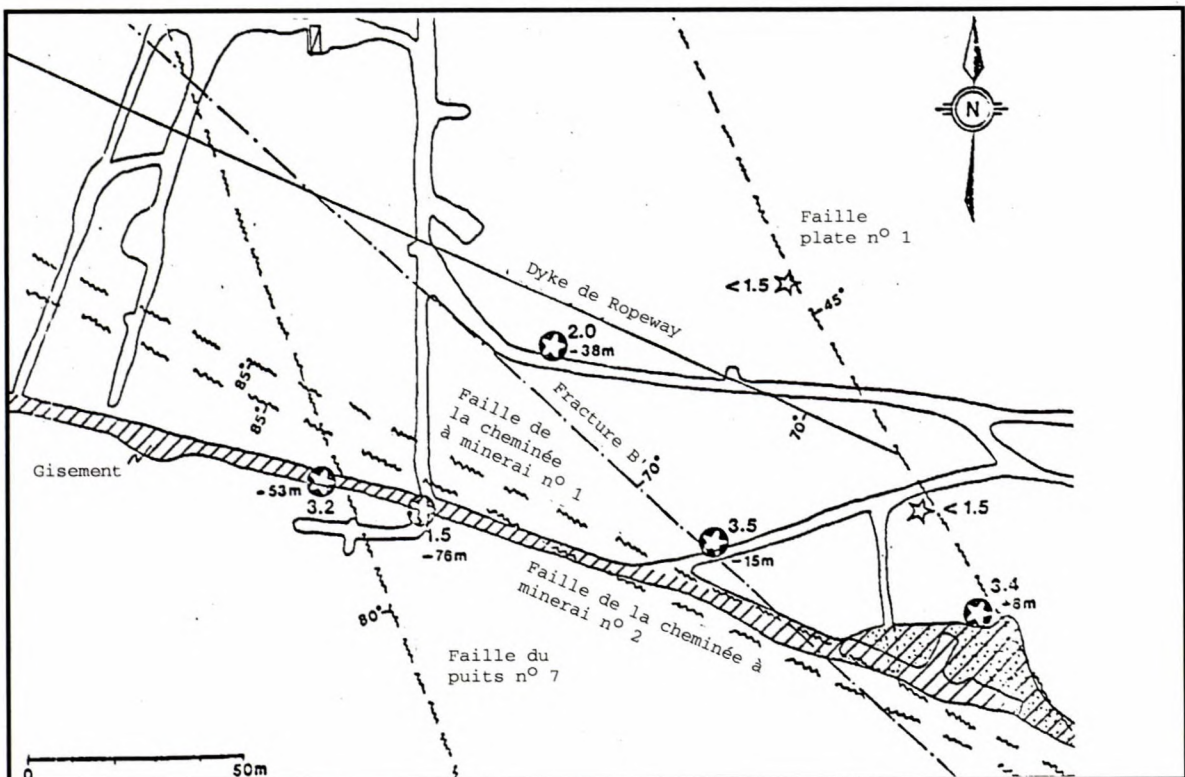


Fig. 10.2.4 - Plan du niveau 4025 montrant les failles et les emplacements des coups de toit.

s'est limitée principalement entre les niveaux 4025 et 5325 sur une distance de 200 m sur l'azimut. La plus grande partie de cette activité semblait être associée avec la faille plate n° 1, les failles de la cheminée à minerai et le dyke de Ropeway, comme l'indique la figure 10.2.4. Au cours des 22 et 23 juin, l'activité sismique s'est déplacée en amont-pendage, et un coup de toit de 2,5 Mn, s'est produit encore une fois au niveau 3675, de nouveau sur les failles de la cheminée à minerai. Le dernier coup de toit de cette séquence, de 2,2 Mn, s'est produit le 5 juillet 1984 au niveau 3500 sur la faille plate n° 1.

L'inspection visuelle des installations souterraines a confirmé les dégâts entre les niveaux 4025 et 4375 (1225 et 1335 m de profondeur) totalisant environ 1 000 à 2 000 tonnes de roches déplacées. Des dégâts légers, comme l'extension de nouvelles fissures et l'éboulis de roches déversées, ont été observés sur une zone circulaire d'un rayon de 150 m centré sur l'événement de 3,5 Mn.

Les localisations de coups de toit obtenues par le système de surveillance microsismique plus des observations visuelles indiquent un mécanisme de rupture par cisaillement de faille. Ceci a été confirmé pour le coup de toit du 5 juillet 1984 où il n'y a eu aucun dégât visible, et d'après les marques de striation sur les compartiments de la faille plate n° 1, aux niveaux 3500 et 3675, le côté ouest de la faille s'était déplacé latéralement de 1 à 2 cm vers le gisement.

Après le 5 juillet 1984, une activité sismique mineure s'est poursuivie de manière sporadique. Dans le même mois, il a été décidé de fermer la mine en raison des incidents de coups de toit. En 1985, deux coups de toit se sont produits à 3 minutes d'intervalle le 17 avril. Ceux-ci étaient localisés sur les failles de la cheminée à minerai aux niveaux 5025 et 4700, soit à une profondeur bien supérieure à celle des coups de toit enregistrés précédemment.

#### **10.2.6 Analyse sismique**

Après un coup de toit important, la configuration et la distribution des secousses secondaires donnent parfois une indication de la zone dans laquelle la faille a glissé. Les secousses microsismiques secondaires pendant une minute d'intervalle suivant les deux premiers coups de toit majeurs de magnitude 3,4 et 3,5 ont été analysées. Comme on le voit à la figure 10.2.5, tous les événements microsismiques se sont produits dans l'éponte inférieure dans un quadrant de rayon allant de 180 m à 200 m, centré sur l'emplacement des coups de toit majeurs.

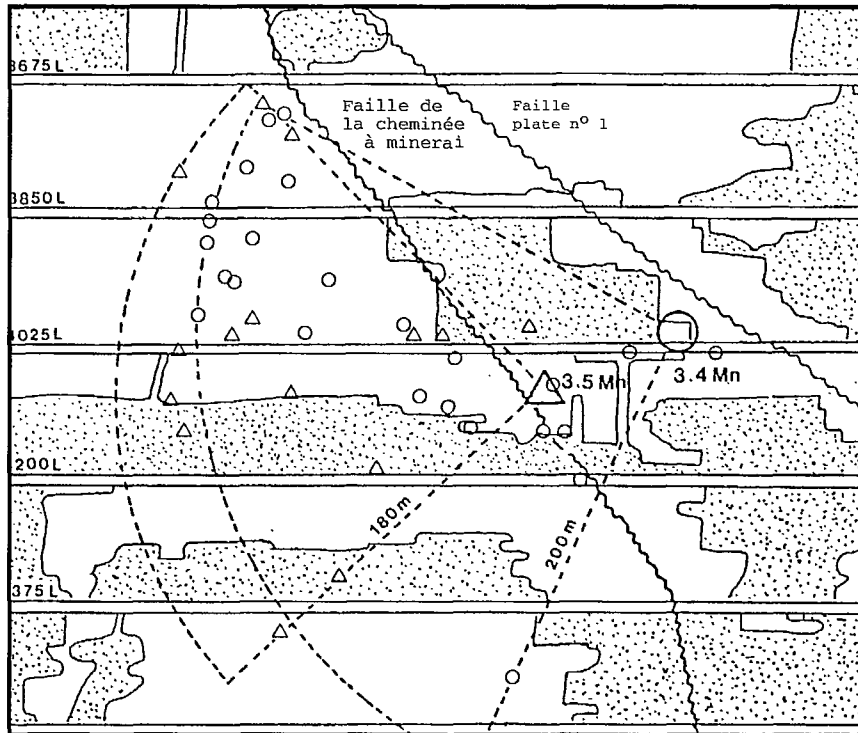


Fig. 10.2.5 - Distribution des secousses secondaires après les deux premiers coups de toit majeurs.

Aucune forme d'onde sismique n'a été obtenue de ces événements. En conséquence, des techniques d'analyse spectrale ne pouvaient pas être utilisées pour estimer les paramètres de la source, comme la chute de contrainte et le glissement moyen. Toutefois, il est possible d'estimer ces paramètres en utilisant les équations sismologiques générales exposées au chapitre 5.

Dans le Bouclier canadien, le moment sismique,  $M_0$ , est lié à la magnitude  $M_n$ , par l'équation 5.13.

$$\log M_0 = 0,94 M_n + 1,32 \text{ en GN.m} \quad \text{Eq. 10.2.1}$$

Le moment sismique est aussi le produit du glissement moyen,  $\psi a$ , du module de cisaillement,  $G$ , et de la superficie. Pour un modèle en quadrant :

$$M_0 = \psi a \cdot G \cdot \pi / 4 r_0^2 \quad \text{Eq. 10.2.2}$$

Le glissement moyen est aussi lié à la chute de contrainte  $\Delta\tau$  par l'équation 5.19

$$\psi a = \frac{16 \Delta\tau r_0}{7\pi G} \quad \text{Eq. 10.2.3}$$

En utilisant ces équations, ainsi que le rayon de la distribution des secousses secondaires, les valeurs moyennes du glissement et les chutes de contraintes pour les deux premiers coups de toit ont été calculées. Ces paramètres sont énumérés au tableau 10.2.2, ainsi que ceux de l'événement de magnitude 2,2  $M_n$ , du 5 juillet 1984, où le glissement a été observé sur la faille plate n° 1, à 70 m de la source.

Le rayon sur lequel se produit le glissement, à partir des distributions des secousses secondaires, est raisonnablement en accord avec le rayon de 150 m de dégâts observés. Les chutes de contraintes estimées de 3,1 à 12,2 MPa sont concevables étant donné que les contraintes mesurées dans le pilier de la salle de remontée étaient de l'ordre de 40 à 90 MPa. Le glissement moyen des deux premiers coups de toit semble aussi raisonnable, même si le glissement de 5 mm pour l'événement de 2,2 est plus faible que les 10 à 20 mm observés à partir des marques de striation sur la faille plate n° 1.

Certaines estimations peuvent être faites sur les critères des dégâts fondés sur la vitesse maximale des particules et les observations des membres de l'équipe de sauvetage qui travaillaient à 50 m de là

lorsque l'événement de 3,5 Mn s'est produit. La vitesse maximale des particules  $\hat{V}$ , liée à la magnitude M et la distance R est fondée sur un nombre de mesures prises dans les mines de l'Ontario (Hedley, 1988) où :

$$\hat{V} = 4000 \left( \frac{R}{10^{M/3}} \right)^{-1.6} \text{ en mm} \quad \text{Eq. 10.2.4}$$

Les paramètres pertinents sont énumérés au tableau 10.2.3. Le premier coup de toit a soumis la couverture du chantier exploité par chambres remblayées en gradins descendants à 2,15 m/s, ce qui a causé son effondrement. De même, une vitesse de 0,56 m/s du coup de toit de 3,5 a causé l'effondrement du reste de la couverture. Ce deuxième coup de toit a aussi endommagé gravement la galerie se trouvant à 15 m au-dessus, avec une vitesse estimée de 3,86 m/s, mais n'a causé que des dégâts mineurs dans un travers-banc à 50 m de là.

#### 10.2.7 Discussion

Le premier coup de toit de magnitude 3,4 Mn sur la faille plate n° 1 a probablement été causé par l'exploitation dans le chantier adjacent par chambres remblayées à gradins descendants. Puisqu'il n'y a pas eu d'activité microsismique avant le coup de toit, le mécanisme de déclenchement a été probablement la réduction de la contrainte de serrement plutôt qu'une augmentation de la contrainte de cisaillement. Une fois que le mouvement s'est produit sur la faille plate n° 1, d'autres failles se sont activées notamment celles de la cheminée à minerai. Ceci a poussé le coin de roche dans l'éponte inférieure au-dessous de la faille plate n° 1 et le gisement à se déplacer vers les chantiers déjà exploités.

La quantité des dégâts associés à cette série de coups de toit n'a pas été importante par rapport à ceux causés par des coups de piliers similaires (par exemple aux mines Quirke et Macassa). La plupart des dégâts semblent liés à des structures chargées aux niveaux critiques, comme la couverture du remblai, soumises à de fortes vitesses et ultérieurement à des pulsations transitoires de contraintes élevées.

Comme illustré à la figure 10.2.4, la faille plate n° 1 et les failles de la cheminée à minerai recoupaient le gisement dans la même zone. L'une des stratégies mises au point dans les mines de l'Ontario dans les années 1940 était de commencer l'abattage contre de grandes failles dès que possible, puis de s'en éloigner. Dans ce cas, plus de



90 % du gisement avait déjà été exploité. Toutefois, le glissement le long de ces failles aurait pu aussi se produire si les chantiers adjacents avaient été exploités plus tôt, mais les magnitudes des coups de toit auraient été inférieures à cause de la moindre superficie d'exploitation.

Le rôle du pilier de la chambre de remontée dans le problème des coups de toit n'est pas clair. Il a permis de protéger la salle de remontée jusqu'au début des années 1980. À ce moment-là, le pilier était soumis à de fortes contraintes, des fissures faisaient leur apparition autour du bord, et le puits et la machine de remontée étaient soumis à un léger mouvement. Le système de surveillance microsismique a indiqué une concentration de l'activité sismique dans les norites de l'éponte inférieure derrière le pilier, probablement causée par des ajustements mineurs sur les structures faillées. Toutefois, aucun des coups de toit majeurs du 20 juin 1984 n'ont été situés dans le pilier de la salle de remontée.

#### 10.2.8 Références

- Davidge, G.R. (1984). Microseismic monitoring at Falconbridge Mine, Falconbridge, Ontario. CIM Bull., vol. 77, n° 868, pp. 45-49.
- Hedley, D.G.F., Bharti, S., West, D. et Blake, W. (1985). Fault-slip rockbursts at Falconbridge Mine. Proc. 4th Conf. on Acoustic Emission/Microseismic Activity, Penn. State University.
- Hedley, D.G.F. (1988). Peak particle velocity for rockbursts in some Ontario mines. Proc. 2nd Int. Symp. Rockbursts and Seismicity in Mines, Minneapolis, pp. 502-512.
- Moruzi, G.A. et Pasiaka, A.R. (1964). Evaluation of a blasting technique for destressing ground subject to rockbursts. Proc. 6th U.S. Rock Mech. Symp, Rolla, Missouri.
- Vongpaisal, S., Owen, D.L. et Freelandt, V.W. (1980). Rockburst analysis Falconbridge Mine: historical review and analysis. Rapport interne de Falconbridge.
- West, D. (1985). A case history of rockbursts at Falconbridge Mine. CIM Rockburst Seminar, Sudbury, Ontario.

### **10.3 MINE MACASSA DE MINÉRAUX LAC, KIRKLAND LAKE\***

#### **10.3.1 Résumé**

Le site minier de Kirkland Lake est sujet depuis longtemps à de nombreux coups de toit. Les coups de toit à Macassa, la seule mine productrice qui reste sur ce site, étaient liés auparavant à la rupture des piliers de couronne et ces événements étaient des perturbations sismiques de forte énergie. Au cours des quatre dernières années, la mine a changé le principal type de remblayage, passant des remblais rocheux avec des stériles non consolidés aux remblais rocheux cimentés.

L'utilisation de remblais rocheux cimentés et des nouvelles méthodes qui s'y rattachent ont produit une réduction manifeste de la fréquence des coups de toit, soit de huit à un par an. Cette diminution s'est produite parallèlement à une augmentation de la production de 65 % et à des profondeurs d'exploitation approchant 2 150 m. L'activité sismique actuelle s'est transformée, passant d'un système d'énergie de type coup de pilier aux coups de toit de déformation, généralement moins violents.

#### **10.3.2 Historique des coups de toit**

Cet historique est un résumé de l'application d'un remblai rigide, fait de roches cimentées, pour contrôler régionalement les coups de toit à la mine Macassa, division de Minéraux Lac Ltée. Depuis l'introduction du remblai rocheux cimenté à la mine, les conditions globales de travail se sont améliorées à la suite d'une diminution apparente de la fréquence des coups de toit. De plus, le coût de restauration des galeries et des chantiers après les coups de toit a été réduit.

La mine a connu à la fois des coups de toit de déformation durant l'avancement des galeries et des coups de piliers durant l'exploitation des piliers de couronne des chantiers (Cook et Bruce, 1983). Arjang et Nemcsok (1986) ont signalé qu'entre 1935 et 1985, un total de plus de 400 coups de toit se sont produits à la mine. Environ 70 % d'entre eux se sont produits dans la zone minéralisée ou dans les chantiers, et 10 % d'entre eux ont été classés comme des coups de toit importants ayant déplacé plus de 50 tonnes de roches.

---

\*Préparé par W. Quesnel et R. Hong, Minéraux Lac Ltée.

Avant l'utilisation des remblais rocheux cimentés, les coups de toit plus intenses étaient liés aux piliers de couronne des chantiers par chambres remblayées. La plus forte magnitude d'un coup de toit, enregistrée sur le réseau national de sismographes, a été de 3,1 Mn, avec un déplacement des roches de plus de 1 000 tonnes. La majorité des coups de toit se sont produits en même temps ou immédiatement après un tir de production.

### 10.3.3 Contexte de l'exploitation minière

La Division Macassa, de la société Minéraux Lac Ltée, est en production depuis 1933 et a produit au total 3 millions d'onces d'or. La mine est maintenant accessible par un seul puits de 2 207 m de profondeur, terminé en 1986. Les niveaux sont espacés d'environ 46 m les uns des autres.

Les principaux horizons d'exploitation sont maintenant situés entre les niveaux 4750 (1 448 m) et 7050 (2 150 m), et le gisement reste toujours ouvert en profondeur. La plus grande partie des zones de chantiers actifs sont actuellement situées entre les sections 32W et 42W ou à une longueur de 305 m le long de l'azimut. Cette longueur et la présence d'un pilier de protection de puits de 61 m exige une adhésion stricte à la séquence d'exploitation.

L'organisation globale des séquences d'extraction se fait par rapport au pilier du puits. Toute l'exploitation à l'est du puits s'avance vers le pilier et l'exploitation à l'ouest du puits se fait en partant du pilier vers le périmètre du pilier ouest du puits. Les dernières limites est et en amont-pendage du pilier du puits seront fondées sur des résultats de surveillance à mesure que progressera l'exploitation minière vers la ligne de pilier.

Les largeurs d'abattage vont de 1,5 m à 15 m. La majorité de l'extraction s'est faite le long d'une faille, que l'on appelle la « faille 04 ». Cette structure majeure a un azimut de N 65°E et a un pendage de 75° vers le sud. Récemment, un programme exhaustif de forage au diamant a permis de trouver de nouvelles structures de veines en queue de cheval « 04 » dans l'éponte supérieure. Ces veines qui sont sous-parallèles à la faille 04, sont actuellement en développement pour fins d'exploitation.

