

COMMISSION DES COMMUNAUTÉS EUROPÉENNES

COMMUNAUTÉ EUROPÉENNE DU CHARBON ET DE L'ACIER

RECUEILS DE RECHERCHES CHARBON

FACTEURS DU COMPORTEMENT DES TOITS

**L'INFLUENCE DE L'HUMIDIFICATION
DOMAINE D'EMPLOI DU SOUTÈNEMENT
MÉCANISÉ**

Technique minière

Recueil N° 37

LUXEMBOURG 1971

CEGA 010

Aux termes de l'article 55, alinéa 2, c, du traité instituant la Communauté européenne du charbon et de l'acier, la Commission encourage la recherche intéressant le charbon et l'acier, notamment en accordant des aides financières. La présente brochure rend compte de l'exécution et des résultats de l'un de ces projets de recherche.

En conséquence du traité de fusion du 8 avril 1965, la Commission unique des Communautés européennes exerce les pouvoirs et les compétences dévolus à l'ex-Haute Autorité.

COMMISSION DES COMMUNAUTÉS EUROPÉENNES

COMMUNAUTÉ EUROPÉENNE DU CHARBON ET DE L'ACIER

RECUEILS DE RECHERCHES CHARBON

FACTEURS DU COMPORTEMENT DES TOITS

**L'INFLUENCE DE L'HUMIDIFICATION
DOMAINE D'EMPLOI DU SOUTÈNEMENT
MÉCANISÉ**

Technique minière

Recueil
N°
37

LUXEMBOURG 1971

- I – ÉTUDE DES PRINCIPAUX FACTEURS DU COMPORTEMENT DES TOITS DE TAILLES FOUDROYÉES (CERCHAR)**

- II – L'INFLUENCE DE L'HUMIDIFICATION SUR LES PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DE ROCHES (CERCHAR)**

- III – EXTENSION DU DOMAINE D'EMPLOI DU SOUTÈNEMENT MÉCANISÉ (StBV)**

SOMMAIRE

	Page
Introduction	7
I – Principaux facteurs du comportement des toits des tailles foudroyées en plateures (Cerchar)	9
1. Généralités	9
2. Découpage du panneau	9
3. Choix du soutènement	10
4. Conduite de l'exploitation	12
5. Gestion des tailles	13
6. Bibliographie	15
Figures	16–20
II – Étude de l'influence de l'humidification sur les propriétés mécaniques de quelques roches (Cerchar)	21
1. Généralités	21
2. Résultats des mesures effectuées en laboratoire sur des échantillons d'épontes	21
3. Résultats des mesures effectuées en laboratoire sur des échantillons de charbon	22
4. Conclusions	23
Tableaux et figures	25–30
III – Extension du domaine d'emploi du soutènement mécanisé StBV	31
1. Introduction et position du problème	31
2. Résultats	31
A – Adaptation des rallonges et du soutènement aux conditions difficiles	31
B – Essais avec soutènement automatisé dans les travaux du fond	33
C – Épreuve et amélioration au banc d'essai des soupapes et d'autres pièces constitutives	34
D – Action réciproque entre le soutènement et le massif	34
E – Propriétés de la roche et du massif	35
F – Essais sur maquettes à l'échelle 1 : 10	36
3. Autres résultats des travaux de recherche	37
G – Soutènement bouclier	37
H – Consolidation du toit de la taille	37
I – Pressions de terrains et planning d'exploitation	38

J – Simulatrice	38
K – Publications et diffusion des résultats	38
4. Questions en suspens; programme de recherches 1970-1971	38
5. Publications de 1967 à 1969	39
Figures	41 – 43

INTRODUCTION

Il y a déjà dix ans que la CECA contribue, par des aides financières, au développement du soutènement en taille; des recherches dans ce sens ont été effectuées en Allemagne par le Steinkohlenbergbauverein, Essen (StBV), et en France par le Centre d'études et de recherches des Charbonnages de France (Cerchar). Il s'agissait d'abord de déterminer les conditions à exiger du soutènement pour permettre un contrôle du terrain aussi satisfaisant que possible. Par ailleurs, dans le cadre du projet allemand, on a travaillé à perfectionner le soutènement marchant.

Après que de très nombreuses mesures au fond et aux bancs d'essai, de même qu'un échange d'expériences international permanent eurent permis de clarifier les conditions à exiger du soutènement, les travaux menés au cours de la période de référence 1967 - 1969 ont consisté à exploiter les résultats de ces essais préalables pour les chantiers.

L'objectif de ces travaux au cours des trois années considérées a été :

- de jeter les bases de l'organisation (appréciation de la structure des chantiers, du terrain encais-

sant, choix du type de soutènement et résistance du soutènement),

- d'adapter le soutènement marchant à de mauvaises conditions de terrain, notamment par l'automatisation de sa marche et une amélioration générale de ses éléments.

Comme l'indiquent les deux rapports finals français et allemand reproduits ci-dessous, quelques-unes des recherches ont été menées parallèlement dans les deux pays. Ceci concerne notamment l'étude de l'influence des forces du soutènement sur le terrain, très différente selon les bassins miniers. D'autres tâches ont pu, dans l'intérêt général, être centralisées par l'un des deux instituts (Cerchar ou StBV). Tel est le cas, par exemple, pour les mesures spécifiques au toit de la taille, au fond, ou au banc d'essai du soutènement marchant.

Au total, les deux rapports donnent une image très complète du comportement du terrain pendant l'abatage. Lors des journées d'information «Pression des terrains et soutènement» organisées par la CECA le 26 et 27 novembre 1969 à Luxembourg, les résultats complets de dix années de travail ont été présentés au public (voir le compte rendu EUR 4533).

I – PRINCIPAUX FACTEURS DU COMPORTEMENT DES TOITS DES TAILLES FOUDROYÉES EN PLATEURES

Centre d'études et de recherches des Charbonnages de France (Cerchar)

1. Généralités

Ce rapport présente d'un point de vue essentiellement pratique une synthèse simple de nos connaissances actuelles sur le comportement des toits de taille. Le comportement d'un toit sera caractérisé par :

- ses déformations au-dessus de la partie ouverte de la taille ;
- sa dégradation, c'est-à-dire sa fissuration ainsi que la fréquence et l'importance des chutes de toit.

Nous nous intéresserons aussi à un cas extrême de dégradation du toit : l'apparition d'un éboulement. Nous utiliserons pour cela les résultats d'une enquête effectuée dans les HBNPC ⁽¹⁾ et portant sur les circonstances dans lesquelles se sont produits 96 éboulements définis de la façon suivante : « désorganisation du soutènement de la taille à la suite de manifestations de pressions de terrains provoquant un arrêt complet de la taille pendant plus d'un poste ou perturbant gravement la marche de la taille pendant plus de trois postes ».

L'analyse complète du comportement des toits de taille doit permettre de répondre aux questions qui se posent avant l'exploitation – découpage d'un panneau équipement de la taille – et lors de l'exploitation – en particulier l'utilisation du soutènement et la surveillance des zones particulières.

Nous avons partagé les problèmes que pose l'exploitation d'une taille en trois parties : ceux qui concernent le découpage du panneau, puis le choix du soutènement, enfin ceux qui se posent pendant la conduite de l'exploitation.

– Pour le découpage du panneau, il faut tenir compte de la stratigraphie et de la tectonique qui affectent les couches. Ces données naturelles ont pu être modifiées par les exploitations antérieures dans la même veine ou dans les veines sus-jacentes. Enfin nous avons joint à ce chapitre les résultats concernant la longueur des tailles et l'influence de l'ouverture et de la profondeur.

– Le soutènement prend une importance particulière car une fois décidé le découpage du gisement, c'est par son intermédiaire que l'exploitant peut espé-

rer modifier le comportement d'un toit. Avant l'exploitation se pose le problème du choix du soutènement, c'est-à-dire qu'il faudra définir le type de soutènement (friction ou hydraulique en ce qui concerne le soutènement individuel ou bien soutènement marchant) puis le réglage s'il s'agit de soutènement hydraulique.

Enfin, la densité du boisage et le pas d'avancement complètent le choix du soutènement.

– Lors de la conduite de l'exploitation, des zones particulières doivent être surveillées ; il s'agit des zones de failles ou de relais mais aussi des extrémités de taille et de la zone de démarrage du panneau. D'autre part, on agit à ce moment sur le toit par l'utilisation qui est faite du soutènement, en particulier les contacts entre le soutènement et les épontes et la mise en place du soutènement (distance non soutenue et temps de découvert).

Enfin, la vitesse d'avancement du chantier considérée comme un résultat d'exploitation est aussi un facteur du comportement du toit de ce chantier.

2. Découpage du panneau

La *stratigraphie* détermine les conséquences qu'entraîneront pour les bancs du toit l'abattage du charbon. L'exploitation d'une veine provoque des ruptures dans les bancs du toit en avant du front au-dessus du massif en place. Ces ruptures se produisent de façon périodique ou pseudo-périodique (fig. 1). La forme des fissures ainsi que la distance entre deux ruptures successives semblent caractéristiques d'un toit donné, sans qu'il nous ait été possible, toutefois jusqu'à présent, de la relier précisément à la stratigraphie ou à ses propriétés mécaniques.

Ce phénomène revêt une importance pratique très grande ; en effet, la fissuration conditionne l'ensemble des phénomènes observés en taille. L'amplitude ΔC de la convergence au cours d'un cycle, évolue de façon sensiblement périodique au cours de la progression de la taille. Les chutes de toits se produisent elles aussi de façon périodique et concomitante avec les variations des convergences ; mais on observe un déphasage qui est en général de l'ordre de 1,5 à 2,5 mètres. Une forte convergence est en somme annonciatrice d'une chute possible du toit découvert deux ou trois allées plus tard.

(1) HBNC = Houillères du Bassin du Nord et du Pas-de-Calais

La *tectonique* du gisement détermine la découpe généralement par de grandes failles qui fixent le cadre général du découpage mais elle a provoqué également la présence d'accidents moins importants (failles, coupes, relais, etc.) dont les conséquences se feront sentir lors de l'exploitation.

Les accidents qui affectent un gisement sont en général parallèles à une direction préférentielle qui est celle des grandes failles. Lorsque le front de taille est parallèle à cette direction, le toit se dégrade: il y a en effet coïncidence entre la fissuration tectonique et les ruptures d'exploitation. Il faut tenir compte de ces éléments lors du découpage d'un panneau de façon à conduire si possible le front perpendiculairement à la direction des accidents (fig. 2).

Les *exploitations antérieures* vont conditionner le découpage du nouveau panneau. En effet leurs conséquences peuvent être extrêmement néfastes pour le comportement du toit.

Dans la *même veine*, si une taille rabat vers de vieux travaux, le déhouillement découpe une zone de massif non exploité entre deux zones exploitées. Lorsque la petite dimension du pilier ainsi créé devient inférieure à un certain seuil critique, de l'ordre d'une cinquantaine de mètres, on assiste, aussi bien dans les veines que dans la taille, à des effets extrêmement néfastes. La valeur moyenne des convergences est multipliée à peu près par deux, ainsi que leur dispersion. Parallèlement, le toit se dégrade et les chutes deviennent plus nombreuses et plus importantes. Il faut donc, chaque fois que c'est possible, partir des vieux travaux plutôt que de rabattre vers eux (fig. 3).

Pour les *veines sus-jacentes*, il apparaît, à la lecture des plans d'exploitation, que de nombreux éboulements se produisent dans des zones proches de l'aplomb d'une limite d'exploitation dans une veine sus ou sous-jacente: plus de 50% des éboulements ont eu lieu à une distance horizontale d'une limite inférieure à 25 mètres. Cette influence néfaste des discontinuités provoquées par l'exploitation des veines sus ou sous-jacentes a pu être retrouvée quant à l'amplitude et à la dispersion des convergences et quant à la fréquence et à l'importance des chutes de toit.

L'abandon de stots dans des veines sus-jacentes est particulièrement défavorable: 20% des éboulements se sont produits sous des stots. Pour le découpage du panneau, il faut essayer de se placer en dehors de ces influences. D'autre part, il faut penser pendant l'exploitation d'une veine à l'exploitation de la veine suivante, c'est-à-dire effectuer un déhouillement le plus régulier possible.

La *longueur des tailles* ne semble pas influencer sur la valeur des convergences ou sur l'importance des chutes de toit (dans le domaine que nous avons eu valeur des convergences ou sur l'importance des chutes de toit (dans le domaine que nous avons eu l'occasion d'étudier: longueur supérieure à 100 mètres).

En ce qui concerne les éboulements, se produisent-ils plus souvent dans les tailles longues que dans les tailles courtes? On constate que la longueur moyenne des tailles où se sont produits des éboulements est plus grande que celle des autres tailles. Cependant, un examen plus détaillé montre que, dans presque tous les cas, les éboulements qui se sont produits dans des tailles longues se trouvaient, en même temps, au voisinage d'un rejet important. Nous pensons donc que l'action directe du facteur longueur du front de taille est à rejeter et que l'action indirecte provient de ce qu'une taille «plus longue a plus de chances de rencontrer des zones susceptibles de favoriser les éboulements».