De plus, une nouvelle faille 05 a été détectée à 450 m au nord de la faille 04. Cette zone est toujours à l'étape de prospection, avec avancement et forages au diamant.

Des déterminations de contraintes in situ ont été faites par CANMET aux niveaux 5300 et 6300. La méthode de surcarottage (CSIR et CSIRO), a été employée et les gradients de contraintes moyens suivants ont été mesurés ;

Contrainte verticale	= 0,026 MPa/m
Contrainte horizontale (perpendiculaire à l'azimut)	= 1,62 x Contrainte verticale
Contrainte horizontale (parallèle à l'azimut)	= 1,14 x Contrainte verticale

En reportant ces gradients de contraintes aux niveaux d'exploitation les plus profonds, à l'heure actuelle, on estime que les contraintes principales avant l'exploitation sont de l'ordre de 90 MPa.

Les unités lithostratigraphiques ont des résistances à la compression en laboratoire qui vont de 170 MPa à 345 MPa. Le module d'élasticité en laboratoire pour le minerai et les roches des parois peuvent aller de 34,5 GPa à 80 GPa. Localement, le minerai peut être plus rigide que les roches des parois.

Les propriétés du remblai rocheux cimenté ont été surtout étudiées en laboratoire. Des tests de compression uniaxiale utilisant des cylindres de 457 mm x 914 mm ont donné les résistances et les modules d'élasticité suivants après 28 jours :

Liant de ciment	Résistance à la compression uniaxiale (MPa)	Module GPa
5 %	4	S/O
7 %	7,2	4,1

Il est intéressant de noter que le module du remblai cimenté à 7 % est de l'ordre de 40 % de celui du béton à résistance moyenne.

Le malaxage du remblai cimenté consiste à mélanger la boue du ciment dans des stations souterraines alimentées par des sacs de 1,5 tonne qui contiennent du ciment Portland de type 10. Le ciment est mélangé mécaniquement à une densité de 55 % et livré soit par gravité soit par pompage au point de déversement. La boue est alors mélangée avec des résidus des opérations d'avancement. Le liant de ciment représente de 5 % à 7 % du poids du remblai rocheux cimenté.

#### 10.3.4 Méthodes d'exploitation

La mine Macassa a modifié depuis 1986 ses méthodes d'exploitation de chambres remblayées par gradins ascendants en utilisant des stériles non consolidés et recyclés, par des méthodes d'exploitation par chambres remblayées en bancs et gradins descendants, et remblai rocheux cimenté (RRC). En outre, certains chantiers sont exploités par chambres remblayées par gradins ascendants en utilisant du remblai rocheux cimenté.

Depuis l'introduction du RRC et de nouvelles méthodes d'exploitation connexes, on a constaté une forte diminution de l'activité sismique globale et du nombre de coups de toit. Les paragraphes suivants définissent les méthodes utilisées avant et après l'adoption du RRC.

##### 10.3.4.1 Méthodes d'exploitation avant le RRC

La principale méthode d'exploitation employée pendant des années à Macassa était la chambre remblayée par gradins ascendants en utilisant les stériles recyclés d'avancement comme matériau de remblayage. On utilisait aussi, aux niveaux supérieurs, l'exploitation par chambres-magasins.

Les chantiers par chambres remblayées étaient exploités de niveau à niveau ou sur 46 m de hauteur et avaient des longueurs d'abattage de 61 m. Le chantier avançait alors par forage montant, utilisant des foreuses à main et des chargeuses à racloir. Le chantier était exploité par la méthode de chambre remblayée jusqu'à 15 à 18 m de la galerie d'avancement supérieure. Le pilier de couronne restant était alors exploité par longue taille en utilisant des trous de mine montants et horizontaux. Le remblayage suivait, aussi compact que possible, jusqu'au front de longue taille en avancement.

Le matériau de remblayage était transporté jusqu'au chantier en utilisant des wagons à moteur de deux tonnes. Les matériaux de remblayage étaient alors versés dans la monterie centrale et étaient emboués dans le chantier. Le principal soutènement de terrain dans le chantier consistait en boulons d'ancrage mécaniques installés ici et là. Le soutènement en bois était utilisé le long des niveaux de transport pour soutenir le remblai non consolidé.

##### 10.3.4.2 Méthodes d'exploitation après le RRC

Les détails de l'évaluation des nouvelles méthodes utilisant le RRC ont été donnés dans l'article de Quesnel, de Ruiters et Pervik (1989).

Les deux méthodes les plus réussies jusqu'à présent, tant du point de vue du contrôle des coups de toit que de l'amélioration des récupérations du minerai sont les suivantes :

Chambres remblayées par gradins descendants

Chambres remblayées par bancs descendants

On utilise cette deuxième méthode généralement pour les largeurs de minerai de l'ordre de 7,5 m. Les deux méthodes utilisent des élingues pour soutenir la couverture du RRC.

La méthode des chambres remblayées par gradins descendants utilise des techniques frontales alors que la méthode des chambres remblayées par bancs descendants utilise des forages descendants. Du RRC est transporté jusqu'au chantier en utilisant des wagonnets de minerai ou des unités électriques LHD de 1 m<sup>3</sup> à 4 m<sup>3</sup>. Le remblai est déversé directement dans le chantier, dans des drains préalablement installés ou dans des monteries foncées. L'emploi de LHD a augmenté le taux global de placement des remblais.

De plus, des combinaisons de méthodes par gradins ascendants et descendants avec RRC sont utilisées dans certains blocs de chantiers. À présent, environ 80 % des zones de chantier actives utilisent du RRC. La diminution des réserves de minerai dans le bloc supérieur, des profondeurs d'exploitation plus grandes et l'exploitation de zones minéralisées parallèles indiquent d'ailleurs que l'utilisation de RRC finira par rapprocher l'exploitation à 100 %.

### **10.3.5 Mécanismes des coups de toit**

Les deux types de coups de toit qui se sont produits dans la mine sont des coups de piliers et des coups de toit de déformation. Les coups de toit de déformation étaient généralement des événements à faible énergie ou à énergie intermédiaire avec des déplacements de l'ordre de 1 à 50 tonnes et des magnitudes supposées de moins de 2 Mn. Les coups de piliers ont été des événements à forte énergie avec des magnitudes aussi grandes que 3,1 Mn. Les déplacements de roche peuvent varier de 50 à plus de 1 000 tonnes. Jusqu'à présent, il n'y a pas eu de preuves de coups de glissement de faille à la mine et on pense que cela est dû aux fortes contraintes horizontales qui provoquent des forces de serrement importantes à travers les grandes discontinuités de la mine.

Les coups de toit de déformation les plus fréquents se sont produits le long des zones de contacts géologiques entre les unités rocheuses de diverses rigidités ou près des discontinuités importantes dans les

unités rocheuses rigides (LeBel et al., 1987). Ces types de coups de toit étaient situés généralement dans les galeries d'avancement ou dans les chantiers avec des dos irréguliers. Ces coups de toit semblent être le résultat de réajustements, de concentration et de suppression des conditions de confinement durant l'excavation. Hedley (1987) a signalé que certains coups de toit de déformation peuvent être le résultat de la libération de l'énergie de déformation emmagasinée dans le massif rocheux. Cette libération d'énergie s'est produite lorsque l'état des contraintes sur la roche a changé soudainement d'un mode triaxial à un mode biaxial ou uniaxial. La libération d'énergie ou le rendement sismique d'un coup de toit de déformation peuvent être beaucoup moindres que pour un coup de pilier. Hedley 1987 a signalé que les coups de toit de déformation ont un rendement sismique de 30 à 60 %, alors que les coups de pilier peuvent se situer entre 70 et 90 %.

Les coups de piliers se sont produits généralement lorsque des chantiers par chambres remblayées avaient avancé à moins de 15 m de l'élévation du sol de la galerie supérieure. Les travaux de modélisation numérique (Hanson et al, 1987) ont indiqué que lorsque les piliers de couronne des chantiers approchent cette géométrie critique, les contraintes appliquées s'approchent de la résistance à la compression du minerai. L'apparition d'un coup de pilier dans ces conditions dépend du degré de convergence des parois du chantier et de la rigidité relative entre le minerai et les roches des parois (rigidité de la mine).

Salamon (1984) a indiqué que pour l'instabilité critique, l'inégalité suivante régit en partie le risque qu'un coup de toit violent se produise.

$$K + \lambda < 0 \qquad \text{Eq 10.3.1}$$

où,  $K$  = rigidité de la mine (les parois)

$\lambda$  = rigidité du minerai

L'équation 10.3.1 peut être utilisée pour expliquer l'apparition des coups de piliers de couronne à la mine lorsque la rigidité du minerai est supérieure à celle de la paroi (les deux épontes) ou de la mine. Une fois que les contraintes se rapprochent de la résistance du pilier de couronne et qu'il y a rupture, la rigidité du minerai ( $\lambda$ ) devient négative. Dans les chantiers de filons étroits, où la géométrie des piliers de couronne produit des piliers rigides et où la rigidité du

minerais dépasse la rigidité de la mine, la rupture du pilier de couronne provoquera la rigidité du minerai remodelé, qui manifestera une grande valeur négative dépassant la rigidité positive de la mine. Ceci provoque une rapide convergence des parois et cette libération d'énergie forme les ondes sismiques nuisibles d'un coup de toit.

Les paramètres qui affectent le niveau de libération d'énergie peuvent s'expliquer par l'équation du bilan énergétique minier de Salamon, comme indiqué ci-dessous :

$$W_t + U_m = U_c + W_r \quad \text{Eq 10.3.2}$$

où,  $W_t$  = variation de l'énergie potentielle due à la convergence des parois

$U_m$  = énergie de déformation emmagasinée dans le minerai extrait

$U_c$  = transfert d'énergie de déformation emmagasinée vers les roches des parois

$W_r$  = surplus d'énergie libérée,

et sachant que pour des conditions élastiques:

$$W_t = 2(U_m + U_1) \quad \text{Eq 10.3.3}$$

$$W_r = U_m + U_1 = W_t/2 \quad \text{Eq 10.3.4}$$

où,  $U_1$  = est l'augmentation de l'énergie de déformation emmagasinée si l'augmentation de contrainte s'est produite sur une roche non soumise aux contraintes.

À partir de l'équation 10.3.4, on peut conclure que la composante la plus importante causant la libération du surplus d'énergie ( $W_r$ ) est l'énergie potentielle ( $W_t$ ) à cause de la convergence des parois d'un chantier. La source des ondes sismiques nuisibles ou de l'énergie cinétique libérée ( $W_r$ ) est alors contrôlée ainsi :

$$W_k = W_t - (U_c + W_s) \quad \text{Eq 10.3.5}$$

où,  $W_s$  = absorption de l'énergie du remblai.

Hedley (1984) a proposé que l'énergie de déformation emmagasinée ( $U_m$ ) soit utilisée pour fracturer la roche, ou dans ce cas, le pilier de couronne. Par conséquent, la magnitude de l'énergie sismique nuisible qui est libérée (coup de toit) est en principe régie par le degré de convergence des parois.

Puisque la variation de l'énergie potentielle ( $W_t$ ), est fonction de la contrainte principale ( $S_0$ ) et de la convergence volumétrique du



chantier,  $\Delta V$ , ( $W_t = S_0 \Delta V$ ), alors des mesures de contrôle régionales de coups de piliers doivent réduire ou minimiser la convergence globale de la mine.

À la mine Macassa, ceci a été réalisé en introduisant un remblai rigide, RRC. Non seulement le RRC limite la convergence des parois ( $W_t$ ) mais il réduit l'énergie de déformation emmagasinée ( $U_m$ ) à la suite de l'absorption de l'énergie due au durcissement du remblai. Tous ces facteurs contribuent de manière favorable, comme on le voit à l'équation 10.3.5, à la réduction de l'énergie sismique libérée ( $W_k$ ), à la suite d'un coup de toit.

#### 10.3.5.1 Les coups de toit avant le RRC

Avant l'utilisation de remblais rocheux cimentés, la mine connaissant huit coups de toit par an. Dans ce contexte, un coup de toit a été défini comme un événement sismique qui provoquait le déplacement de plus de 5 tonnes de roches. Les événements plus intenses dont la magnitude est supérieure à 2 Mn étaient tous liés à des piliers de couronne soumis à de trop fortes contraintes. L'un des plus gros coups de toit avait une magnitude de 3,1 Mn et plus de 1 000 tonnes de roches ont été déplacées.

En général, les coups de toit à événement unique se sont produits durant l'exploitation de piliers de couronne du chantier. Le coup de toit se produirait en même temps que le tir de production ou immédiatement après dans le chantier. L'analyse ultérieure de ces événements, en utilisant des modèles N-Fold, a indiqué que les piliers de couronne étaient proches de la rupture et que la nouvelle géométrie formée par le tir de production a causé la rupture soudaine du pilier. Ceci a causé une convergence différentielle rapide des parois.

La convergence croissante a été mesurée après des coups de toit d'intensité intermédiaire. Dans un cas, le chantier 58-40 (1 745 m), un coup de toit de 25 tonnes s'est produit (septembre 1986) après le sautage d'un front de longue taille dans le pilier de couronne du chantier. La convergence mesurée après l'événement a été de 22 mm. Il est intéressant de noter que seulement 29 trous, de 2,4 m de longueur, ont été sautés au moment de ce coup de toit. L'examen du chantier après cet événement a montré que le boisage de la monterie de remblai avait craqué et que les boulons mécaniques dans le chantier avait été arrachés de leur plaque de bois. Les dégâts étaient limités au chantier.

Dans le cas d'événements uniques ou multiples de forte intensité, la convergence croissante peut être de l'ordre de trois fois la convergence mesurée dans le coup de toit de 58-40 et le déplacement de sol peut se produire sur une plus grande superficie, comme on l'a vu dans une série de coups de toit en 1987.

La figure 10.3.1 montre le déplacement de roches qui s'est produit après ces coups de toit. Environ 750 tonnes de roche ont été déplacées, ce qui a touché les trois niveaux principaux. Ces coups de toit étaient des événements de forte intensité, avec des magnitudes allant de 1,7 Mn à 2,5 Mn.

Les coups de toit ont touché une zone de 30 m à 60 m de largeur et de 100 m de hauteur. Les mesures de convergence après ces coups de toit ont montré une convergence maximale de 75 mm sur le niveau 5725. La séquence des événements et les dégâts qui ont suivi sont résumés ci-après :

- Le coup de toit initial s'est déclenché après le sautage d'un front de longue taille dans le chantier 57-38. Ce coup de toit s'est produit peu de temps après le sautage et avait une magnitude de 2,5 Mn.
- Les deux coups de toit suivants se sont produits pendant le poste de nuit à un intervalle de 13 minutes l'un de l'autre et avaient des magnitudes de 2,1 Mn et de 1,7 Mn.
- Le quatrième coup de toit, d'une magnitude de 1,7 Mn, s'est produit environ trois jours après le premier. Il s'est produit durant le poste de travail.
- Les dégâts causés par ces coups de toit ont été très importants et ont causé l'effondrement partiel des niveaux 5600 et 5725. Le matériau de remblai rocheux non consolidé a rempli une partie du niveau 5725 à cause de l'effondrement du soutènement de bois. Le soulèvement de la voie dans cette zone était d'un maximum de 0,6 m.
- Certaines parties de la galerie qui étaient soutenues par grillage ne se sont pas effondrées, même si le grillage était fortement chargé de roches non consolidées.
- Une forte proportion des dégâts se trouvait autour d'un large pilier stérile résiduel connu sous le nom de pilier stérile n° 36.
- Un abattage exhaustif avait été terminé dans la zone touchée avant le coup de toit. Plusieurs piliers de couronne et de piliers

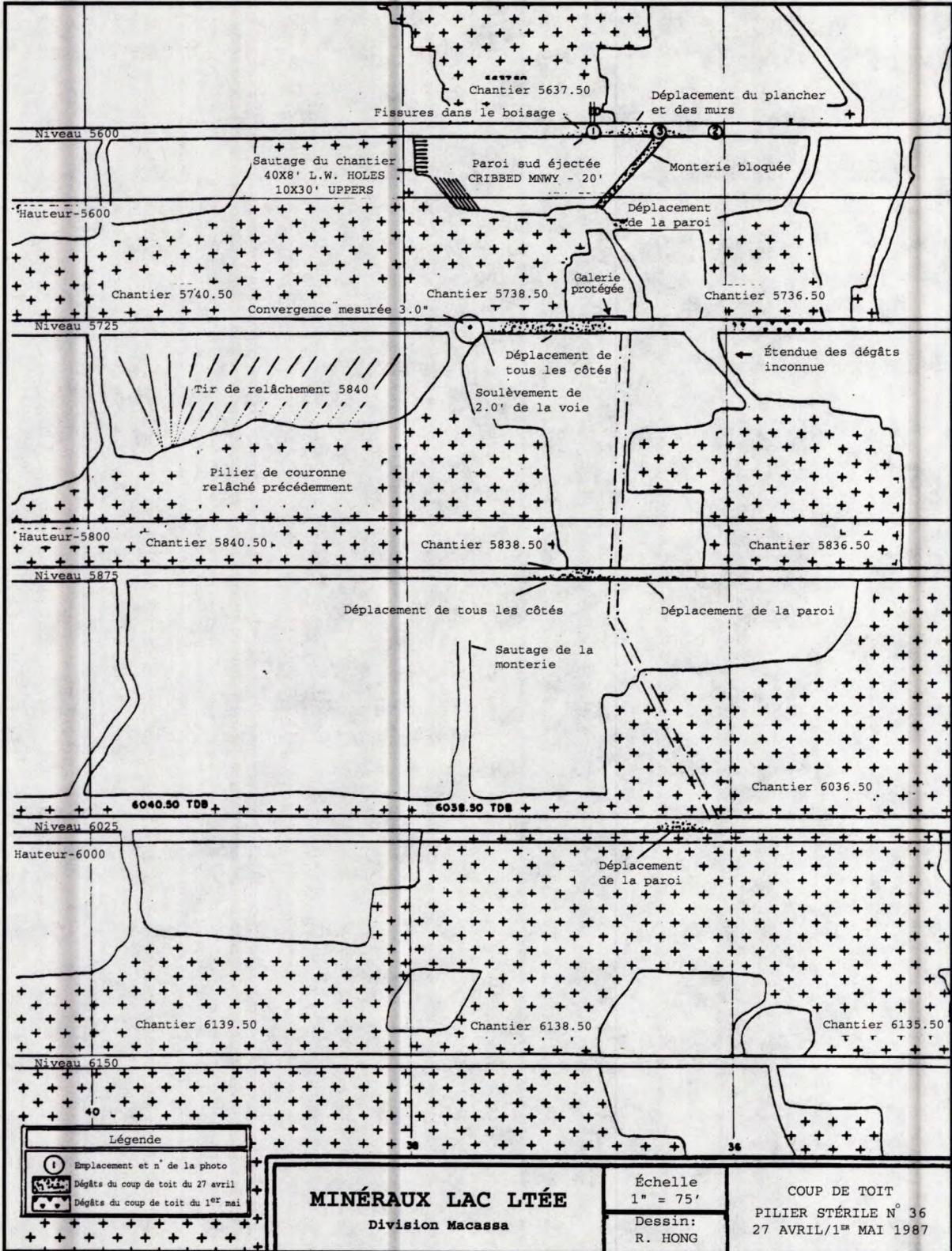


Fig. 10.3.1 - Coupe longitudinale montrant l'emplacement des dégâts causés par une série de coups de toit.

résiduels se trouvaient dans le voisinage de ces coups de toit. En outre, le pilier de couronne 58-40 avait fait l'objet auparavant d'un tir de relâchement. Ce pilier se trouvait environ à 30 m à l'ouest du centre de la zone du coup de toit. Toutefois, il n'y a eu aucun dégât dans ce chantier.