L'*ouverture* et la *profondeur* moyennes sont des données du gisement. Les mesures effectuées jusqu'à présent n'ont pas permis de déceler d'influence de l'ouverture moyenne ou de la profondeur de l'exploitation sur l'état de dégradation d'un toit. Cependant, si l'on considère les ouvertures locales aux endroits où se sont produits les éboulements et si on compare aux ouvertures moyennes des tailles, on constate une différence sensible, puisque la moyenne des ouvertures aux endroits éboulés est égale à 2 mètres environ, contre 1,50 mètre pour les ouvertures moyennes des tailles. On peut tenter d'expliquer l'influence de l'ouverture locale en remarquant que dans les zones de grandeur, la densité du soutènement est souvent plus faible, par manque d'étaçons de longueur convenable.

Par contre l'analyse statistique des mesures effectuées dans plus de 100 tailles foudroyées de plusieurs pays montre que les convergences sont liées à l'ouverture moyenne et à la profondeur des veines exploitées. Les convergences mesurées en taille augmentent avec le vide créé par l'exploitation et diminuent avec la profondeur. Les convergences moyennes pendant un cycle rapportées à la longueur de l'avancement effectué $\Delta \times$ sont proportionnelles à la quantité $W^{3/4} H^{-1/4}$ où W représente l'ouverture moyenne et H la profondeur moyenne.

3. Choix du soutènement

Le choix du soutènement, c'est-à-dire de la nature des étais et de leur aménagement est lié à des exigences d'exploitation; il faut cependant savoir que

ces facteurs ont une influence sur le comportement du toit.

La nature du soutènement étudié du point de vue du comportement du toit se réduira à la distinction entre étauçons individuels à friction et hydrauliques et à la comparaison avec le soutènement marchant.

Les convergences moyennes dans les tailles équipées d'étauçons hydrauliques individuels sont systématiquement plus faibles que dans le cas d'étauçons à friction : la différence relative est de l'ordre de 30% (fig. 4). En ce qui concerne le soutènement marchant, nous n'avons étudié que quatre tailles. Pour deux de ces tailles, les convergences se placent dans la zone du soutènement à friction définie sur la figure 5. Il s'agit de tailles où la convergence qui se donne pendant le ripage représente une part importante de la convergence des épontes pendant un cycle de la taille. Pour les deux autres tailles, les convergences se placent dans la zone des soutènements hydrauliques ou en dessous (pour une taille équipée de piles à très haute portance). A cause du faible nombre de tailles étudiées jusqu'à présent, il n'a pas été possible de relier l'importance relative de la convergence pendant le ripage à des caractéristiques stratigraphiques ou au réglage du soutènement, bien que ces influences soient vraisemblables.

La figure 6 montre, de façon très schématique, les différences dans le comportement du toit quant aux étauçons à friction ou hydrauliques. On constate que la distance des ruptures périodiques est sensiblement la même. Par contre, leurs effets sont très atténués par le soutènement hydraulique et, parallèlement, l'importance des chutes de toit est très nettement diminuée.

Il semble que la cause essentielle réside dans la plus grande homogénéité, en général, des charges supportées par les étauçons hydrauliques et à la très grande sensibilité des toits aux inégalités des forces portantes des étauçons. On constate, en effet, que certains étauçons hydrauliques à fonctionnement irrégulier donnent lieu à des convergences plus fortes et plus dispersées et à une plus grande dégradation du toit.

La convergence constitue ainsi un moyen de contrôle d'un soutènement. Elle permet, en cas de difficultés particulières rencontrées dans une taille, de faciliter le diagnostic. Les observations visuelles sont certes indispensables, mais trop souvent subjectives. La valeur des convergences constitue une référence objective pour, successivement, trouver la cause réelle des difficultés, rechercher les moyens d'y remédier et apprécier leur effet.

Le *réglage* ne concerne que le soutènement hydraulique pour lequel on dispose de deux paramètres :

la charge de pose et la charge de coulissement. Il faut distinguer le cas des étauçons individuels de celui du soutènement marchant.

En ce qui concerne les étauçons individuels, les charges réelles du soutènement sont toujours inférieures aux charges nominales. La charge de coulissement n'est atteinte que très lentement après un cycle et souvent deux cycles d'abattage. L'écart entre la charge nominale et la charge réellement portée augmente avec la charge nominale. Ceci est dû à un poinçonnement des étauçons dans les épontes, poinçonnement d'autant plus important que la charge nominale est plus grande. La connaissance des charges que peuvent supporter les épontes, en particulier le daisne souvent friable, est donc un préalable à tout choix de réglage du soutènement.

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

Dans les domaines de variation des types courants de soutènements (jusqu'à 40 t par étauçon), le système de fissuration n'est pas modifié par les variations que l'on effectue sur les caractéristiques des étauçons d'une taille. Par contre, les chutes de toit qui naissent de ces ruptures y sont sensibles. La charge de pose influe sur l'importance des chutes et il est préférable d'adopter une charge de pose la plus proche possible de la charge de coulissement. L'augmentation de la charge de coulissement amène une diminution de la fréquence des chutes de toit (fig. 6). Cependant cette influence est complexe, et un réglage aux environs de 25 t peut constituer un optimum relatif.

En ce qui concerne le soutènement marchant, les charges réelles du soutènement sont égales aux charges nominales tant que l'état de dégradation du toit n'entraîne pas la présence de bois ou d'une couche importante de petits blocs du toit au-dessus du chapeau.

Le poinçonnement des épontes est en effet empêché par la surface importante des chapeaux et des semelles. De même, la charge de coulissement est plus rapidement atteinte qu'avec les étauçons individuels. Nous disposons actuellement de trop peu d'expériences pour définir un réglage optimum de la charge de pose et de la charge de coulissement. En utilisant des charges très importantes pour le soutènement (300 t/m de taille), il a été possible de réduire fortement la convergence et les chutes de toit dans une taille. Par contre, pour certains toits dans les domaines de variation courants (100 à 250 bars pour la charge de pose), on peut avoir intérêt à utiliser une charge relativement faible (150 bars).

L'augmentation de la *densité* du soutènement (de 2 à 3 étaçons par mètre de front sur trois lignes) a pour effet de répartir la même pression sur un plus grand nombre d'étaçons. La charge par étaçons étant plus faible, le poinçonnement des épontes est diminué. La convergence des épontes devient plus faible; en ce qui concerne l'état du toit, l'augmentation de la densité ne semble pas avoir d'effets sur le système de fissuration mais, par contre, elle diminue l'importance des chutes de toit.

Le *pas d'avancement* du soutènement (fig. 7) est un paramètre du schéma de boisage très important pour la rentabilité de l'exploitation, les travaux de boisage lui étant, à production égale, proportionnels. A priori, il faut distinguer les tailles où l'abattage est effectué par haveuse, de celles où l'on emploie un rabot. En effet, lors de l'exploitation par haveuse, le pas d'avancement adopté est égal à la largeur de passe d'abattage; dans l'exploitation par rabot, il y a dissociation entre l'abattage et le boisage. Le soutènement marchant enfin pose un problème supplémentaire par rapport au soutènement individuel car la diminution du pas d'avancement entraîne une augmentation du nombre de serrages et de desserrages auxquels est soumis un point du toit. En fait, les résultats sont identiques pour les deux types d'abattage et pour le soutènement marchant.