- Tous les chantiers dans la zone de coup de toit avaient été remblayés avec des remblais rocheux non consolidés. La zone déjà exploitée et la zone remblayée à l'ouest des coups de toit s'étendaient à une hauteur verticale de 140 m.

D'après les observations ci-dessus et les mesures de convergence, on a conclu que ces coups de toit résultaient de la réduction globale de la rigidité de la mine à cause des ruptures séquentielles de plusieurs piliers de couronne et piliers résiduels. Le premier coup de toit était le résultat du sautage de production et du transfert de contraintes qui a suivi jusqu'à la zone métastable du pilier de couronne 57-38. La rupture de ce pilier a entraîné un effet de domino qui a causé la rupture de 36 piliers résiduels non minéralisés au-dessus du niveau 5725 et le pilier résiduel minéralisé 58-38. Ceci a entraîné une réduction de la rigidité locale de la mine et a provoqué la convergence soudaine et marquée des parois. Cette situation pourrait avoir été encore aggravée par la réduction de la rigidité de la mine après le relâchement des contraintes du pilier de couronne 58-40 (Hanson et al., 1987).

Les exemples ci-dessus illustrent le fait que l'intensité d'énergie durant un coup de toit peut être directement liée au degré de convergence des parois. Le remblai fait de stériles d'avancement semble avoir aussi de très faibles propriétés d'absorption qui peuvent être liées en partie aux méthodes d'exploitation. Hedley (1984) a montré que l'absorption d'énergie du remblai dans les chantiers en chambres remblayées utilisant des coupes montantes était moindre que dans les chantiers utilisant des techniques frontales. Cela est dû au fait que dans les chantiers utilisant des méthodes montantes, le remblai est en retard d'une coupe. Dans la méthode frontale, le remblai est généralement amené à moins d'un mètre de l'arrière. La différence d'absorption du remblai entre les méthodes d'exploitation peut être importante.

#### 10.3.5.2 Les coups de toit après le RRC

En 1984, un programme d'essai a été mis au point en vue d'étudier divers matériaux de remblai qu'on pouvait utiliser pour contrôler les

coups de toit. En se basant sur l'analyse des coups de toit précédents à la mine, on pensait que la fréquence des coups de toit augmenterait à la suite des accroissements proposés de taux de production de 65 % et des réserves plus profondes centrées aux alentours du niveau 2150. On pensait aussi que la seule méthode praticable pour améliorer le soutènement régional de la mine était de mettre en application un remblayage cimenté rigide. On espérait qu'avec du remblai cimenté, les changements apportés aux méthodes d'exploitation et à la séquence des travaux pourraient aussi être effectués.

Les travaux d'essai préliminaires étaient centrés sur l'utilisation de béton comme remblai. Un chantier d'essai, le 47-04-3D, était exploité au niveau 1 400 m en utilisant une méthode par chambres remblayées en gradins descendants avec du béton. Les détails de cet essai initial sont donnés par de Ruiter et Hong, 1986 et Quesnel et al., 1989. Les conclusions pertinentes de ces travaux d'essai sont résumées ci-après.

- La nature de la méthode par chambres remblayées en gradins descendants utilisée ici a permis de remblayer seulement 50 % des coupes individuelles. Des tiges de convergence ont été installées entre les couches successives de béton.
- Un total de cinq petits coups de toit se sont produits durant l'exploitation de ce chantier. Le coup de toit le plus important n'a déplacé que 10 tonnes. Cela était surprenant car le chantier était situé dans une zone de la mine qui avait connu de nombreux coups de piliers intenses.
- Les coups de toit se sont produits dans l'épente inférieure du chantier et étaient associés à une bande rigide de tuf volcanique. Il n'y a aucun changement dans la tendance ou le taux de convergence des parois après chaque coup de toit. Cela a indiqué qu'aucune convergence soudaine ou instantanée des parois n'a eu lieu.
- On a conclu que ces coups de toit étaient des événements de type déformation causés par la réaction d'une unité de roche rigide à la modification de l'état des contraintes d'exploitation passant des conditions confinées à non confinées.
- Même si l'utilisation de béton comme remblai a réduit l'énergie libérée durant les coups de toit, les coûts accrus de l'exploitation minière limiteraient l'utilisation de ce matériau à quelques chantiers choisis.

Des recherches ultérieures, utilisant la modélisation numérique, ont montré que si le chantier pouvait être rempli à 100 % avec un matériau n'ayant que la moitié de la rigidité du béton, les limites de la convergence volumétrique seraient similaires à celles du chantier d'essai 47-3D.

De vastes travaux d'essai ont commencé en 1986 en utilisant des stériles d'avancement de moins de 150 mm et divers liants de ciment. On a conclu que les valeurs de rigidité de l'ordre de 50 % de celle du béton pourraient être atteintes avec un RRC ayant un liant de ciment de 5 à 7 %.

À présent, 80 % des zones actives de chantier utilisent des remblais rocheux cimentés. On pense que ce coefficient augmentera à 100 % d'ici quelques années. La figure 10.3.2 montre qu'il y a eu une réduction apparente de la fréquence globale des coups de toit liée à la mise en place de RRC à partir de 1987. La fréquence des coups de toit a diminué, passant de huit par an à un seul. La figure 10.3.3 montre le déplacement total de tous les coups de toit par an et le déplacement et la magnitude du plus grand coup de toit de l'année. Le déplacement total et la magnitude par coup de toit ont été aussi réduits et semblent coïncider avec l'utilisation de remblais rocheux cimentés.

Il faut remarquer que le coup de toit qui s'est produit en 1989 avec une magnitude de 3,1 Mn était centré autour du chantier 60-36. Ce chantier avait été exploité avec du remblai rocheux non consolidé et avait atteint la hauteur du pilier de couronne. Le chantier adjacent, soit le 60-38, était exploité avec du RRC. Très peu de dégâts ont eu lieu dans le chantier 60-38.

À l'heure actuelle, des instruments sont installés dans les chantiers utilisant le RRC pour mesurer la convergence et déterminer plus précisément les avantages du remblai pour contrôler des coups de toit. Toutefois, avec notre expérience actuelle, on peut dire que le RRC a amélioré sensiblement la stabilité régionale de la mine en réduisant la convergence volumétrique due à l'exploitation. En outre, le niveau d'énergie libérée durant un coup de toit a été réduit de manière importante et n'a exigé qu'une remise en état minimale des galeries après un coup de toit. L'utilisation du RRC a permis également de changer les méthodes d'exploitation afin d'utiliser de manière plus efficace les propriétés d'absorption d'énergie du matériau de remblayage. L'exploitation par chambres remblayées avec des bancs ou gradins descendants permet de remblayer rapidement et de façon

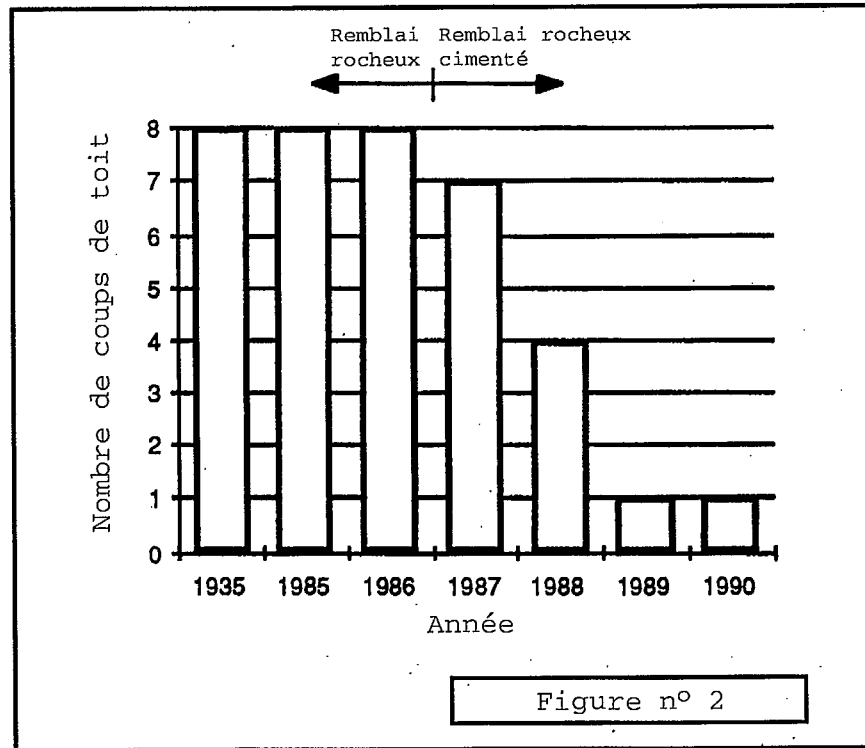


Fig. 10.3.2 - Fréquence des coups de toit avant et après l'introduction du remblai rocheux cimenté.

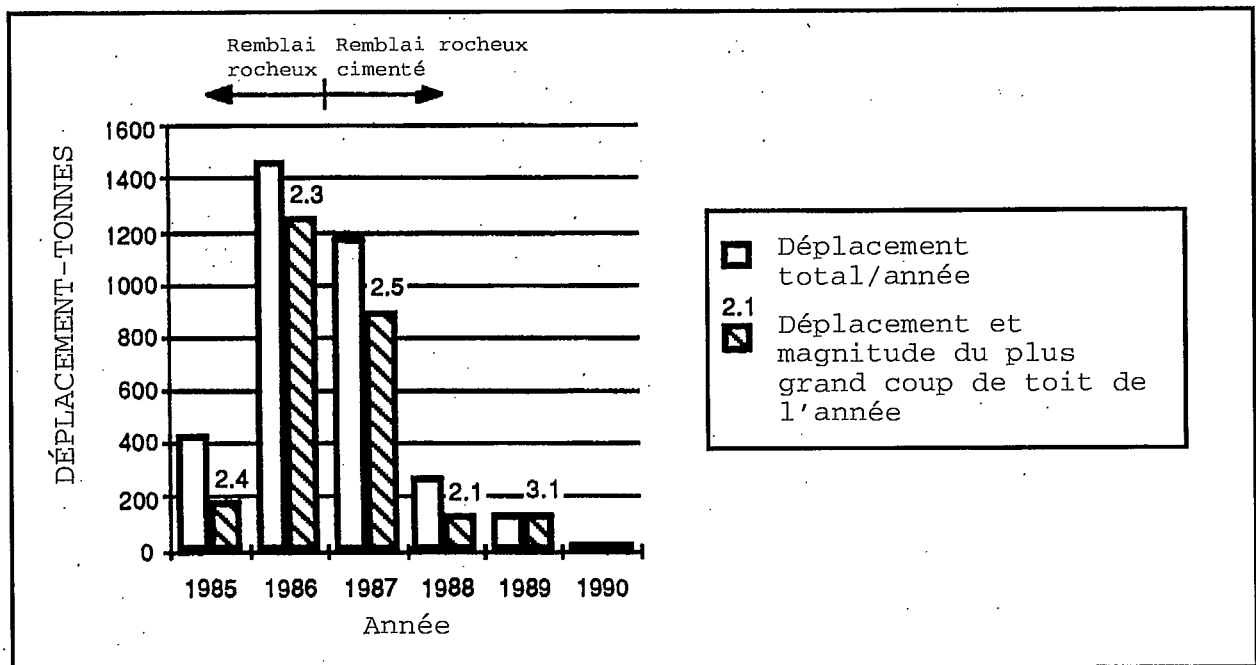


Fig. 10.3.3 - Dégâts causés par des coups de toit avant et après l'introduction du remblai rocheux cimenté.

compacte directement au-dessus de la prochaine coupe ou banc à extraire.

### 10.3.6 Conclusions

- La magnitude de la libération d'énergie des coups de piliers à la mine est directement liée à la convergence soudaine des parois du chantier.
- L'apparition des coups de piliers est liée aux piliers de couronne qui ont une rigidité supérieure à celle du système de chargement de la mine.
- En profondeur (> 1 500 m), de petits changements successifs des volumes du chantier peuvent causer des coups de toit importants. Cela est spécialement vrai lorsque les piliers se trouvent près de la résistance maximale, que le remblai n'est pas fixé fermement au front de taille, et que le matériau de remblai n'est pas consolidé (c.-à-d. faible rigidité).
- Dans les zones de forte extraction des mines susceptibles de connaître des coups de toit, et qui ont utilisé du matériau de remblai non consolidé, il faut prêter une attention particulière à la séquence des piliers métastables. Les effets de l'exploitation en étapes d'un pilier de couronne sur la stabilité des piliers résiduels environnants, minéralisés ou non, devraient être déterminés relativement au transfert des contraintes et aux effets sur les facteurs de sécurité des piliers avoisinants. Les effets de la rupture multiple de piliers sur la réduction de la rigidité régionale de la mine devraient être déterminés afin d'évaluer le risque de coups de toit.
- Les travaux d'essai des matériaux de remblai à la mine ont montré que l'énergie libérée à la suite d'un coup de toit peut être réduite en utilisant un remblai rigide. Plus le remblai est rigide, plus grande est la réduction de la libération d'énergie.
- Depuis 1986, la mine s'est convertie du remblai rocheux avec des stériles non consolidés au remblai rocheux cimenté comme remblai principal. Une diminution apparente de la fréquence des coups de toit a coïncidé avec l'utilisation du RRC. La fréquence des coups de toit a été réduite passant d'une moyenne de huit par an à un seul. Le total de l'énergie libérée des coups de toit actuels est bien plus faible que celui d'avant l'application du RRC.



- L'utilisation du RRC à la mine a permis d'effectuer des changements positifs aux méthodes d'exploitation. Les méthodes de chambres remblayées par gradins ou bancs descendants sont maintenant utilisées à la mine. Ces méthodes permettent de placer rapidement un remblai serré au front d'avancement. Cela améliore les propriétés globales d'absorption de l'énergie du remblai qui, à son tour, réduit l'énergie de déformation globale emmagasinée dans le massif rocheux.

### 10.3.7 Références

Arjang, B. et Nemcsok, G. (1986), Review of rockburst incidents at the Macassa Mine, Kirkland Lake. Rapport de division LRM 87-21(TR), CANMET, Énergie, Mines et Ressources Canada.

Cook, J.F. et Bruce, D. (1983), Rockburst control through destressing - a case example. Rockbursts: Prediction and Control, pp. 81-91, IMM, Londres, R.-U.

de Ruiter, H. et Hong, R. (1986), The use of underhand cut-and-fill with concrete support, Lac Minerals - Macassa Division. Presented at the Mine Backfill Design Seminar, McGill University, Montréal.

Hanson, D., Quesnel, W.J.F. et Hong, R. (1987), Destressing a rockburst prone crown pillar - Macassa Mine. Rapport de division LRM 87-82(TR), CANMET, Énergie, Mines et Ressources Canada.

Hedley, D.G.F. (1984), Utilization of backfill support in longitudinal cut-and-fill mining. Rapport de division 84-86(TR), CANMET, Énergie, Mines et Ressources Canada.

Hedley, D.G.F. (1987), Rockburst mechanics. Rapport de division LRM 87-118(TR), CANMET, Énergie, Mines et Ressources Canada.

LeBel, G.R., Quesnel, W.J.F. et Glover, W. (1987), An analysis of rockburst events during sinking of Macassa No. 3 shaft. Presented at 89th Annual General Meeting of the CIM, Toronto.

Quesnel, W.J.F., de Ruiter, H. et Pervik, A. (1989), The assessment of cemented rockfill for regional and local support in a rockburst environment, Lac Minerals Ltd., Macassa Division. Proc. 4th Int. Symp. on Mining with Backfill, Montréal.

Salamon, M.D.G. (1984), Energy considerations in rock mechanics: fundamental results. J. S. Afr. Inst. Min. Met., vol. 84, n° 8, pp. 233-246.

## 10.4 Mine Campbell de Placer Dome

### 10.4.1 Résumé

Les mines d'or de la région de Red Lake ont connu leurs premiers coups de toit au début des années 60. La série d'événements la plus importante est survenue dans la zone « F » de la mine Campbell à la fin de 1983. Ce gisement avait été exploité par chambres-magasins laissant des piliers de soutirage et des piliers de semelle minces et horizontaux. Pendant une période de trente heures, 22 coups de toit importants d'une magnitude allant jusqu'à 3,3 Mn ont été enregistrés, ainsi que de nombreux événements microsismiques.

Afin de reconstruire la séquence des événements, on a étudié les données microsismiques, les contraintes dans les piliers calculées d'après des modèles numériques et les observations visuelles. Les coups de toit ont commencé au niveau 10, près du centre du gisement et se sont rapidement propagés en amont-pendage jusqu'au niveau 7, et en aval-pendage jusqu'au niveau 13, couvrant une surface de 450 m le long de l'azimut par 300 m le long du pendage. Les coups de toit étaient dus à la rupture des piliers de semelle de 6 m de largeur sur ces niveaux. Le mécanisme de ces coups de toit était une variation brusque de l'énergie potentielle lorsque les épontes supérieure et inférieure ont convergé par suite de la rupture des piliers. Des niveaux de contrainte d'environ 120 MPa semblent être critiques pour les piliers de soutirage, et de 135 MPa pour les piliers de semelle.

À l'heure actuelle (c.-à-d. en 1992), l'exploitation de ce gisement n'a pas encore repris.

### 10.4.2 Contexte de l'exploitation minière

La mine Campbell se trouve à Balmertown, dans la région de Red Lake au nord-ouest de l'Ontario. Huit zones aurifères ont été découvertes dans des roches volcaniques faillées à fort pendage, du Précambrien. Il y a deux grandes structures filoniennes : des veines de remplacement de 0,6 à 9 m de largeur et des veines faillées de 0,2 à 1 m de largeur remplies de carbonate et de quartz. Tous ces filons se trouvent dans de l'andésite, qui est la roche réceptrice.

La mine est en exploitation depuis 1949 et la production journalière est d'environ 1 000 tonnes. Le puits a une profondeur de 1 315 m, et les niveaux sont établis à des intervalles de 45 m. La plupart des

galeries d'avancement ont été creusées dans les zones minéralisées. Initialement, l'exploitation se faisait en chantiers par chambres-magasins, mais à l'heure actuelle la plupart des chantiers situés au-dessous de 600 m de profondeur utilisent les techniques par chambres remblayées avec des gradins ascendants et des stériles deschlammés comme remblai. La production actuelle se fait à une profondeur allant de 300 à 900 m, par chambres remblayées à 55 %, par abattage à longs trous à 45 %, et par avancement, à 10 %.

#### 10.4.3 Historique des coups de toit

Dès 1960, la direction soupçonnait que deux coups de toit non localisés s'étaient en fait produits dans la zone « A ». En fin septembre et début octobre, il y a eu cinq coups de toit à la mine voisine, Dickenson. En 1961, les deux sociétés ont retenu les services du professeur Morrison de l'Université McGill pour étudier le problème. Voici ses recommandations :

- enlever dès que possible les piliers de semelle et de soutirage déjà établis;
- augmenter la taille des piliers de semelle dans les chantiers à chambres-magasins en cours d'exploitation;
- éliminer les piliers de soutirage et les remplacer par des coffrages dans les nouveaux chantiers par chambres-magasins;
- développer des chantiers plus courts dans le plan vertical plutôt que des chantiers longs à coupe horizontale;
- adopter des méthodes de chambres remblayées.

Dans la zone « A », on a suivi ces recommandations. On a adopté une méthode de chambres remblayées au niveau 10 et on a commencé à faire des sautages aux niveaux supérieurs. En 1965 toutefois, des coups de toit ont eu lieu au niveau 5. À ce moment là, les chantiers du niveau 6 et au-dessus avaient été exploités laissant un pilier de semelle de 4,6 m, et étaient en cours d'enlèvement. La plupart des 102 coups de toit enregistrés dans la zone « A » entre 1962 et 1982 se sont produits dans des piliers de soutirage adjacents au front de taille pendant que les piliers de semelle et de soutirage étaient enlevés au moyen de sautages à longs trous.

La zone « A » est développée jusqu'au niveau 20 et une séquence d'exploitation en étapes a été établie à partir de la ligne de séparation avec la mine Dickenson au niveau 20 par front de taille rabattant vers l'ouest. On a toutefois arrêté l'enlèvement du pilier

de semelle lorsqu'on a constaté que la plupart des tirs de semelle étaient accompagnés de coups de toit. Bien des problèmes et des coups de toit sont survenus au niveau 10 lorsque le chantier par chambres remblayées 1102 était en pleine exploitation. Même si une partie de ce chantier a été exploitée jusqu'au niveau 10, il n'a jamais pu être terminé.

#### 10.4.4 Séquence des coups de toit dans la zone « F »

La zone « F » consiste en un gisement isolé à l'ouest du puits. La figure 10.4.1 en montre une coupe longitudinale. Aux niveaux supérieurs, la longueur le long de l'azimut est d'environ 450 m et se réduit à 150 m au niveau 15. L'épaisseur du filon varie de 1,2 à 3 m, et plusieurs branches sont aussi exploitées. Le pendage est généralement de 75° vers le sud.

L'exploitation de la zone « F » a commencé aux quatre niveaux supérieurs dans les années 50 pour se poursuivre en descendant à mesure que le puits a été foncé. En 1974, tout le minerai au-dessus du niveau 10 avait été extrait par des techniques de chambres-magasins avec des piliers de soutirage et des piliers de semelle de 6,1 m de largeur.

La figure 10.4.1 montre le schéma général de la détérioration des piliers de soutirage avant les coups de toit graves de 1983. Le premier événement a eu lieu en juillet 1981 à l'extrémité ouest du niveau 11. En trente mois, d'autres coups de toit se sont produits dans les piliers de soutirage entre les niveaux 7 et 14, déclenchés soit par la chute du minerai brisé dans les chantiers, soit par les travaux de rénovation dans les divers niveaux soit, dans un cas, par des tirs de relâchement des contraintes des piliers de soutirage au niveau 14.

Le 20 décembre 1983, on a évacué une équipe de rénovation du niveau 12 à cause d'une activité sismique et d'une détérioration visible des piliers de soutirage. Dix jours plus tard, la séquence grave de coups de toit s'est produite.

Le 30 décembre, à 0h51, on a ressenti à la surface le premier coup de toit violent, suivi rapidement par d'autres événements sismiques. Le système microsismique signalait que l'activité était confinée à la zone « F » où personne ne travaillait. Cependant, des équipes dans d'autres secteurs de la mine en ont ressenti les vibrations et ont été remontées à la surface.

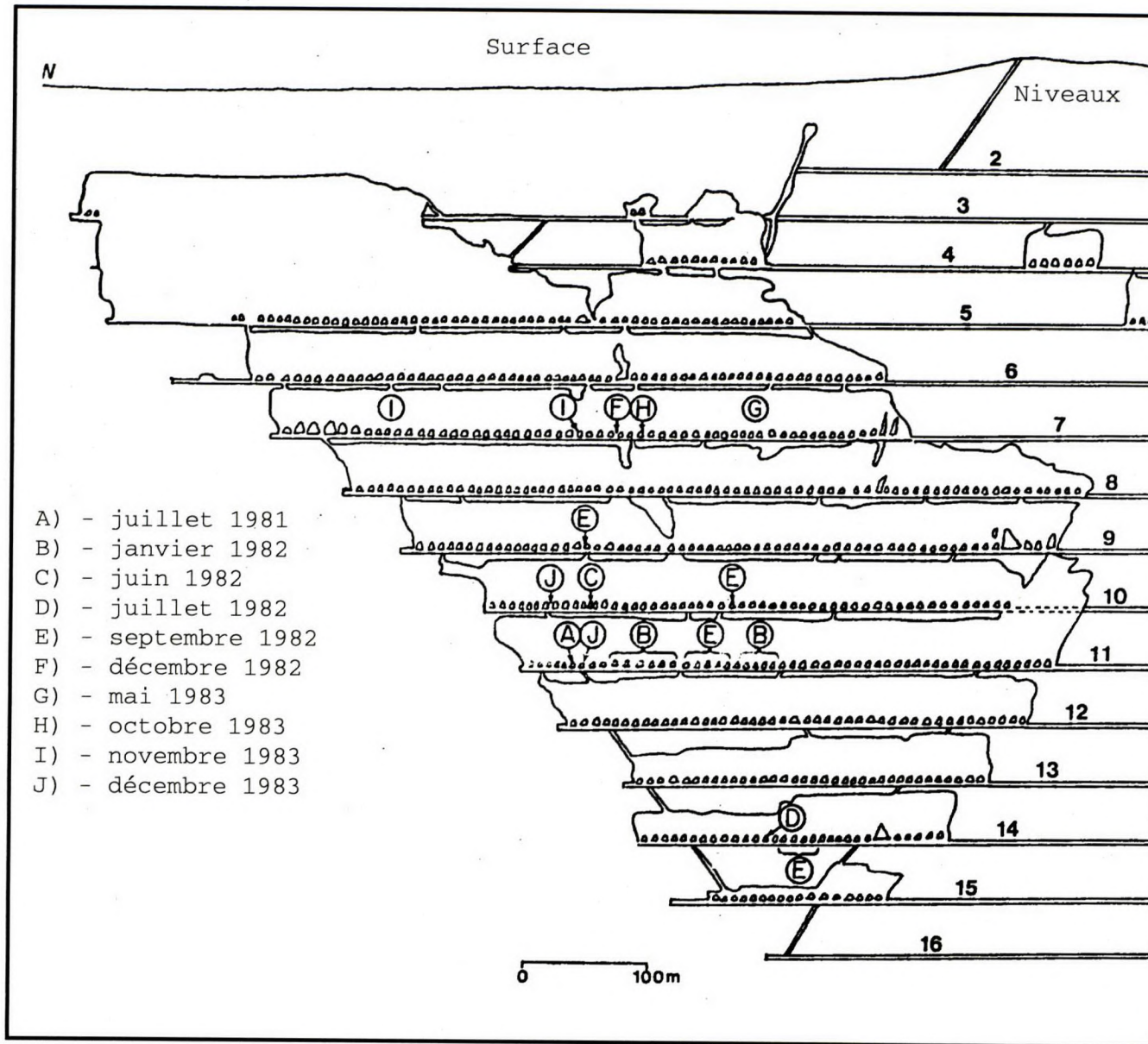


Fig. 10.4.1 - Coupe longitudinale de la zone « F » et séquence de la détérioration des piliers de soutirage.

La première inspection visuelle de la zone « F » a eu lieu le 5 janvier 1984. On a alors constaté que les niveaux 7 à 13 étaient obstrués près de l'extrémité est du gisement. Le niveau 14 avait subi des dégâts mineurs et il n'y avait aucun changement au niveau 15. Les niveaux 4, 5 et 6 étaient ouverts avec la tombée de quelques roches du toit et de nouvelles fissures.

En octobre 1984, on a effectué une inspection de l'extrémité ouest de la zone « F » aux niveaux 12, 13 et 14. On a constaté, au niveau 14, qu'il n'y avait guère de dégâts sur une distance de 100 m. De même, les derniers 75 m à l'extrémité ouest du niveau 13 étaient relativement intacts, alors qu'il y avait beaucoup d'écailllements sur toute la longueur du niveau 12. La partie sommitale des chantiers par chambres-magasins aux niveaux 13 et 14 était ouverte là où ces derniers avaient une épaisseur de 15 à 18 m, mais montrait des signes de contraintes élevées près de l'endroit où ils se rétrécissaient à 6 m d'épaisseur.

#### 10.4.5 Surveillance microsismique

En août 1983, un réseau de 32 géophones a été installé dans toute la mine pour l'activité sismique. Treize de ces géophones ont été placés autour de la zone « F ». La figure 10.4.2 montre le nombre d'événements quotidiens entre novembre 1983 et janvier 1984. L'augmentation brusque de l'activité sismique le 30 décembre, suivie par une chute rapide de celle-ci est un exemple classique des premières grandes secousses suivies de répliques.

Vingt-deux de ces événements sismiques ont été assez importants pour être enregistrés par le réseau sismique régional. Les moments, les magnitudes présumées et les foyers de ces coups de toit dans la zone « F » sont montrés au tableau 10.4.1. La figure 10.4.3 montre les foyers de ces événements et d'autres événements sismiques importants.

La progression des coups de toit peut être déterminée et semble entrer dans deux phases temporelles distinctes. Les coups de toit ont été déclenchés au niveau 10 et se sont propagés en quelques minutes au niveau 11 et en une heure au niveau 9. À 8h40, le 30 décembre, les coups de toit avaient atteint le niveau 8. Durant le reste de la journée, ils se produisaient seulement aux niveaux 8, 9 et 10 et après la rafale de 2h30, le 31 décembre, l'activité a cessé à ces trois niveaux pour se situer, le 31 décembre et le 1<sup>er</sup> janvier, surtout aux

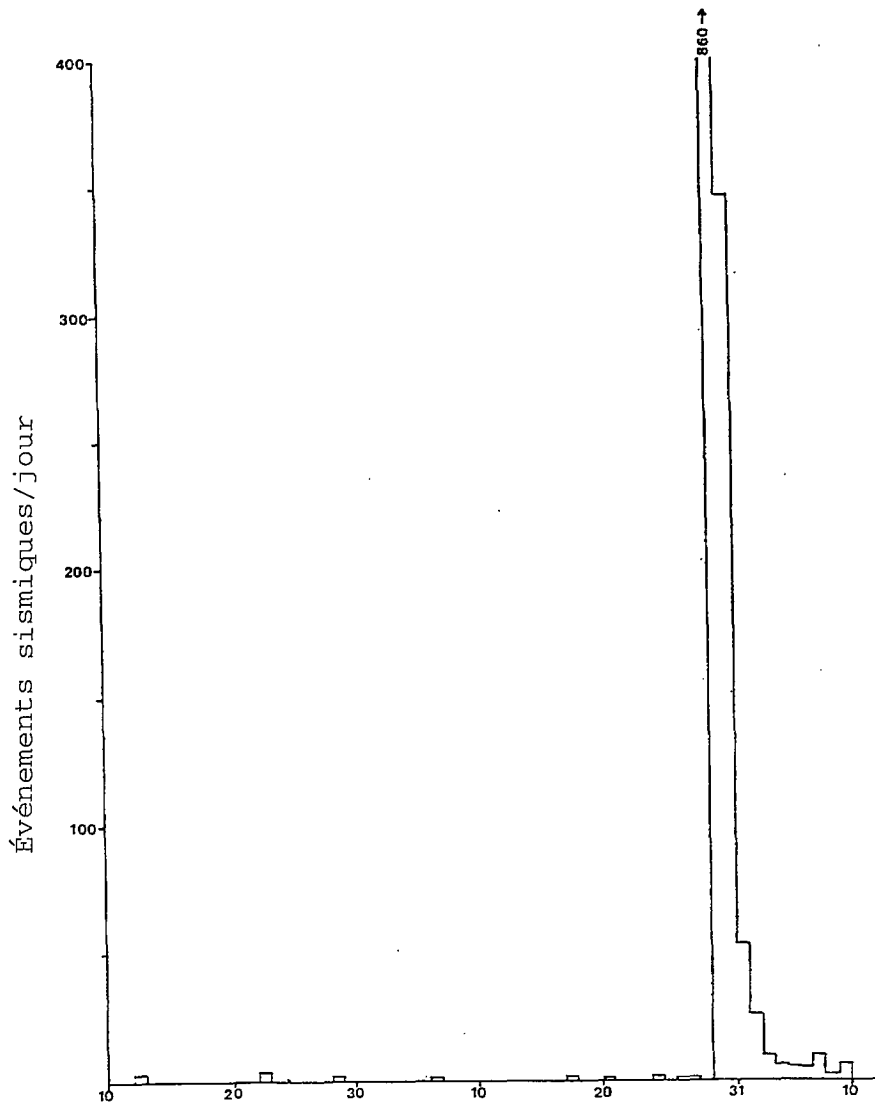


Tableau 10.4.1 - Mine Campbell de Red Lake; coups de toit majeurs.

N	Date	Heure	Min	Endroit dans la mine
1	30 déc.	0h51	2.1	niveau 10
2		0h56	1.3	niveau 11
3		0h59	2.7	niveau 11
4		1h36	2.4	niveau 11
5		1h50	1.4	niveau 9
6		4h20	2.2	niveau 10
7		4h22	1.9	niveau 10
8		7h44	2.6	niveau 9
9		8h09	1.8	niveau 9
10		8h18	2.2	niveau 9
11		8h24	1.4	niveau 9
12		8h40	1.4	niveau 8
13		11h31	1.6	panne d'électricité
14		11h33	2.9	panne d'électricité
15		13h21	2.2	niveau 10
16		13h46	1.6	niveau 9
17		22h40	2.5	niveau 8
18		22h41	2.1	niveau 8
19	31 déc.	1h17	2.0	niveau 7
20		2h30	3.3	niveau 8
21		2h30	2.8	niveau 10
22		5h11	2.2	niveau 12

Fig. 10.4.2 - Fréquence des événements sismiques.



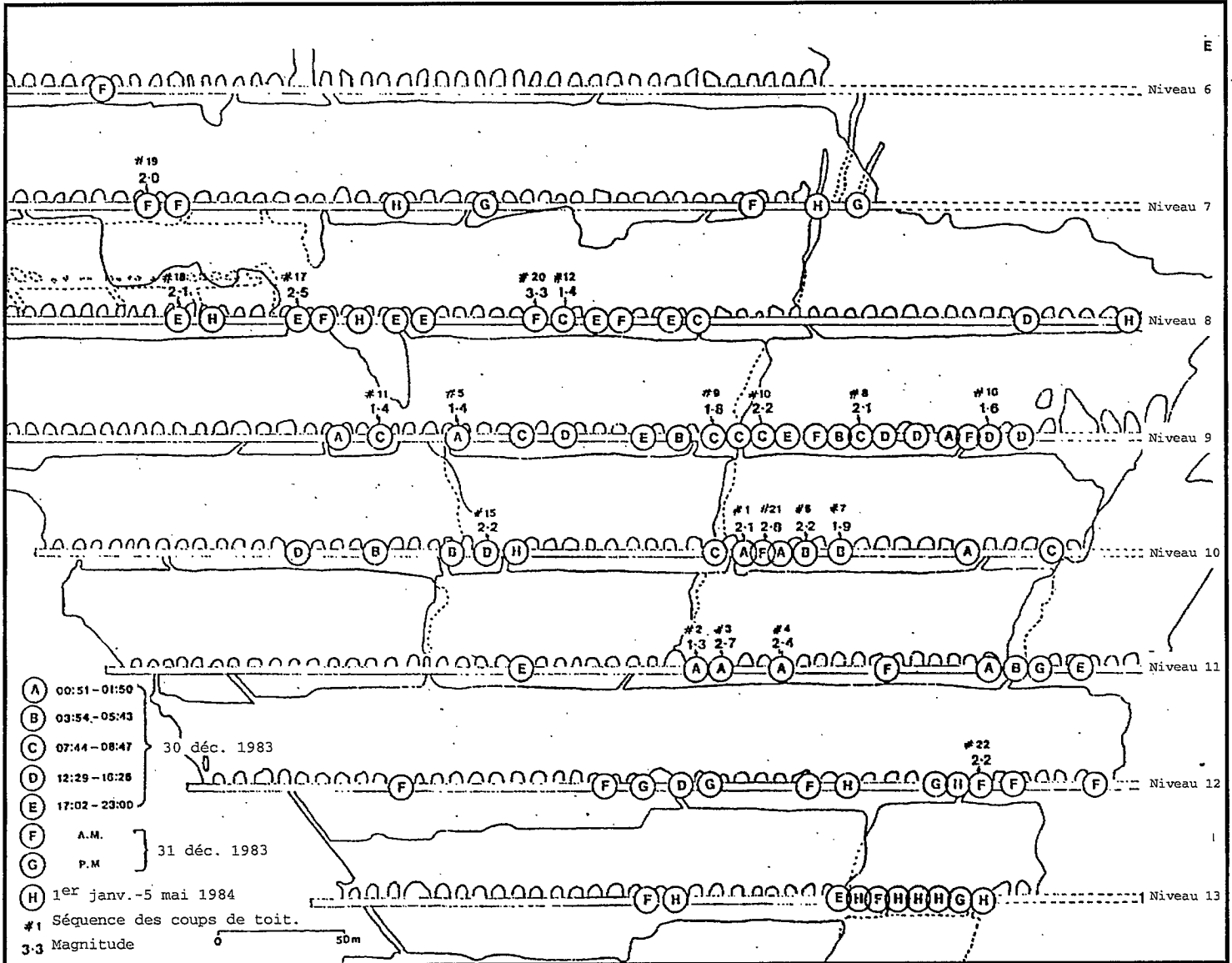


Fig. 10.4.3- Lieu et séquence des événements sismiques majeurs.

niveaux 7, 12 et 13. L'étendue des zones affectées par les coups de toit, montrée sur la figure 10.4.3 correspond presque exactement aux dégâts observés (c.-à-d. la fermeture des niveaux 7 à 12). Il est aussi intéressant de noter, à la figure 10.4.3, que la grande majorité des événements sismiques majeurs se sont produits là où les piliers de semelle ont 6 m de largeur (sur le pendage). Très peu d'événements ont eu lieu là où les piliers de semelle ont une largeur de 15 m.