La diminution du pas d'avancement (de 0,80 à 0,60 m) n'entraîne pas une diminution importante de la distance non soutenue à front par rapport aux variations de cette distance au cours d'un cycle et d'un cycle sur l'autre. Par contre, elle augmente le temps de boisage, l'encombrement de l'espace de travail étant plus important. La convergence par cycle est sensiblement proportionnelle à la longueur du pas. Il en résulte que la pente de la déformée du toit est indépendante de la longueur du pas. La densité de fissuration du toit est liée au pas, les distances entre ruptures importantes étant dans le même rapport que les pas d'avancement. Il en résulte que la diminution du pas peut entraîner une dégradation du toit.

4. Conduite de l'exploitation

Avant d'envisager les possibilités d'agir sur le comportement du toit par l'utilisation du soutènement choisi, il est important de connaître les zones du panneau qui nécessiteront des soins particuliers. Il s'agit d'abord des zones que par le découpage du panneau on n'a pu soustraire à l'influence d'accidents tectoniques ou de limite d'exploitation et stot dans des veines supérieures.

Certains groupes du panneau ont un comportement particulier indépendamment d'autres influences.

Dans les zones d'*accident tectonique* s'ajoute aux difficultés d'exploitation un mauvais comportement du toit. La présence de coupes, de failles ou de toute autre irrégularité du profil de la veine (relais, etc.) a pour effet d'augmenter l'amplitude et la dispersion des convergences, d'augmenter la fréquence et l'importance des chutes de toit.

C'est une circonstance extrêmement défavorable du point de vue des éboulements. On constate en effet que :

- dans 67% des cas, les éboulements se produisent dans une zone proche d'un ou de plusieurs plans lisses préexistants, ou dans des zones où la veine est très irrégulière;
- dans 44% des cas, une faille avec rejet plus ou moins important se trouve soit dans la zone éboulée, soit dans son voisinage immédiat;
- 81% des éboulements observés présentent une au moins des deux situations précédentes.

Ces zones délicates sont souvent, lors de l'exploitation, des zones de désorganisation du soutènement alors qu'elles nécessiteraient un boisage plus dense et mis en place plus rapidement.

Les zones *particulières* du panneau à comportement différent de celui de l'ensemble exploité sont constituées par des limites du panneau: extrémités de taille et démarrage de l'exploitation (fig. 8).

Aux extrémités de taille, le régime de fissuration du toit est différent du régime général de la taille; les valeurs des convergences y sont inférieures. L'existence de cette zone d'une trentaine de mètres à partir des voies s'explique par la présence soit des massifs vierges, soit des vieux travaux. Ces mêmes zones constituent des localisations préférentielles pour les éboulements. On constate en effet que 56% des éboulements se produisent à une distance comprise entre 10 et 30 mètres de la voie la plus proche. Or les zones ainsi délimitées constituent, pour l'ensemble des tailles étudiées, moins de 30% de la surface exploitée. La distance de chassage a également une influence sur le comportement d'un toit. On observe pendant toute la phase de démarrage d'une taille, une croissance de l'amplitude des convergences jointe à de nombreuses irrégularités. Parallèlement apparaît la fissuration du toit; le régime de fissuration est différent du régime général de la taille vers lequel il évolue. Ces manifestations parfois brutales (coup de charge) se poursuivent jusqu'à ce qu'un régime permanent s'établisse lorsque les bancs du haut toit trouvent un appui sur les éboulis du foudroyage, après 70 mètres de chassage environ. Il n'est pas étonnant que l'on constate, parallèlement, une accumulation d'éboulements particulièrement

forte : 27% des éboulements se sont produits soit pendant les 20 premiers mètres de chassage des tailles, soit entre 50 et 70 mètres de chassage. Or ces zones représentent 14% seulement de la surface exploitée.

On peut faire une synthèse de ces deux résultats. La figure 8 représente les zones d'un panneau dangereuses du point de vue des éboulements. On a affecté à chacune des zones du panneau une sorte de «coefficient de danger» qui prend la valeur 1 en dehors des zones définies précédemment suivant leur position par rapport aux voies et par rapport au démarrage. On constate que dans les zones doublement hachurées, la probabilité d'éboulement par unité de surface de toit est 8 fois supérieure à ce qu'elle est dans les zones non hachurées.

Les *contacts* entre le soutènement et les épontes constituent le premier facteur du comportement du toit lié à l'utilisation du soutènement. Le soutènement n'est pas constitué uniquement par les étauçons ; il faut toujours considérer l'ensemble constitué par les épontes, les étauçons et les contacts entre ces deux éléments. La résistance des épontes limite les charges que l'on peut espérer donner au soutènement dans le cas d'étauçons individuels. Dans de nombreux cas, le coulisement n'atteint pas 50% de la convergence. Il faut également tenir compte du bois que l'on introduit entre le soutènement et le toit, soit dans le cas de chutes de toit, soit systématiquement dans le cas de soutènement pilot. Dans ce dernier cas, il est possible en remplaçant le bois par un chapeau métallique d'augmenter de façon importante le quotient coulisement sur convergence et la charge prise par le soutènement en ligne I. Pour certains toits, ceci se traduit par une diminution de la convergence et de la fréquence de chutes de toit. Il s'agit encore de la grande sensibilité des toits aux irrégularités des forces portantes, le bois étant un facteur important d'hétérogénéité de charge. Lorsque le toit est plus dégradé, la quantité de bois placée au-dessus du soutènement est plus importante, ce qui se traduit par une diminution de l'efficacité du soutènement.

La *distance non soutenue*, c'est-à-dire la distance entre la première ligne d'étauçons et le front évolue dans le temps au cours d'un cycle (fig. 9). De plus la distance en un point précis du cycle varie d'un cycle à l'autre, du fait du délavage du front ou du retard du soutènement par rapport à l'avancement. Ceci rend particulièrement difficile l'étude de l'influence de la distance non soutenue. Les essais d'expériences directes par l'intermédiaire de la modification du pas d'avancement maintenu constant pendant un nombre suffisant de cycles, puis systéma-

tiquement augmenté ou diminué, n'ont pu apporter les limites de variations du pas. Le temps de découvert a par contre une influence nette sur le comportement du toit. Il s'agit du temps qui s'écoule entre l'abattage du front et la pose des étauçons. Son influence est complexe, c'est en effet avec un retard de deux ou trois allées qu'intervient l'effet néfaste d'un découvert prolongé. On retrouve en somme le vieil adage : «On a le toit qu'on se prépare» (fig. 10).