#### 10.4.6 Modélisation numérique

Les contraintes et les déplacements autour des gisements minces et tabulaires, comme ceux de la zone « F » sont analysés de manière idéale en utilisant les modèles de discontinuité de déplacement, qui fonctionnent sur le plan du gisement. Les contraintes perpendiculaires du pilier dans la partie centrale de la zone « F » sont illustrées à la figure 10.4.4, pour des conditions élastiques. Les piliers de soutirage, surtout au niveau 11, mais aussi aux niveaux 10, 12 et 13, font l'objet de très fortes contraintes (c.-à-d. plus de 135 MPa). Il est bien peu probable que ces piliers aient pu supporter ces contraintes, et certains ont probablement dû se rompre avant le déclenchement des coups de toit, et ont transmis une partie de la charge aux piliers de semelle adjacents.

Des estimations de la résistance des piliers de semelle et de soutirage ont été effectuées d'après le rapport empirique type d'Elliot Lake (c.-à-d. l'équation 10.1.1) où,

$$Q_u = 100 \frac{W^{.5}}{H^{.75}} \quad \text{Eq. 10.4.1}$$

où,  $Q_u$  = résistance moyenne du pilier, MPa

$W$  = la largeur minimum du pilier, m

$H$  = la hauteur du pilier, m.

On suppose que la résistance d'un cube de 1 m d'andésite est de 100 MPa. Les résistances estimées des piliers de semelle et de soutirage de diverses tailles figurent au tableau 10.4.2.

En utilisant les contraintes de pilier des modèles numériques et les estimations de leur résistance, on a calculé les facteurs de sécurité des piliers des niveaux 7 à 13, que l'on trouvera au tableau 10.4.3. Pour des conditions élastiques, tous les piliers de soutirage à partir du niveau 9 en descendant sont assujettis à des contraintes supérieures à leur résistance estimée et ont un facteur de sécurité

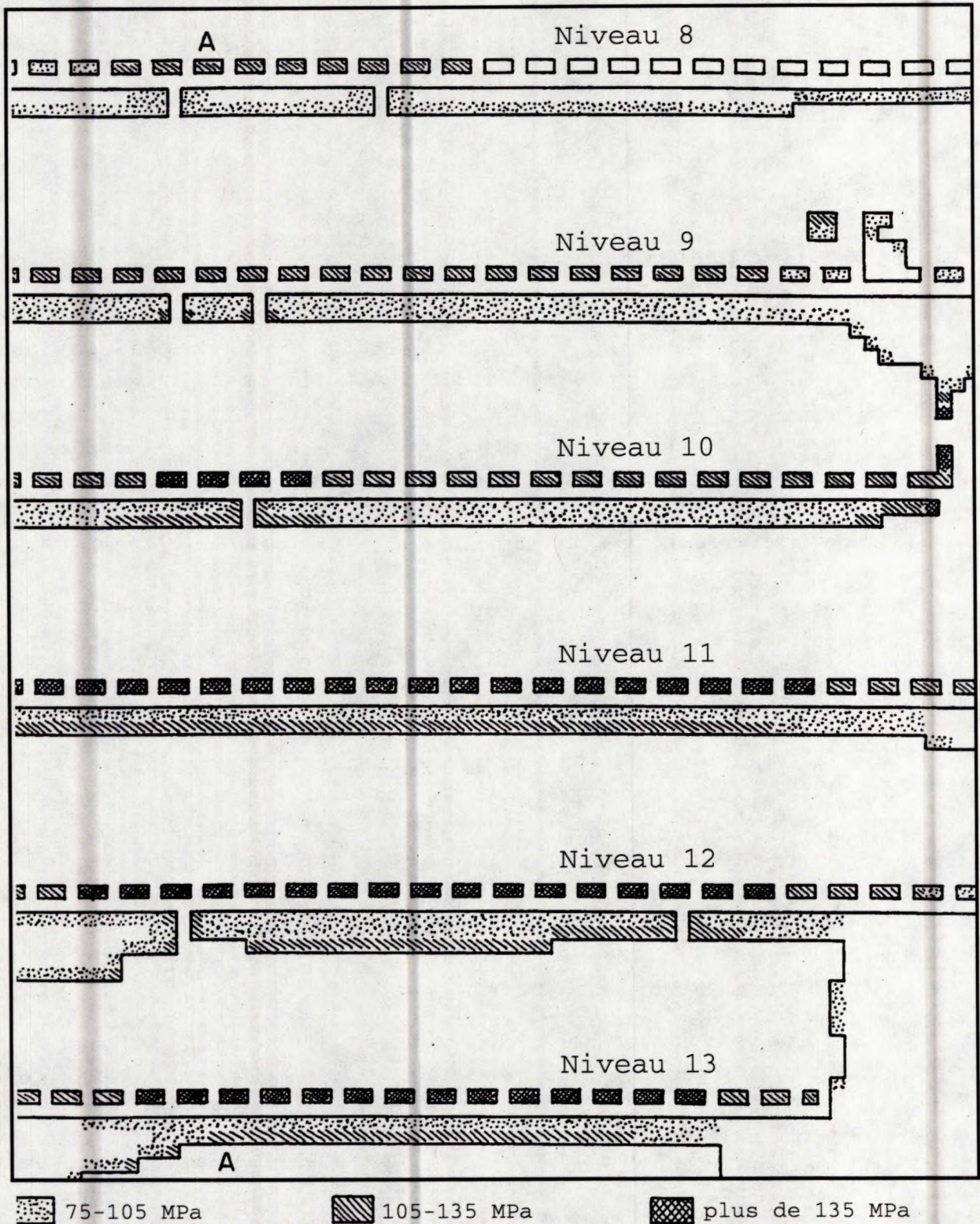


Fig. 10.4.4 - Contraintes perpendiculaires des piliers avant les coups de toit.

Tableau 10.4.2 - Estimation de la résistance des piliers

Type de pilier	Largeur, m	Rapport L/H	Résistance, MPa
Soutirage	4,6	2,2	121
Semelle	6,1	2,9	140
Semelle	9,1	4,3	171
Semelle	12,2	5,8	198

Tableau 10.4.3 - Estimation des contraintes des piliers et facteurs de sécurité (F.S.)

Niveau	Type	Largeur	Contrainte	Solution	Contrainte	Pilier
		du pilier m	élastique MPa	F.S.	rompue MPa	F.S.
7	Soutirage	4,6	87	1,40	87	1,40
	Semelle	6,1	62	2,26	62	2,26
8	Soutirage	4,6	106	1,14	106	1,14
	Semelle	6,1	77	1,82	77	1,82
9	Soutirage	4,6	123	0,98	30	Rupture
	Semelle	6,1	88	1,58	119	1,17
10	Soutirage	4,6	137	0,89	30	Rupture
	Semelle	6,1	97	1,45	132	1,05
11	Soutirage	4,6	147	0,82	30	Rupture
	Semelle	6,1	103	1,36	142	0,90
12	Soutirage	4,6	145	0,83	30	Rupture
	Semelle	9,1	77	2,22	103	1,67
13	Soutirage	4,6	139	0,87	30	Rupture
	Semelle	12,2	75	2,65	93	2,12

inférieur à un. La deuxième colonne du tableau, sous le titre « contrainte rompue », suppose que les piliers de soutirage se rompent et se stabilisent à un niveau de résistance résiduelle de 30 MPa (c.-à-d. à 25 % de la résistance maximale). L'excédent de charge est transmis au pilier de semelle juste en dessous. C'est la situation probable juste avant la série de coups de toit du 30 décembre 1983. Les résultats semblent indiquer que les piliers de semelle du niveau 11 avaient un facteur de sécurité légèrement inférieur à un, et ceux du niveau 10 un facteur de sécurité légèrement supérieur à un, suivis par les piliers de semelle du niveau 9.

Le système de surveillance microsismique a indiqué que la rupture s'est d'abord produite dans le pilier de semelle du niveau 10, suivie une minute après par celui du niveau 11 et, une heure après par celui du niveau 9. Les conclusions du modèle numérique montrent que les piliers de semelle des trois niveaux ont un degré élevé de métastabilité.

#### 10.4.7 Discussion

Selon les données microsismiques, les observations visuelles et la modélisation numérique, la séquence des événements qui se sont déroulés dans la zone « F » se reconstruit comme ceci :

- À partir de 1981, et en 1982 et 1983, des coups de toit mineurs se sont produits dans les piliers de soutirage des niveaux 7 à 14. La stabilité régionale de l'ensemble du gisement se trouvait alors dans un équilibre délicat. Il semble qu'il y avait eu un rapport direct entre la chute du minerai extrait dans le chantier du niveau 12 et les coups de piliers de soutirage des niveaux 11 et 10 qui suivirent. Le minerai cassé agissait probablement comme un remblai rocheux non cimenté qui a résisté à la convergence des deux épontes. Lorsqu'on a enlevé le minerai, une charge supplémentaire a été transférée aux piliers de soutirage du niveau supérieur, ce qui a déclenché les coups de toit. Il a suffi d'autres activités mineures comme le tir de relâchement des contraintes en septembre 1982 pour causer une rafale d'activité sismique. Même l'écaillage et le forage nécessaire à la remise en état des niveaux ont causé des coups de toit mineurs.
- On ne sait pas ce qui a déclenché la série de coups de toit majeurs le 30 décembre 1983. Le réseau microsismique n'a enregistré aucune activité pendant la journée précédant le premier coup de toit.

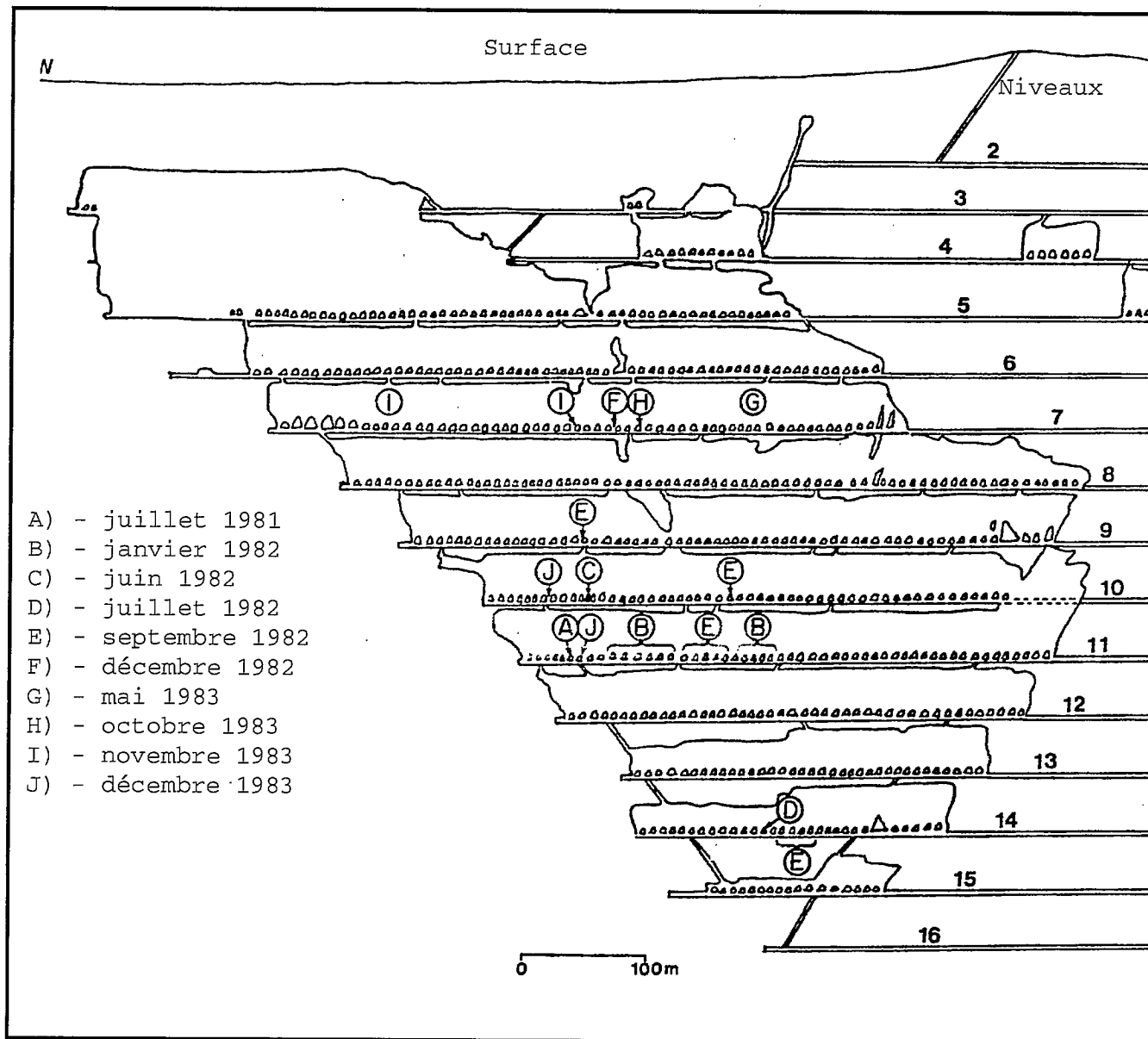


Fig. 10.4.1 - Coupe longitudinale de la zone « F » et séquence de la détérioration des piliers de soutirage.

- Les coups de toit ont commencé au niveau 10 et se sont propagés en quelques minutes au niveau 11 et en moins d'une heure au niveau 9. Après 8 heures environ, le niveau 8 a été touché et le lendemain, des coups de toit ont commencé à se produire aux niveaux 7, 12 et 13.
- D'après l'analyse des contraintes des piliers et les observations visuelles où cela était possible, les coups de toit majeurs se sont produits dans les piliers de semelle plutôt que dans les piliers de soutirage. La plus grande force motrice semble être la variation de l'énergie potentielle au moment de la convergence soudaine des épontes.
- Tous les coups de toit importants sont limités aux endroits où les piliers de semelle sont de 6 m d'épaisseur; seule une activité mineure s'est produite dans les piliers de semelle plus épais.
- L'analyse des contraintes des piliers montre que les piliers de soutirage se détériorent à des niveaux supérieurs à 120 MPa, et les piliers de semelle de 6 m d'épaisseur s'écroulent à des niveaux supérieurs à 135 MPa. Les zones de forte contrainte dans les piliers, indiquées par les modèles numériques, sont en accord avec les zones endommagées observées visuellement. Les modèles numériques montrent de fortes concentrations de contraintes autour des monteries dans les piliers de semelle et de nombreux coups de toit survenus dans ces endroits.
- Une fois que le minerai extrait est enlevé des chantiers en chambres-magasins, cela devient une configuration de chambre et pilier à ciel ouvert. Dans ces conditions, une certaine proportion du gisement doit rester sous forme de piliers permanents, comme dans les mines exploitées par chambres et piliers. Une autre solution est la conversion du chantier en une configuration par chambres remblayées.
- La réaction en chaîne des ruptures de piliers dans la mine Campbell s'est produite sur une période de trente heures, par rapport à quatre ans à la mine Quirké. La zone touchée était plus petite (13 ha à la mine Campbell, 70 ha à la mine Quirké), et les piliers qui se sont écroulés étaient d'une taille plus uniforme.

## 10.5 MINE STRATHCONA DE FALCONBRIDGE\*

### 10.5.1 Introduction

Les coups de toit devinrent un sujet de préoccupation important à la mine Strathcona peu après le début de l'exploitation du principal pilier de semelle en 1983. À ce moment-là, celui-ci s'étendait sur la totalité de la longueur de 500 m du gisement le long de l'azimut, à une profondeur moyenne de 720 m sous la surface. Auparavant, dès décembre 1973 en fait, des coups de toit avaient été remarqués dans la zone des deux dykes de Diabase entre les niveaux 2750 et 2625 de la mine (Girard et Steele, 1974). Le traitement recommandé pour les problèmes de terrain à ce moment-là était de procéder à des tirs de relâchement des contraintes dans l'éponte inférieure de la zone active, de continuer à utiliser les tiges d'armature cimentées dans les roches détendues et endommagées et d'étudier l'instrumentation en vue d'un enregistrement continu des coups de toit. Il est évident toutefois qu'aucune séquence d'exploitation qui aurait pu minimiser le risque possible de coups de toit n'a été considérée à ce moment-là. En fait, même en 1984, on pensait généralement que les coups de toit ne présentaient (et ne présenteraient) pas de « problèmes ». Ceci est probablement dû au fait que le concept de risque croissant n'était pas considéré, c'est-à-dire qu'on supposait que le problème allait se stabiliser à son niveau de l'époque ou à un niveau un peu plus élevé et que les coups de toit ne représenteraient qu'un simple petit désagrément. En rétrospective, cela était une supposition tout à fait raisonnable, mais néanmoins fausse .

L'historique des coups de toit à la mine Strathcona peut se résumer en une liste de documents préparés par le personnel spécialisé en génie et en mécanique des roches de Falconbridge/Strathcona. Outre Girard et Steele (1974), on peut citer par ordre chronologique : Singh (1975), Bharti, Udd et Cornett (1983), Bharti (1985), Morrison (1985), Blake (1985), Blake (1986), Morrison (1987), Hart et Board (1987), Davidge, Martin et Steed (1988), Blake (1988), Maxwell (1989), Semadeni (1989), Blake (1989), Tinucci et Hart (1990), Semadeni (1990), Maxwell, Urbancic et Young (1991). Même si cette liste de rapports, articles, etc. n'est pas complète, car il y a eu bien d'autres écrits sur le sujet, elle servira de source pour le résumé suivant des coups de toit qui se sont produits à la mine Strathcona.

---

\* Préparé par G. Swan, Falconbridge Ltée.



### 10.5.2 Premiers coups de toit, 1971 à 1985

L'exploitation de la mine Strathcona a commencé en 1968, et devint rapidement la mine de production la plus importante de la société Falconbridge dans le bassin de Sudbury, avec une production annuelle allant jusqu'à 2,1 millions de tonnes. Même si l'opération a commencé par la méthode des chambres remblayées, au milieu des années 1970, on utilisait de plus en plus les méthodes d'exploitation par trous profonds. À la fin de 1984, lorsque les incidents de coups de toit ont commencé à s'accélérer de façon dramatique, sur le total de 33,4 millions de tonnes en réserve de minerai de nickel-cuivre, environ 27 millions de tonnes ou 80 % de la réserve avaient été exploitées.

Avant mars 1985 et avant l'installation d'un système de surveillance microsismique MP250 de base à 16 canaux, les seuls registres de coups de toit étaient les rapports journaliers de production dans lesquels les mineurs signalaient ces événements. D'après ces rapports, pour la période allant de 1971 à 1983, il y avait en moyenne sept coups de toit par année. En 1984, ce nombre avait décuplé pour atteindre 74 coups de toit signalés. Cette augmentation peut avoir été due en partie aux incidents de coups de toit dans le puits n° 5 de la Falconbridge en juin 1984 et à une prise de conscience du problème des coups de toit comme la formation des mineurs en contrôle des pressions des terrains qui a commencé en octobre 1984. Quelle qu'en soit la raison, la gravité du problème au début de 1985 est appuyée par la décision de suspendre l'exploitation dans les zones affectées de la mine (voir la figure 10.5.1) jusqu'à ce que le système de surveillance microsismique ait été installé et qu'une stratégie d'exploitation ait été mise au point avec l'aide de spécialistes de l'extérieur. Ces derniers comprenaient des experts-conseils, des chercheurs scientifiques de CANMET, et des ingénieurs du ministère du Travail de l'Ontario. Cette stratégie demandait la réouverture de certains chantiers et la fermeture d'autres. En outre, les salles de repas proches des zones touchées devaient faire l'objet de renforcement et de laçage. L'exploitation sous la couverture du principal pilier de semelle, devait continuer avec un soutènement de bois renforcé et une conception nouvelle du sautage visant à minimiser les poids de charge par retard. Un examen mensuel de ces mesures a été fait par la suite par le personnel de surveillance de la mine et du contrôle des pressions des terrains.

- Mn < 1,5 = ○
- Mn 1,5 à Mn 1,9 = ◐
- Mn 2,0 à Mn 2,4 = ◑
- Mn 2,5 à Mn 2,9 = ◒
- Mn 3,0 à Mn 3,4 = ◓

Mine Strathcona - Zone de Nickel

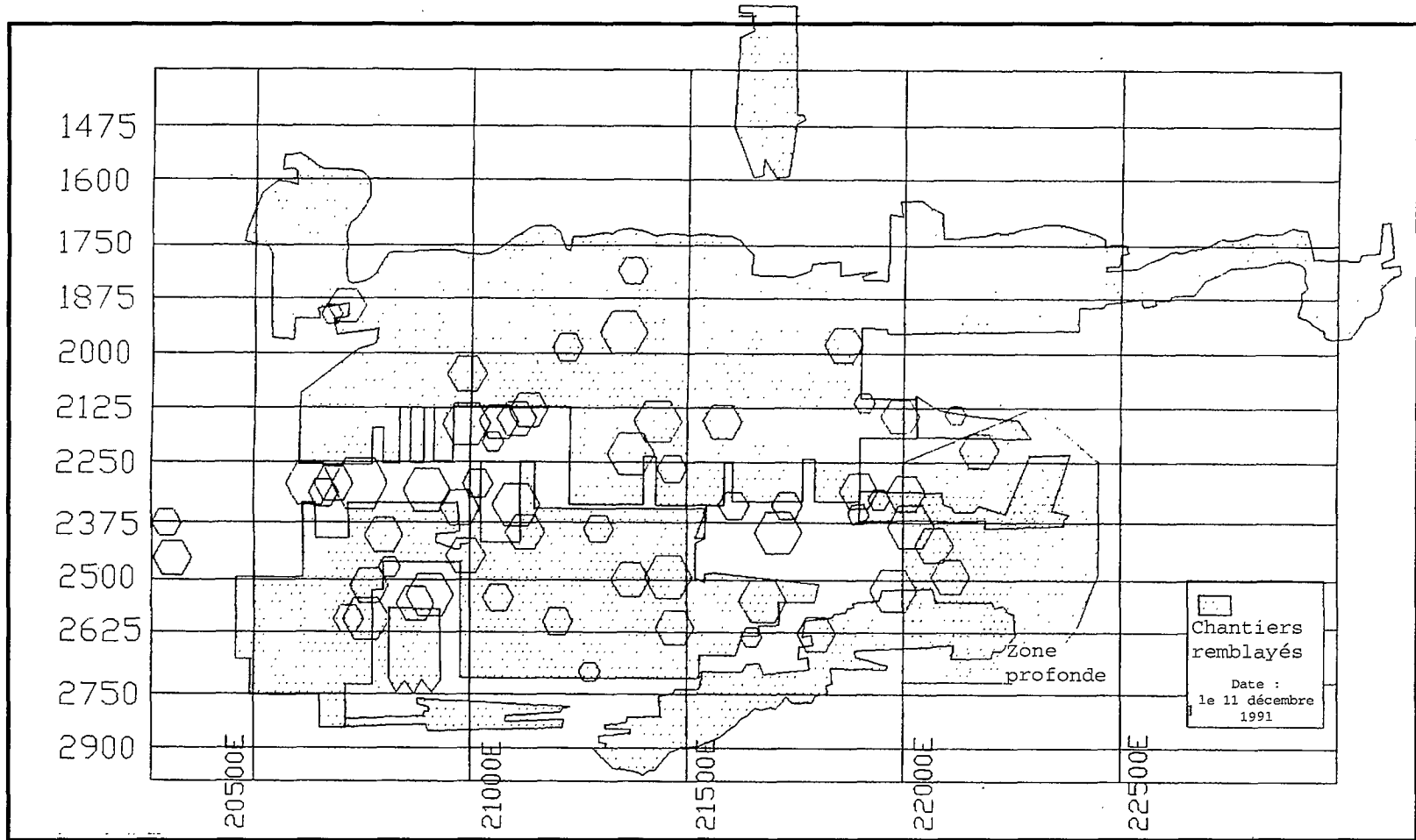


Fig. 10.5.1 - Coupe longitudinale, mine Strathcona, montrant le pilier de semelle principal partiellement exploité et l'emplacement et la magnitude des principaux coups de toit entre 1985 et 1991.

### 10.5.3 Élaboration d'une stratégie, 1985 à 1986

Pendant l'année 1985, les coups de toit ont continué à se produire à un taux accru et à se concentrer dans la zone principale du filon, pour atteindre un coup de toit d'une magnitude de 3,2 Mn le 31 décembre. À cet égard, il a fallu renforcer le système de surveillance microsismique et le logiciel d'analyse des données de manière à obtenir une capacité de 64 canaux au début de 1986. Une formule de rapport spéciale a été mise à la disposition de tous les mineurs dans les salles de repas souterraines. Elle devait être remplie et remise au personnel de contrôle des pressions des terrains à la fin de chaque poste de travail. En ce qui concerne les mesures de contrôle des terrains mises en application à ce moment-là, les plus notables étaient l'introduction de grillages métalliques dans les galeries, aux intersections de dykes de Diabase d'Olivine, et les tirs de relâchement des contraintes à une petite échelle sur des piliers choisis, y compris le pilier de semelle. Après avoir fait une modélisation « N-FOLD », on a enlevé certains piliers du plan de production et des piliers régionaux désignés. Du côté de la recherche, deux projets importants ont été lancés : la mise au point d'un modèle discontinu tridimensionnel (3DEC) avec ITASCA du Minnesota, et l'élaboration d'un système de surveillance microsismique enregistrant des signaux entiers, y compris la cartographie tomographique des piliers rocheux, avec le groupe de sismologie appliquée de l'Université Queen's.

À la suite de l'événement de magnitude 3,2 Mn, une évaluation des dégâts sur les niveaux 2200 et 2300+40 de la mine ont signalé la source d'activité comme étant un glissement violent sur les plans de cisaillement conjugués reliés aux dykes de Diabase mentionnés plus haut. La plupart des dégâts ont été limités aux zones de l'éponte inférieure du filon-couche principal. Le laçage à câbles avec des tiges lisses cimentées a été installé dans les endroits critiques des principales galeries et rampes de l'éponte inférieure dans le cadre des travaux de restauration du début de 1986. La capacité de ce système de soutènement d'absorber l'énergie sismique a été prouvée à peine six mois après l'installation, lorsqu'un coup de toit de magnitude 3 Mn s'est produit à une distance d'environ 40 m de là, à la suite d'un sautage de production dans le chantier à trous longs 23-226. Dans les zones non soutenues par laçage, des dégâts sévères se sont produits avec plus de 1 000 tonnes de roches déplacées. Dans les zones lacées, le système de soutènement a retenu efficacement les roches cassées.

La stratégie d'exploitation à ce moment-là était d'adopter une approche modérée et souple d'extraction du minerai dans la couche principale, l'abattage à haut risque étant défini à l'aide d'efforts croissants de surveillance et d'évaluation de l'activité sismique par le service de contrôle des terrains (composé alors de trois personnes) avec l'aide de leurs experts-conseils. Cette stratégie a été élaborée après qu'il y eut 32 coups de toit enregistrés d'une magnitude de plus de 1,0, tout au long de l'année 1986 dans la zone principale du filon.

#### **10.5.4 Recherche sur les coups de toit, 1987 à 1990**

Parmi les efforts déployés à la fin de 1986 et en 1987 pour évaluer et comprendre le mécanisme des coups de toit, on note en particulier un modèle discontinu de la séquence d'extraction du bloc 23-200 qui comprenait diverses dykes et failles que l'on jugeait à l'époque liés au problème. Les trouvailles étaient encourageantes pour cette première tentative d'application des modèles complexes tridimensionnels discontinus à un problème de conception de mine de cet ordre. Pour la première fois, il a été possible d'étudier certains facteurs liés à la mine qui permettent d'accélérer ou d'atténuer la mobilisation du glissement sur les structures déterminées.

Un autre exemple de recherche appliquée au problème du mécanisme des coups de toit a été celui de l'utilisation de techniques sismiques de cartographie tomographiques et d'enregistrement complet des formes d'ondes qui a commencé avec l'installation du premier système microsismique de Queen's à la mine Strathcona en juin 1987. Ce système a été utilisé pendant et après l'exploitation par trous profonds des piliers de semelle à 23-233 et 25-143. Le réseau existant d'accéléromètres uniaxiaux avec un ensemble de cinq accéléromètres triaxiaux ont été utilisés pour surveiller l'activité. L'examen des signaux entiers a montré que la rupture par cisaillement était le mécanisme à la source de la plupart des événements. Les images tomographiques de vitesse prises à intervalles réguliers durant la séquence d'exploitation a montré de petites modifications de vitesse qui semblaient être corrélées avec l'activité microsismique.

Entre 1987 et 1988, un total de 16 événements dont la magnitude dépassait 1,0 Mn étaient enregistrés dans les principales zones d'exploitation. Au début de 1988, les taux de production annuels dans le pilier de semelle principal avaient baissé de plus d'un million de tonnes en 1986 à moins de 350 000 tonnes. Cela expliquerait

probablement le nombre très réduit de cinq événements dépassant une magnitude de 1,0 Mn pendant les cinq premiers mois de 1988. En juin toutefois, pendant l'exploitation de la galerie de forage 23-233 et le chantier à trous profonds 25-143, une série de 20 événements sismiques très répandus d'assez forte intensité s'est produite (maximum 2,7 Mn). Les dégâts causés aux galeries de forage et d'accès ont été limités avec succès grâce au laçage dans les murs et à l'arrière du chantier. Toutefois, quelques travaux de restauration dans des zones où le soutènement avait subi plusieurs chocs sismiques étaient nécessaires.

Les événements de juin 1988 étaient jugés graves dans le sens qu'un petit changement dans l'exploitation avait produit une réaction intense et globale à travers la zone du filon principal. Cet état conditionnellement stable a suggéré la probabilité qu'une exploitation ou une réduction de la zone de portance du chargement causeraient une nouvelle instabilité et des coups de toit incontrôlés. Par ailleurs, il était aussi possible d'affirmer que la séquence de juin, combinée aux coups de toit précédents, pourrait avoir indiqué que certaines zones du filon principal étaient maintenant relâchées et pouvaient être exploitées sans provoquer d'autres coups de toit. Cela pouvait être le cas plus probablement dans les piliers minces et longs qui restaient dans certaines parties du filon principal.

Étant donné les risques perçus, on n'avait prévu aucune autre exploitation des zones du pilier de semelle jusqu'à ce que le problème ait été examiné sous tous ses angles par le département de mécanique des roches de Falconbridge, en consultation avec des spécialistes de l'extérieur et le personnel du ministère du Travail. Dans le cadre de ce processus d'examen, on a procédé à une analyse de la base de données historiques du MP250 pour vérifier l'intégrité de la localisation des événements. On a comparé dans la mesure du possible ces localisations avec celles obtenues par le système de surveillance de l'Université Queen's, ce qui a révélé de graves problèmes concernant les faux événements et les temps d'arrivée erronés des événements dans les données du MP250. Ce travail s'est avéré important car il a permis d'avoir davantage confiance au processus d'identification des tendances temporelles et spatiales de la localisation des événements. En ce qui concerne la modélisation de ces tendances et les configurations des événements, une somme considérable de travail était encore nécessaire avant qu'une simulation calibrée et crédible en 3DEC des options d'extraction puisse éventuellement être effectuée.

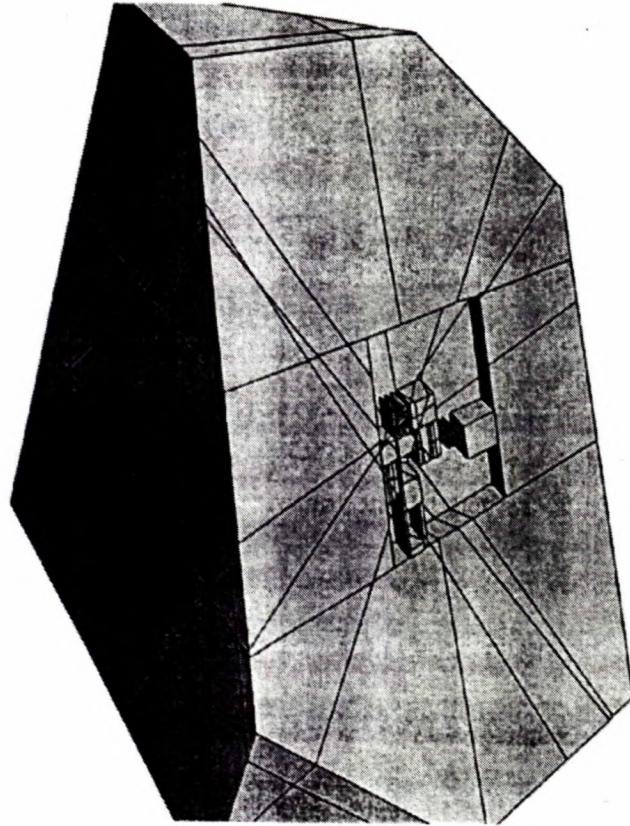


Fig. 10.5.2.a - Modèle 3DEC général de la mine Strathcona montrant les principales familles de failles et de dykes.

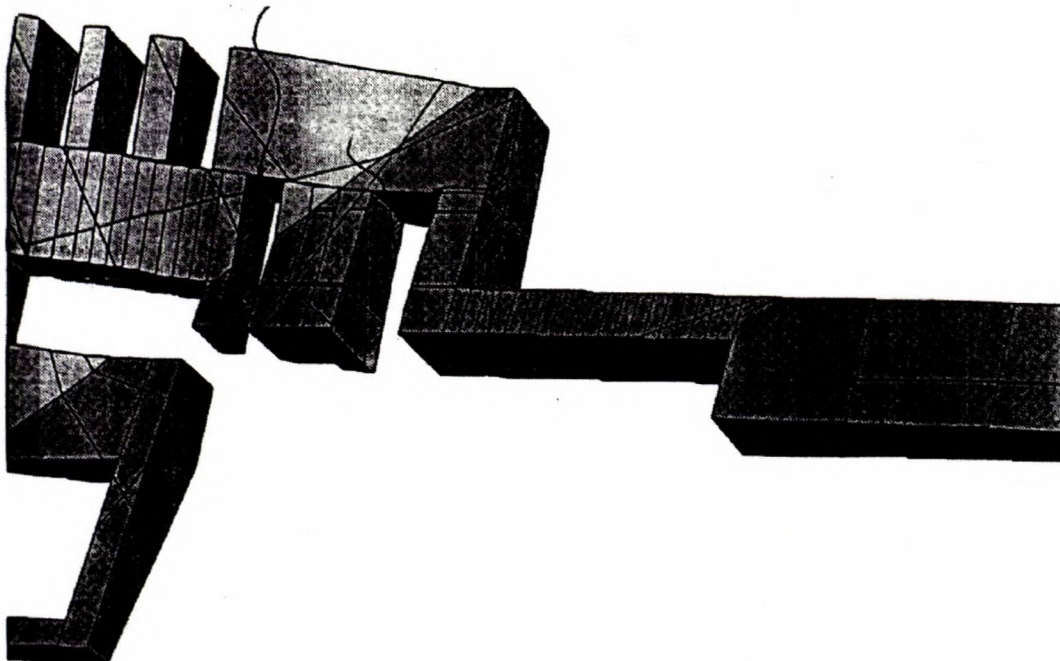


Fig. 10.5.2b - Modèle détaillé 3DEC montrant la zone centrale du pilier de semelle.

Une stratégie de modélisation a été mise au point au début de 1989 de manière à inclure toutes les structures majeures identifiées (10 en tout), et une division arbitraire en neuf étapes de l'extraction du filon, à partir de 1984, dans le projet de 3DEC (figure 10.5.2). Les zones de rupture prévues par le modèle à la suite de chaque étape seraient comparées aux enregistrements microsismiques fiables. Cette stratégie a été examinée par un groupe de spécialistes de l'extérieur, bien au courant des problèmes des coups de toit de la mine Strathcona, qui se mirent d'accord sur sa validité comme technique acceptable de calibration pour évaluer les options futures de l'exploitation minière. Les options d'exploitation à évaluer par le modèle ont été fournies par l'ingénieur des mines sur la base de l'économie et de la conception de la mine.