La *vitesse d'avancement* du chantier dont l'augmentation est généralement un objectif visé par l'exploitation est aussi un facteur du comportement du toit. La convergence des épontes au cours d'un cycle est liée à la durée du cycle. Une augmentation de la vitesse d'avancement diminue cette durée, donc la convergence des épontes. Ceci s'accompagne d'un effet généralement bénéfique sur la dégradation du toit : diminution de la fréquence et de l'importance des chutes.

La *vitesse d'avancement* agit indirectement par l'intermédiaire du temps de découvert. En effet, l'augmentation de la vitesse d'avancement diminue la durée du cycle donc le temps de découvert. Le toit est alors moins dégradé, ce qui permet de maintenir une vitesse élevée. Inversement lors d'un arrêt de l'exploitation ou lorsqu'une difficulté réduit l'avancement, les convergences prennent des valeurs plus élevées ; parallèlement peut venir s'ajouter un temps de découvert plus long. Ces éléments provoquent une détérioration de l'état du toit pour les cycles à venir : d'où la possibilité d'une dégradation progressive du toit ou tout au moins la nécessité d'un temps assez long pour «rattraper le toit». Ceci est encore renforcé par la détérioration des contacts entre le soutènement et le toit pour un toit dégradé, ce qui a pour conséquence, comme nous l'avons vu précédemment, de réduire l'efficacité du soutènement.

5. Gestion des tailles

Il n'est pas encore possible dans l'état de nos connaissances de définir une véritable gestion des tailles. On peut cependant dès à présent déduire de l'analyse des facteurs de comportement des toits de taille quelques règles dont l'observation permet d'éviter des détériorations qui peuvent être catastrophiques pour l'exploitation. La première règle consiste à placer correctement le panneau à exploiter par rapport aux accidents tectoniques et aux exploitations antérieures. Lorsque cette règle n'est pas observée (ceci peut être dû à des contraintes d'exploitation), les conséquences sur les dégradations du toit ne pourront que très difficilement être atténuées au cours de l'exploitation.

En ce qui concerne le soutènement, la règle principale consiste à assurer l'homogénéité des charges. Celle-ci peut être obtenue en utilisant le soutènement hydraulique au lieu du soutènement friction, mais en s'assurant également que le fonctionnement du soutènement est correct (entretien, tarage homogène), que les étauçons ne poinçonnent pas de façon importante les épontes, que le bois introduit entre les épontes et le soutènement ne vient pas perturber son fonctionnement.

Enfin, une discipline dans l'enchaînement des travaux en taille est nécessaire; les toits sont en effet sensibles au temps mis pour mettre en place le boisage après le découvert du front. Il est important de remarquer que cette influence se fait de façon

retardée: l'état du toit se prépare en avant du front, il détermine l'efficacité du boisage, qui elle-même influera sur l'état du toit pour les cycles suivants. Les conséquences sont de deux ordres:

- d'une part, un processus de dégradation peut s'engager si on n'y prend garde à partir de difficultés passagères de la taille (présence d'accidents par exemple);

- d'autre part, les résultats d'une modification des conditions d'exploitation ne se feront sentir que progressivement. Ceci signifie que les efforts pour améliorer l'état d'un toit doivent être prolongés et qu'il ne faut pas juger trop hâtivement des résultats d'une modification.

6. Bibliographie

J. DECOMPS: Étude descriptive des éboulements en taille - RIM, avril 1967.

J. PITSILIS: Étude de l'état de dégradation de toits de tailles mécanisées - Rapport de DEA présenté devant la faculté des sciences de Nancy, novembre 1967.

Pressions de terrains et soutènement - Rapport sur l'activité du Cerchar en 1967. Pages 66-71.

Recherches en tailles entreprises dans les HBNPC. par le laboratoire de mécanique des terrains de l'école des mines de Nancy - Cahiers d'information des HBNPC, janvier 1968.

C. CHAMBON - J.P. JOSIEN: Influence du soutènement sur les convergences et les chutes de toit en taille - 10e rencontre du Bureau international de mécanique des roches de Leipzig, novembre 1968.

Pressions de terrains et soutènement - Rapport sur l'activité du Cerchar en 1968. Pages 68-70.