#### **10.5.5. Recommandations finales, 1990 à 1991**

Les résultats des travaux de modélisation 3DEC ont été fournis au début de 1990 dans un rapport dont les conclusions soulignaient un succès intéressant dans le processus de calibration. Toutefois, alors que le modèle indiquait que la séquence d'exploitation minière prévue était importante, les mécanismes influençant le glissement n'étaient pas suffisamment connus pour que le modèle puisse prédire quand les structures géologiques glisseraient. Dans une certaine mesure, les réponses à la question du mécanisme se trouvaient dans les données microsismiques de recherche sur les mécanismes au foyer et les études des mécanismes de la source des événements. Malheureusement, il s'agit d'un sujet de recherche à long terme qui demande une période d'interprétation très longue avant de pouvoir l'appliquer dans un exercice de conception minière. Un avantage plus immédiat des décisions qu'a dû prendre la mine Strathcona à propos de l'exploitation du pilier de semelle a été la conclusion d'une étude in situ des vitesses sismiques en mars 1990 (figure 10.5.3). Cette enquête a permis de confirmer la notion que les zones du pilier qui avaient fait l'objet d'une activité sismique intense dans le passé étaient au moment de l'enquête probablement relâchées étant donné qu'elles ont montré de façon régulière des vitesses sismiques en-dessous de la moyenne. Au contraire, des vitesses sismiques au-dessus de la moyenne avaient été observées dans les zones de contact de l'éponte inférieure où l'activité microsismique se produisait. Ces observations, conjuguées à la capacité de modélisation directe avec le 3DEC offraient un moyen raisonnable d'évaluer le risque de coups de toit causé par l'exploitation dans le pilier de semelle. Cela a donné

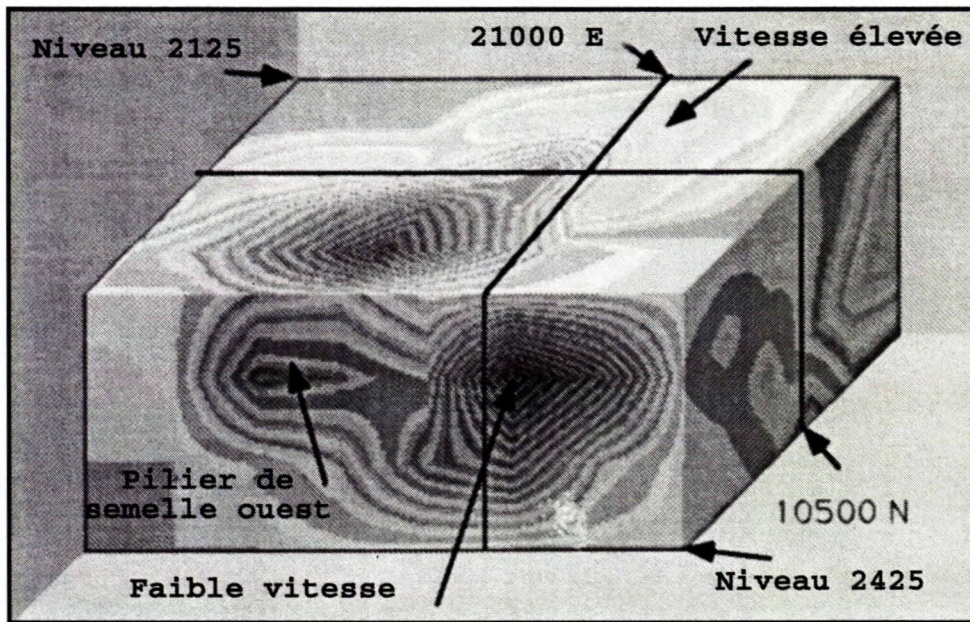


Image 3D des vitesses à la mine Strathcona

Université Queen's,  
Laboratoire de génie sismologique

Fig. 10.5.3 - Vues isométriques à trois dimensions de l'image des vitesses dans le pilier principal. Les vitesses augmentent à partir de la zone sombre (5,3 m/msec) à la zone claire (6,6 m/msec), Maxwell et al. (1991).



lieu à la décision prise en mars 1990 d'augmenter la réserve exploitable de 40 000 tonnes dans la zone est du pilier régional (chantier 25-39-D4) sans qu'il y ait de variation du risque sismique de l'exploitation minière. Le chantier a été par la suite exploité et on a recouvert le minerai de manière économique avant qu'un coup de toit d'une magnitude de 2,6 Mn ait forcé la décision de mettre fin, de manière permanente, à la production dans cette zone.

Au début de 1991, une recommandation était émise en vue de poursuivre l'exploitation minière dans les piliers centraux où tout indiquait un état sans contrainte. Il s'agissait précisément des blocs 25-207 à 25-220 dans la partie inférieure du filon (figure 10.5.2) et des piliers ouest près du chantier 25-143. Le fait qu'aucune exploitation ultérieure n'ait été tentée dans ces zones a été une décision fondée plutôt sur des raisons économiques que sur les risques de coups de toit. Malheureusement, dans leur état actuel de développement, les outils qui ont été utilisés à la mine Strathcona pour évaluer les risques dans la conception minière nécessitent beaucoup de temps. Il faut donc faire tous les efforts nécessaires pour améliorer l'efficacité de l'évaluation du risque afin de prendre la décision d'exploiter ou non sur une période de temps convenant à l'économie de la production.

#### 10.5.6 Références

- Bharti, S. (1985), Strategy to reduce the rockburst hazard at Strathcona Mine. Note du 19 février 1985, adressée à M. Musson et D.J. Cornett.
- Bharti, S., Udd, J.E. et Cornett, D.J. (1983), Ground support at Strathcona Mine. CIM Symp. Underground Support Systems, Sudbury.
- Blake, W. (1985), Rapport de visite, Mine Strathcona, avril 1985.
- Blake, W. (1986), Rapport de visite, Mine Strathcona, octobre 1986.
- Blake, W. (1988), Rapport de visite, Mine Strathcona, septembre 1988.
- Blake, W. (1989), Rapport de visite, Mine Strathcona, juin 1989.
- Davidge, G.R., Martin, T.A. et Steed, C.M. (1988), Lacing support trial at Strathcona Mine. Proc. 2nd Int. Symp. Rockbursts and Seismicity in Mines, Minnesota, juin 1988.
- Girard, N.A. et Steele, R.H. (1974), Rockburst and ground control at Strathcona Mine. Note du 8 octobre 1974, adressée à K.H. Singh.

Hart, R. et Board, M. (1987), Development and testing of three-dimensional distinct element method - case study 1: Examination of fault slip induced rockbursting at the Strathcona Mine. Itasca Consulting Group report, octobre 1987.

Maxwell, S.C. (1989), Historical analysis of Falconbridge's Strathcona Mine microseismic activity. Rapport présenté à Falconbridge Ltée.

Maxwell, S.C., Urbancic, T.I. et Young, R.P. (1991), Three-dimensional seismic tomography at Strathcona Mine. Rapport final, Département des sciences géologiques, Queen's University, février 1991.

Morrison, D.M. (1985), Review of seismic activity at Strathcona mine. Note du 16 janvier 1985, adressée à S. Bharti.

Morrison, D.M. (1987), Rockburst research at Falconbridge's Strathcona Mine. CIM Annual Meeting, Toronto, mai 1987.

Semadeni, T.J. (1989), Minutes of sill pillar mining team meeting. Note du 25 juillet 1989.

Semadeni, T.J. (1990), Mining of eastern regional pillar at Strathcona Mine. Note du 23 mars 1990, adressée à D.J. Cornett et al.

Singh, K.H. (1975), Ground control and rockburst conditions at Strathcona Mine. Internal Report, Falconbridge Ltée, novembre 1984.

Tinucci, J.P. et Hart, R.D. (1990), Development and testing of the threedimensional distinct element method - case study 5: Examination of mininginduced seismic events at the Strathcona Mine. Itasca Consulting Group report. janvier 1990.

Udd, J.E. (1984), Shock disturbances, rockbursts and falls of ground recorded at Strathcona Mine from November 1977 to date. Note du 12 avril 1984, adressée à S. Bharti.

## 10.6 Mine Creighton d'Inco, Sudbury

### 10.6.1 Résumé

Les premiers coups de toit à la mine Creighton remontent au début des années 1930. Au cours des dernières années, les trois coups de toit de plus forte intensité en Ontario se sont produits dans cette mine. Les gisements de la mine Creighton sont grands, ils s'étendent jusqu'à une profondeur dépassant 2 200 m et sont soumis à de très fortes contraintes in situ. En profondeur, l'exploitation se faisait principalement par des méthodes de chambres remblayées et, plus récemment, par l'abattage vertical rabattant avec remblayage retardé.

Les coups de toit présentent des problèmes lorsqu'ils s'agit de piliers de couronne. Toutefois, certains coups de toit les plus importants se sont aussi produits dans les deux épontes, apparemment le long des structures géologiques proéminentes. Les mesures prises pour contrôler les coups de toit comprennent des tirs de relâchement des contraintes et l'organisation en séquences de l'exploitation afin de minimiser les problèmes dans les piliers de couronne.

### 10.6.2 Contexte de l'exploitation minière

La mine Creighton est située sur la bordure sud du Bassin de Sudbury. On trouve des gisements sulfurés massifs et éparpillés dans la partie inférieure de la couche de norites de l'éponte supérieure. Les roches de l'éponte inférieure sont surtout du granit et du gabbro. On trouve aussi des dykes de diorite quartzique et de lamprophyre. Même si les gisements sont reliés, ils sont de forme et de taille irrégulière avec un pendage global de 65° vers le nord-ouest. La figure 10.6.1 montre une coupe de la mine montrant ses principaux puits et niveaux. L'exploitation atteint une profondeur de 2 200 m environ, faisant de la mine Creighton la plus profonde du Canada.

L'exploitation de la mine a commencé en 1901. Durant ces quelque 90 années de production, de nombreuses méthodes d'exploitation ont été utilisées, notamment l'extraction à ciel ouvert, par chambres-magasins, trous profonds, foudroyage, cadres de bois, chambres remblayées par gradins ascendants et descendants et l'exploitation verticale rabattante. La production est concentrée actuellement entre les niveaux 5 000 et 7 200 (1 500 et 2 200 m de profondeur) et se fait presque entièrement par l'exploitation verticale rabattante avec remblayage retardé.

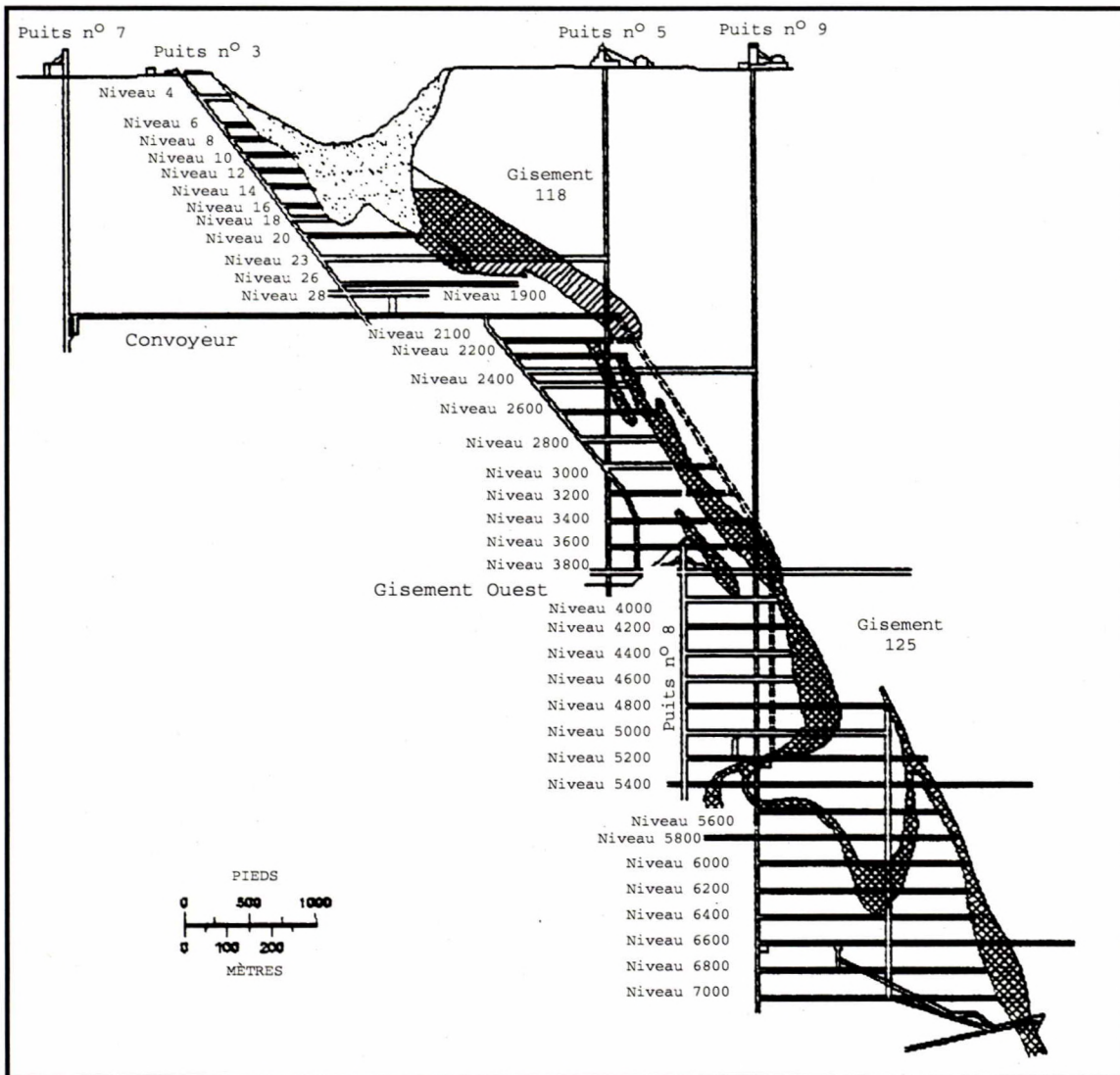


Fig. 10.6.1 - Coupe générale de la mine Creighton.

### 10.6.3 Historique des coups de toit

Le premier coup de toit enregistré à la mine Creighton s'est produit en 1934, à une profondeur de 700 m. Trois zones de transition où se produisent des coups de toit ont été identifiées (Oliver et al., 1987). Au-dessous de 700 m de profondeur, les coups de toit se sont produits dans les piliers de couronne et les piliers résiduels. Des coups de toit ont commencé à se produire dans des galeries d'avancement isolées au-dessous de 1 200 m de profondeur. Enfin, à une profondeur de 2 000 m, des coups de toit ont commencé au cours du développement du pilier de semelle, au début de la production d'un niveau.

Les coups de toit ont été classés dans les catégories « inhérents » et « induits ». Inhérents, dans le sens que les contraintes in situ étaient suffisamment élevées pour causer des coups de toit à l'étape de l'avancement. Les coups de toit induits étaient causés par l'exploitation minière. Ces derniers se sont plutôt produits dans des piliers après extraction d'un bloc minier dans une proportion de 60 à 70 %. Ils étaient suivis par des coups de toit induits dans les ouvertures d'avancement adjacentes. Finalement, vers la fin de l'exploitation du bloc, des coups de toit induits, non localisés, se produisaient dans les parois rocheuses. On a d'abord pensé que ces coups de toit se produisaient à la périphérie des principaux dômes de pression, mais il est plus probable qu'ils se soient produits le long de structures géologiques.

Depuis 1934, la mine a enregistré et étudié près de 1 100 incidences de coups de toit. Depuis 1984, les coups de toit ont été classés selon leur magnitude, comme dans les autres mines de l'Ontario. Pendant une période de huit ans, il y a eu 71 coups de toit de magnitude  $2,0 M_n$  et plus à la mine Creighton. Durant cette même période, les trois coups de toit les plus importants dans les mines de l'Ontario (d'une magnitude de  $3,6 M_n$ ,  $3,7 M_n$  et  $4,0 M_n$ ) se sont tous produits à la mine Creighton.

En 1984, il y a eu une séquence multiple de coups de toit pendant la fermeture estivale de la mine. Elle a commencé par un événement d'une magnitude  $4,0 M_n$  localisé à quelques centaines de mètres dans l'éponte supérieure, entre les niveaux 3 400 et 4 000 (1 030 à 1 220 m de profondeur). Dans les 90 minutes qui ont suivi, cinq coups de toit d'intensité moindre (de  $2,1$  à  $2,5 M_n$ ) se sont produits dans les galeries d'avancement de l'éponte inférieure aux niveaux 3 200 à 4 000, à quelques centaines de mètres du premier coup de toit important.

Les autres coups de toit importants, depuis 1984, se sont tous produits aux niveaux inférieurs, autour des zones d'exploitation actives.

La relation entre la fréquence et la magnitude des coups de toit à la mine Creighton, entre 1984 et 1991 est montrée à la figure 10.6.2. Le gradient de la courbe de fréquence est légèrement inférieur à un, similaire à celui des tremblements de terre naturels. Cela semble indiquer qu'un mécanisme de cisaillement, soit le long des structures géologiques, soit au travers de la roche intacte, est la force motrice. Le temps de retour des coups de toit de diverses magnitudes durant la même période de huit ans est aussi montré à la figure 10.6.2. En moyenne, un coup de toit de magnitude d'au moins 2,0 Mn se produit environ une fois par mois, et une magnitude d'au moins 3,0 Mn se produit une fois par an.

#### **10.6.4 Surveillance sismique**

Le premier système de surveillance microsismique a été installé en 1980 à la mine Creighton. Il s'agissait d'un système Electro-Lab MP-250 à 16 canaux. Plus tard, le système a été étendu à 48 canaux et couvrait les niveaux 5 400 à 7 000. La série de coups de toit de 1984, qui se sont produits à des niveaux plus élevés de la mine, a exigé une expansion à 64 canaux afin de surveiller l'activité sismique jusqu'au niveau 3 200 (Oliver et MacDonald, 1985). Ce système est appelé le réseau de surveillance de la mine entière, et enregistre en moyenne 80 événements microsismiques par jour, nombre qui diminue de moitié pendant les fins de semaines.

En 1989, un deuxième système à 64 canaux a été installé dans un réseau dense qui couvre les zones d'exploitation active entre les niveaux 6 600 et 7 200. Ce système enregistre généralement 300 événements par jour, nombre qui diminue aussi de moitié en fin de semaine.

Outre ces systèmes microsismiques, CANMET et le Département des sciences géologiques de l'Université Queen's ont installé des systèmes sismiques pour enregistrer des signaux entiers. Le premier système sert à enregistrer les événements sismiques de forte intensité, le second, les événements de faible intensité.

Les localisations des coups de toit importants au-dessus d'une magnitude de 2,0 Mn, enregistrées entre 1985 et 1991, sont tracées sur une coupe des niveaux inférieurs, à la figure 10.6.3. La plupart de

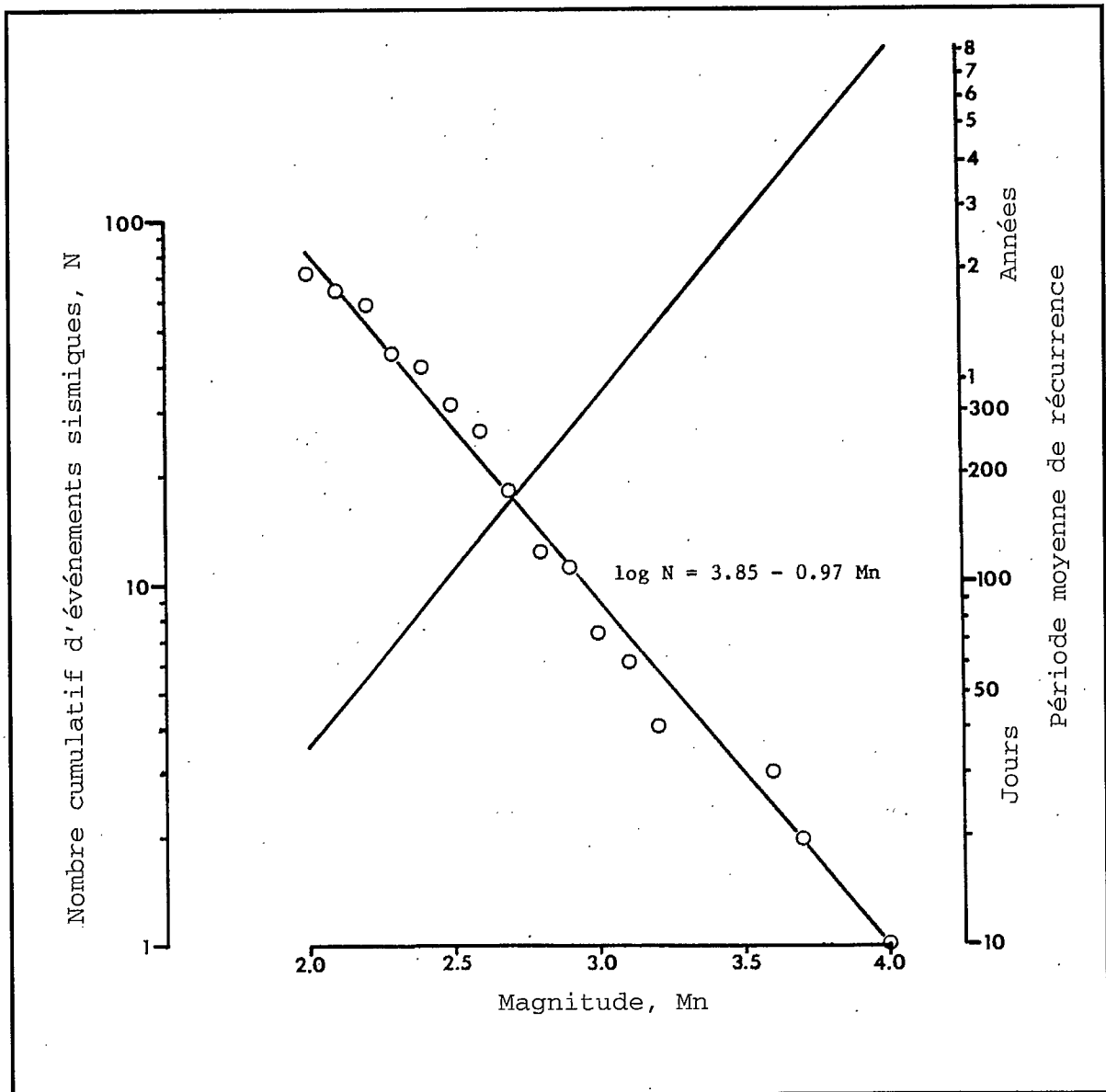
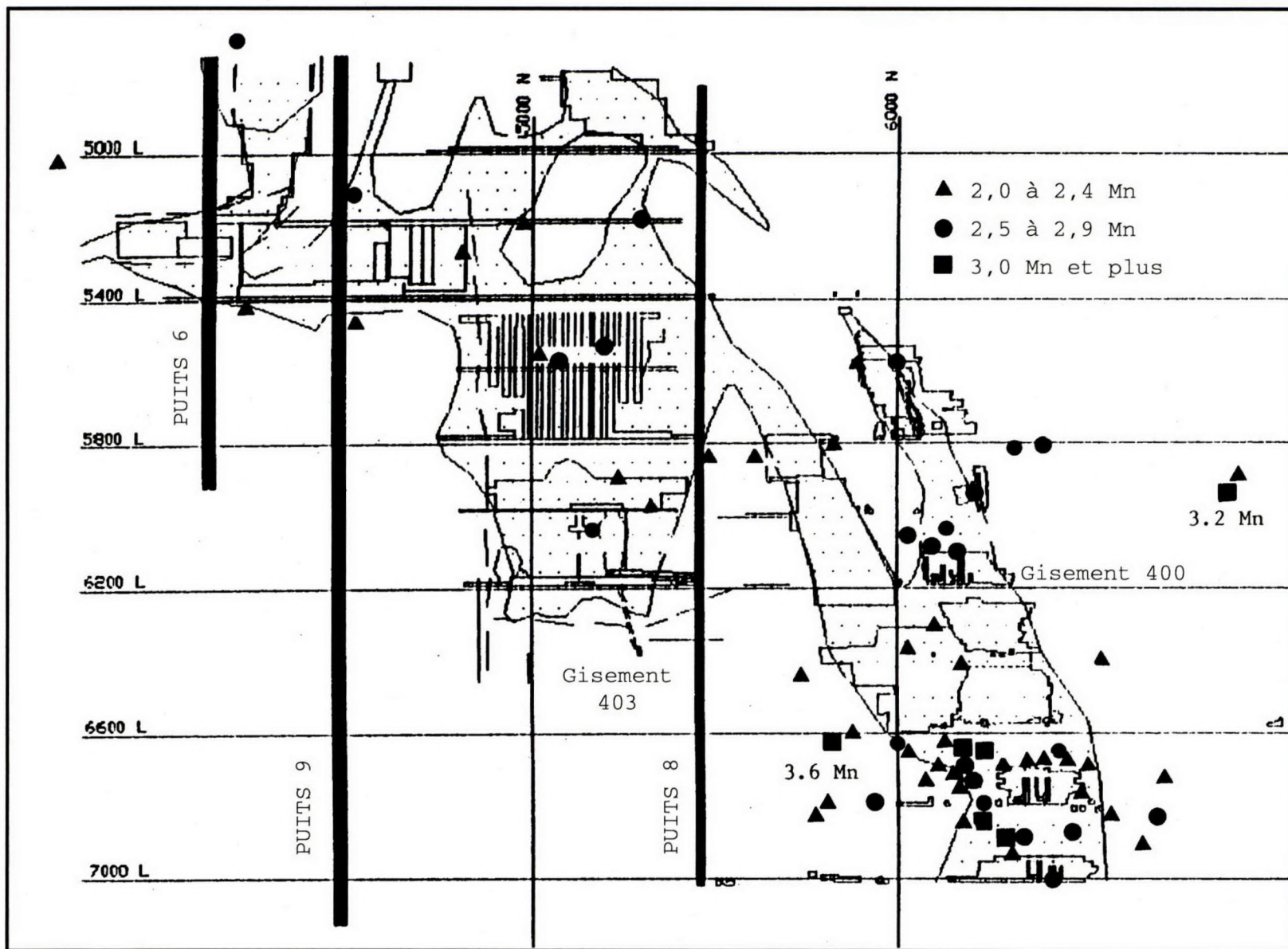


Fig. 10.6.2 - Relation de la fréquence d'apparition et de la période de récurrence avec la magnitude des coups de toit à la mine Creighton, de 1984 à 1991.

Fig. 10.6.3 - Coupe générale des niveaux inférieurs de la mine Creighton, montrant les localisations des principaux coups de toit de 1985 à 1991.





ces coups de toit se sont produits dans le gisement 400 et autour de celui-ci. On y a constaté une forte concentration, comprenant ceux au-dessus d'une magnitude de 3 Mn, dans les piliers de couronne au-dessous des niveaux 6 600 et 6 800. Toutefois, un certain nombre d'événements se sont produits dans les deux épontes, y compris deux de magnitude 3,2 et 3,6 Mn. Le gisement 403, qui est perpendiculaire au gisement 400, est sismiquement moins actif, et le coup de toit enregistré le plus intense avait une magnitude de 2,7 Mn et s'est produit au niveau 5 600.

#### 10.6.5 Mesures de contrôle des coups de toit

Dickout (1957 et 1962) et Oliver et al. (1987) ont décrit les mesures élaborées à la mine Creighton pour parer au problème des coups de toit. Ils ont couvert les coups de toit dans les galeries d'avancement, y compris les puits et les chantiers. Le concept général était qu'en raison des contraintes élevées, une zone de roches brisées autour des ouvertures était nécessaire pour constituer un tampon, et qu'il fallait affaiblir les piliers pour que leur rupture se fasse sans violence, à de faibles niveaux de contrainte.

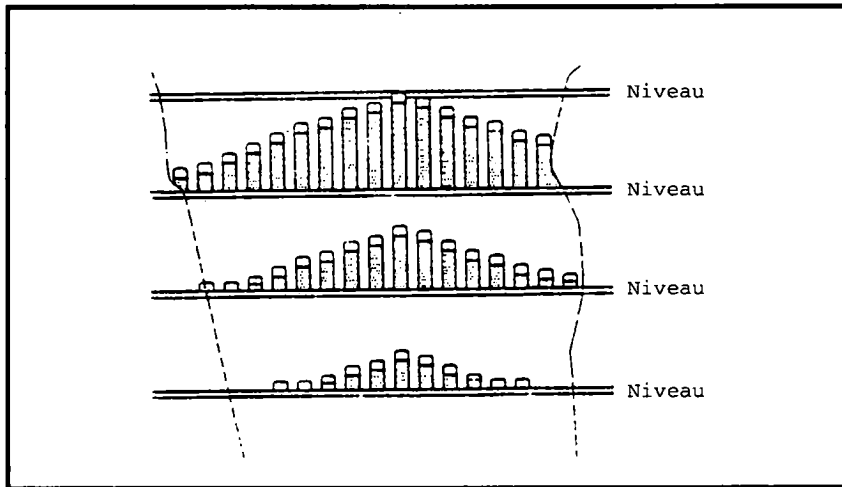
Initialement, les galeries d'avancement étaient soutenues par des cadres de bois ou d'acier séparés par des boisages. Cette pratique a changé au début des années 1960, avec l'introduction de grillage d'acier et de boulons d'ancrage, des tirs de relâchement des contraintes et du passage de la dynamite à l'ANFO. Le grillage d'acier a permis d'utiliser des boulons mécaniques pour soutenir l'arrière et les murs. Le grillage retient la roche brisée autour de l'ouverture et empêche les éclats de roche d'être éjectés par les coups de toit.

Les techniques de sautage de relâchement des contraintes dans les galeries d'avancement ont été décrites à la section 8.4. À la mine Creighton, sous le niveau 6 000, deux trous de relâchement ont été forés dans le front et deux autres, obliquement dans les coins du toit. Au-dessous du niveau 7 000, on a foré deux trous supplémentaires dans les coins du plancher.

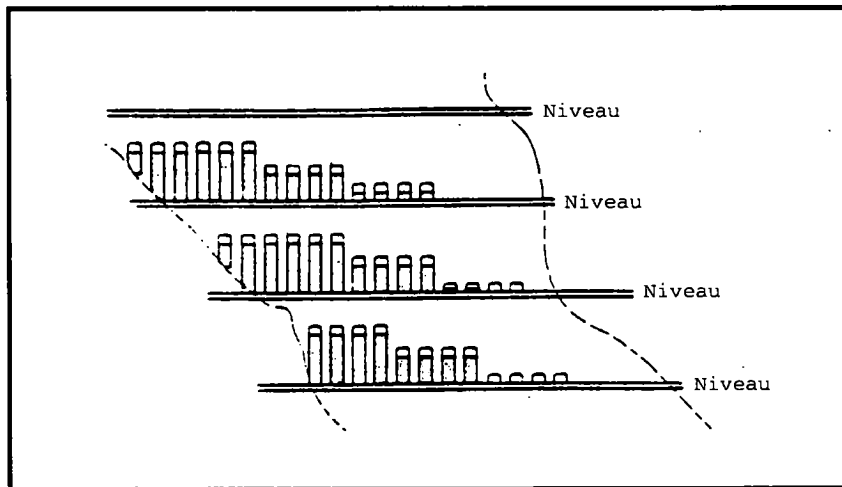
Quand on utilisait de la dynamite, les charges étaient découplées pour obtenir un sautage tampon, ce qui laissait des parois relativement lisses et peu fracturées mais soumises à de fortes contraintes. Le forage est complètement chargé avec de l'ANFO, ce qui cause une fracturation considérable des roches des parois.

Quand il y avait des coups de toit dans les puits, la longueur des volées de tir était réduite, le fond du puits était arrondi par sautage et les boulons d'ancrage, le grillage et le revêtement de béton étaient gardés aussi près que possible du fond. Dans un cas, un puits rectangulaire a été transformé en une forme semi-elliptique. Tous les puits récents sont circulaires et sont revêtus de béton. Lorsque des coups de toit se produisent, on se sert d'une méthode d'exploitation en bancs, où une moitié du puits s'avance plus que l'autre. On a aussi utilisé des techniques de sautage de relâchement des contraintes.

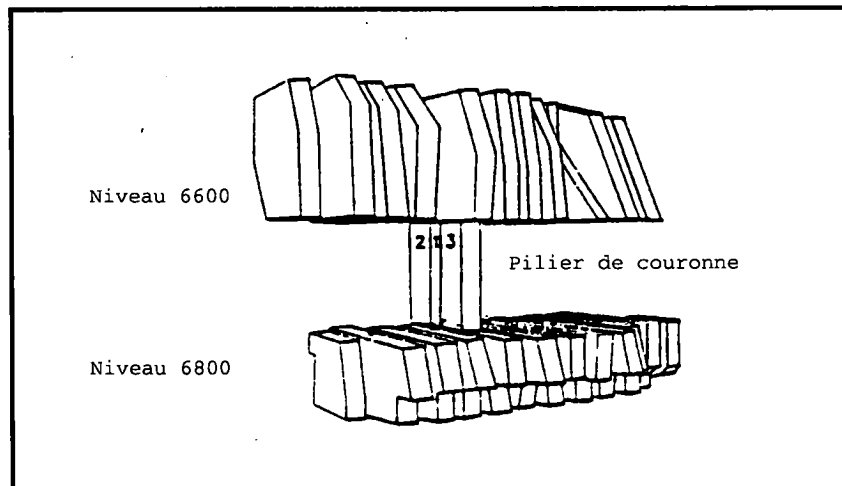
Une méthode par cadre de bois, avec du sable humide comme matériau de remblai, était utilisée lorsque les coups de toit sont devenus un problème dans les opérations d'abattage. Des coups de toit majeurs avaient tendance à se produire lorsque les chantiers s'approchaient du niveau déjà exploité situé au-dessus. On a donc élaboré une séquence d'extraction en forme de V renversé, comme illustré à la figure 10.6.4(a), selon laquelle un chantier de front situé près du centre du gisement était le premier à avancer jusqu'au niveau supérieur. Cela n'a pas éliminé les coups de toit, mais a permis d'en réduire l'intensité. Les autres chantiers pouvaient alors être exploités le long du niveau sans trop de difficulté. Une séquence en forme de V renversé a été aussi suivie pour la récupération des piliers de séparation.



a) Séquence en V renversé pour l'exploitation par chambre remblayée transversale



b) Séquence modifiée pour l'exploitation mécanisée par chambre remblayée



c) Fente centrale à travers le pilier de couronne

Fig. 10.6.4 - Variations de la séquence d'exploitation à la mine Creighton (après Oliver et al., 1987).

L'introduction, dans les années 1960, du remblai cimenté a éliminé le besoin de cadres de bois tout en maintenant la séquence d'exploitation. À cette époque-là, l'équipement restait à l'intérieur de chaque chantier. Dans les années 1970, on a commencé à utiliser du matériel mobile mécanisé et plusieurs chantiers étaient reliés, ce qui signifiait qu'ils devaient se trouver au même niveau. On a alors adopté une séquence d'extraction modifiée, telle qu'illustrée à la figure 10.6.4(b). Les coups de toit dans les piliers de couronne sont devenus un problème, surtout lorsque le gisement avait moins de 30 m de largeur, et que les chantiers avaient avancé à moins de 20 m du niveau supérieur.

Le concept du chantier d'avancement a donc été repris au-dessous du niveau 6 600, tel qu'illustré à la figure 10.6.4(c). Dans ce cas, les chantiers de tout le niveau 6 800 ont été avancés d'environ 30 m, puis on a créé une fente verticale par sautage près du centre du gisement, entre les deux épontes, en utilisant des méthodes verticales rabattantes (MVR). Le reste du pilier de couronne a été exploité de la même manière, en s'éloignant de la fente.

Avec l'adoption de l'exploitation MVR au lieu de la méthode par chambre remblayée, la fente initiale d'un niveau à l'autre se trouve toujours près du centre du gisement. De plus, des techniques de soutènement par laçage sont maintenant en cours d'installation près des ouvertures d'avancement sujettes aux coups de toit et l'on se sert du revêtement « shotcrete » pour l'avancement des chantiers dans les niveaux inférieurs (c.-à-d. 7 000 à 7 200).

#### **10.6.6 Références**

Dickout, M.H. Rockburst control at the Creighton Mine of the International Nickel Company of Canada Limited; Proc. 6th Commonwealth Mining and Metallurgical Congr., Canada, pp. 385-388; 1957.

Dickout, M.H. Ground control at the Creighton Mine of the International Nickel Company of Canada Limited; Proc. 1st Can. Rock Mech. Symp., McGill University, Montréal, pp. 121-129; 1962.

Oliver, P.H. et MacDonald, P. The microseismic monitoring system at Creighton Mine, Inco Limited. Proc. 4th Conf. Acoustic Emission/Microseismic Activity, Penn State University; 1985.

Oliver, P.H., Wiles, T., MacDonald, P. et O'Donnell, D. Rockburst control measures at Inco's Creighton Mine; Proc. 6th Conf. on Ground Control in Mining, West Virginia; 1987.