J. PITSILIS: Étude de l'état de dégradation du toit en taille dans la veine Swalbach - RIM, septembre 1969.

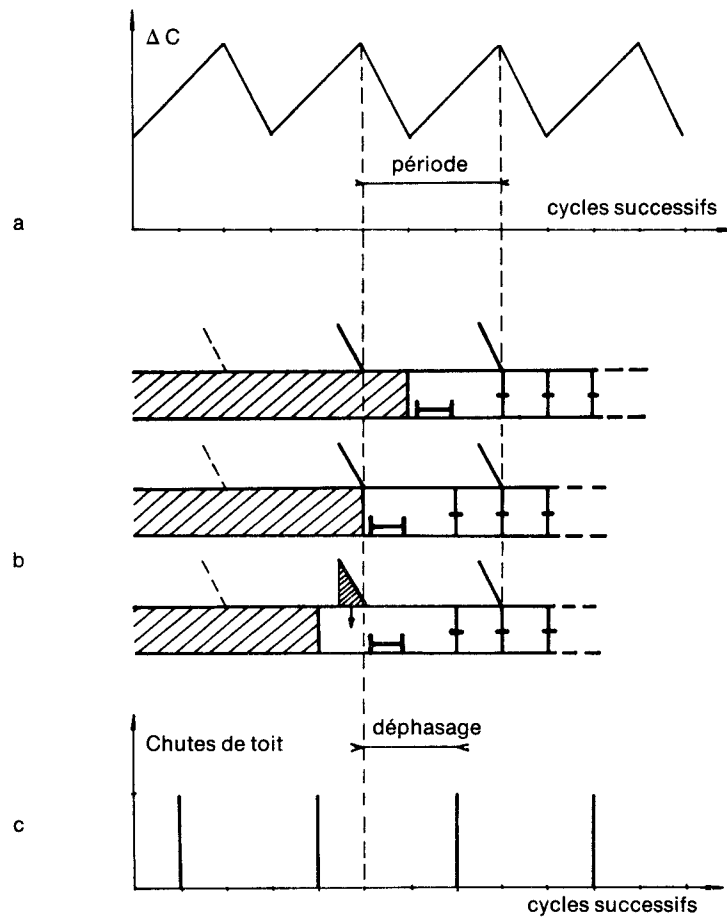


Fig. 1 – Périodicité et concomitance des convergences et des chutes de toit

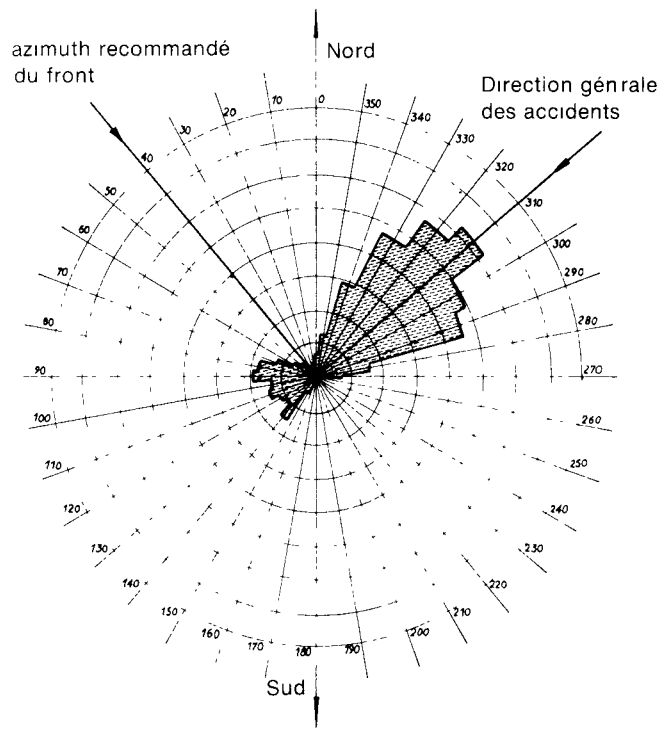


Fig. 2

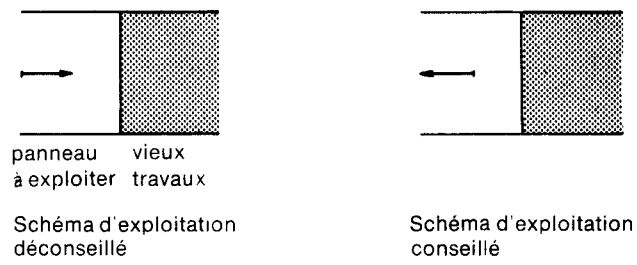


Fig. 3 – Choix du sens de déhouillement d'après les exploitations antérieures dans la même veine

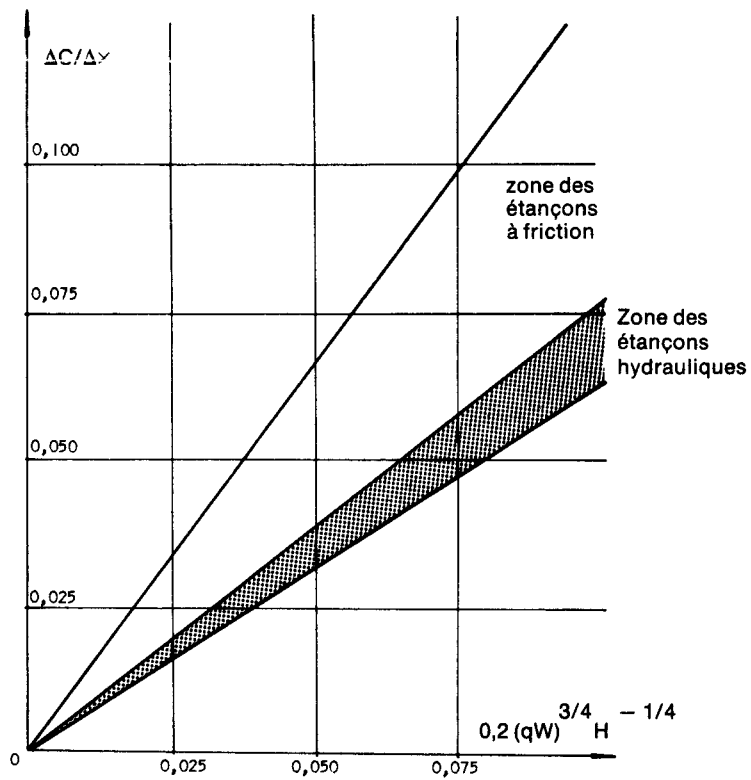


Fig. 4 – Convergences observées en fonction des convergences théoriques $0,2 (qW)^{3/4} H^{-1/4}$

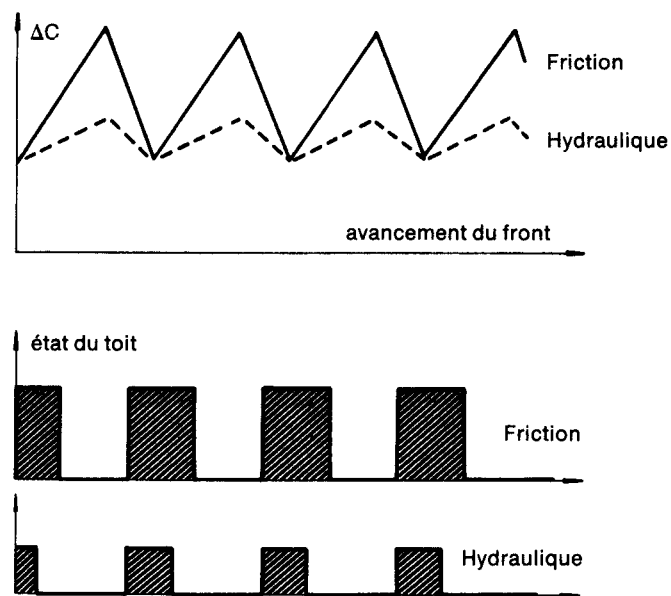


Fig. 5 – Différences de comportement du toit selon la nature du soutènement

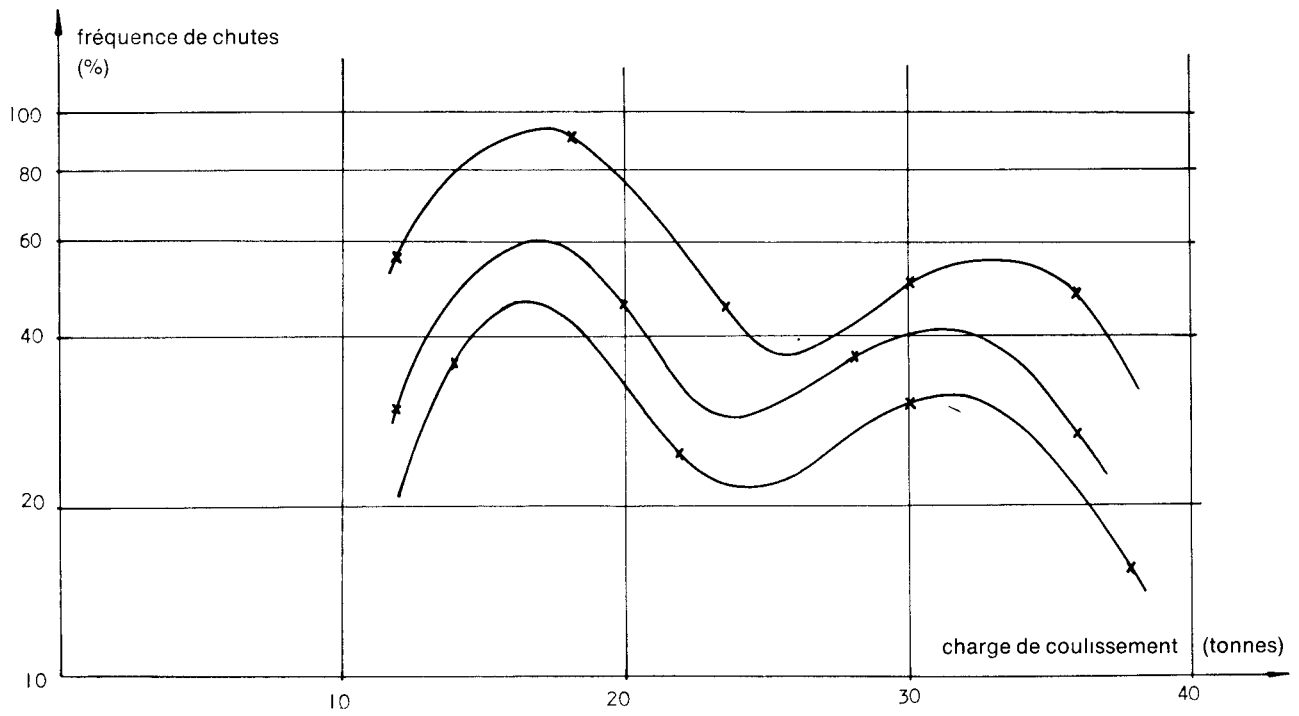


Fig. 6 – Fréquence de chutes de toit en fonction de la charge de coulissement (étaiçon individuel)

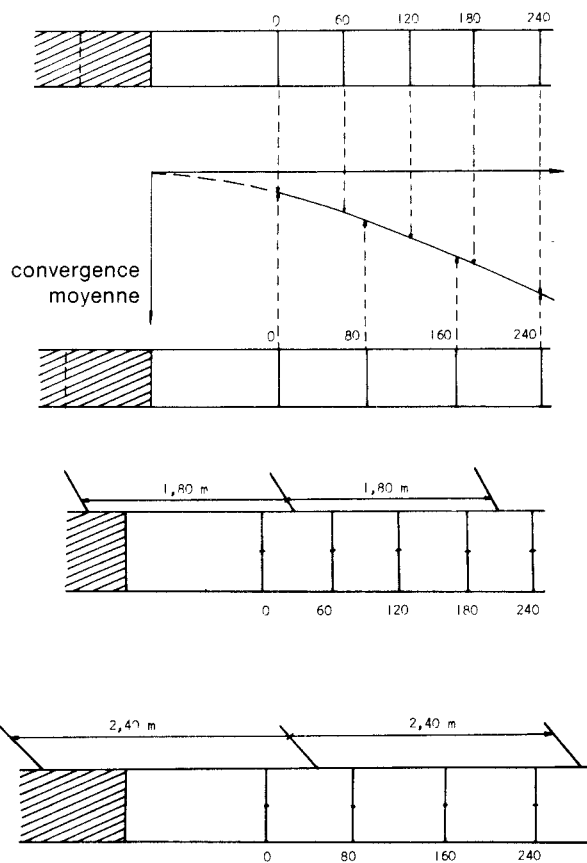
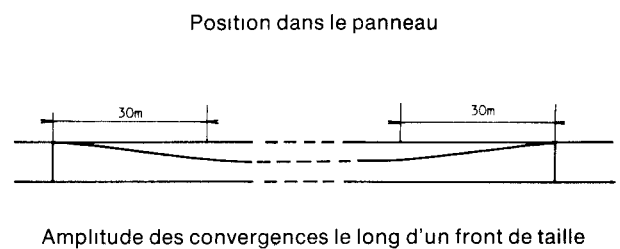


Fig. 7 – Étude du pas d'avancement du soutènement



Zone A : 56% des éboulements
 Zone B : 27% des éboulements

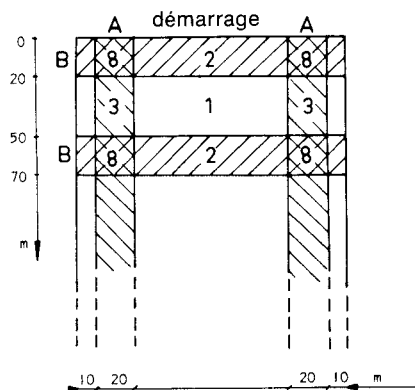


Fig. 8 – Coefficients de danger dans une taille

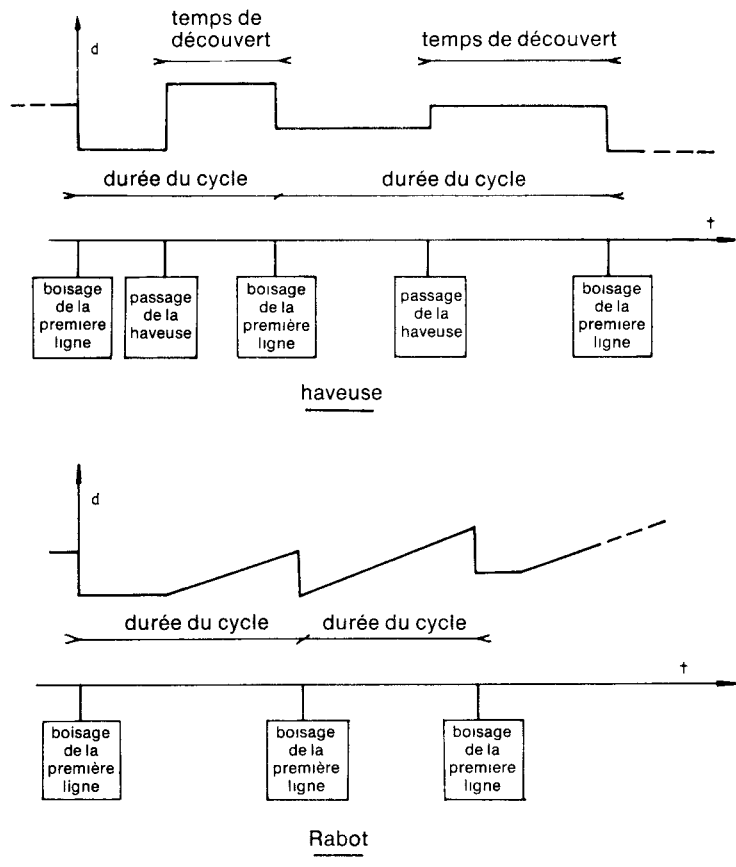


Fig. 9 – Découvert du toit

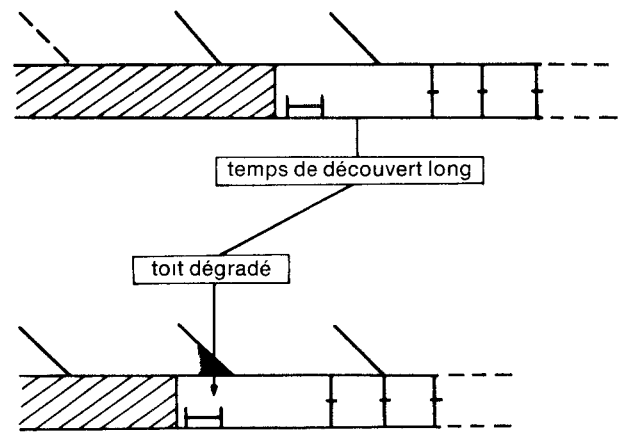


Fig. 10 – Influence du temps de découvert sur l'état du toit

II – ÉTUDE DE L'INFLUENCE DE L'HUMIDIFICATION SUR LES PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DE QUELQUES ROCHES

Centre d'études et de recherches des Charbonnages de France (Cerchar)

1. Généralités

Cette étude a été entreprise après que nous avons constaté des détériorations de l'état du toit en taille dont l'infusion d'eau avait été tenue pour responsable et aussi pour élucider le mécanisme d'une éventuelle action préventive de l'infusion d'eau en matière de dégagements instantanés et de coups de toit. Dans ces diverses éventualités une modification des propriétés mécaniques de la roche était invoquée: perte de résistance à la compression et diminution du module d'élasticité du charbon ou des éponges facilitant la fissuration du toit, accroissant la zone de veine détendue –ou frette de protection– en avant d'un front de taille et évitant l'accumulation d'énergie élastique de déformation

Pour connaître les variations sous l'action de l'eau de la résistance à la compression et du module d'élasticité de quelques roches rencontrées dans les travaux miniers nous avons d'abord procédé à un prélèvement de blocs échantillons, enrobés de résine norsodyne pour conserver leur humidité naturelle. Dans chaque bloc nous avons constitué un lot de 30 à 40 éprouvettes cylindriques, taillées perpendiculairement à la stratification (hauteur 54 mm, diamètre 36 mm) qui ont été réparties en trois groupes: l'un étant conservé à l'état naturel, un autre placé dans une étuve à 40° sous vide pour être séché, un dernier, enfin, étant humidifié jusqu'à saturation par trempage dans l'eau déminéralisée après dégazage sous vide de trois heures. La dessiccation et l'humidification ont été contrôlées par l'évolution du poids de l'échantillon.

Les résistances à la compression et les modules d'élasticité ont été mesurés sur chaque groupe d'éprouvettes avec une contrainte latérale de 100 bars pour le charbon et de 50 bars ⁽¹⁾ pour les éponges.

La contrainte latérale appliquée aux éprouvettes avait pour but de diminuer la dispersion des résultats de mesure pour les éprouvettes d'un même groupe et de rapprocher – bien qu'imparfaitement – les modalités de l'essai triaxial des conditions régnant in situ.

(1) Ce sont les performances insuffisantes de notre presse triaxiale qui nous ont obligés à diminuer l'étreinte latérale pour les éponges afin d'atteindre la rupture pour toutes nos éprouvettes (la résistance à la rupture croît avec l'étreinte latérale appliquée à l'éprouvette)

2. Résultats des mesures effectuées en laboratoire sur des échantillons d'éponges

Ils sont indiqués dans le tableau 1

En ordre de grandeur la teneur naturelle d'eau des éponges étudiées (HBNPC, HBL, HBCM) a varié de 1 à 3%, les teneurs à la saturation de 2,5 à 5% et leur capacité d'absorption par simple trempage de 1,5 à 3% en volume (0,6 à 0,8% en poids). La capacité d'absorption est donc relativement uniforme sauf pour les calcaires de Provence pour lesquels elle est de l'ordre du double.

On remarque qu'en imposant à l'éprouvette une précontrainte de 20 bars on a diminué la quantité d'eau absorbée lors des deux expériences réalisées. Il est probable que cette diminution croît avec la précontrainte, nous n'avons pas fait l'étude de ce facteur faute d'un équipement adéquat.

La cinétique moyenne d'absorption (fig. 1) a été variable d'un groupe d'éprouvettes à l'autre: pour certaines la saturation est atteinte après 24 heures, pour d'autres il a fallu attendre deux semaines.

L'absorption s'accompagne d'une diminution de la résistance à la compression. En dehors du calcaire à grain fin (Rousson) les roches étudiées ont subi des pertes de résistance de 25 à 60%. La résistance à la compression à l'état saturé du schiste le plus sensible examiné (Arago I) était de 325 bars, inférieure à celle de bien des charbons.

Cette baisse de la résistance à la compression est due au délitage des éprouvettes et à leur gonflement perpendiculairement à la stratification. On constate (fig. 2) que la résistance relative $\alpha = \frac{R_{\text{sat}}}{R_{\text{nat}}}$ décroît lorsque le gonflement augmente. Le gonflement est donc un indice plus facile à utiliser que la mesure directe de la baisse de résistance à la compression pour la sensibilité à l'eau d'une éponge.

On note que lors du trempage une précontrainte de 20 bars sur l'éprouvette diminue plus fortement le gonflement que la quantité d'eau absorbée:

Arago II: baisse de la teneur:

$$\frac{3,68 - 3,22}{3,68} \times 100 = 12,5\%$$

baisse du gonflement:

$$\frac{6,6 - 4,4}{6,6} \times 100 = 33\%$$

Rousson : baisse de la teneur :

$$\frac{6,73 - 5,58}{6,73} \times 100 = 17\%$$

baisse du gonflement.

$$\frac{0,40 - 0,24}{0,40} \times 100 = 40\%$$

Le gonflement à saturation est lié plus à la nature physicochimique de la roche qu'à la quantité d'eau absorbée : les liaisons entre le gonflement et la quantité d'eau absorbée ou la teneur en eau à saturation sont très imprécises

Les valeurs maximales du gonflement que nous avons obtenues (12 mm/m d'épaisseur) sont sans commune mesure avec les soufflages que l'on constate dans certaines voies dont le mur a été accidentellement imprégné d'eau. Dans ce cas le soufflage est causé essentiellement par la perte de rigidité des strates du mur du fait de leur délitage ; elles offrent alors une résistance faible aux poussées latérales.

Parallèlement à la baisse de la résistance à la compression du fait de l'imbibition, on remarque une baisse du module élastique correspondant à la portion linéaire de la courbe effort-déformation. Comme le montre la figure 3 les résistances à la compression et les modules d'élasticité ont tendance à croître simultanément. Bien que la liaison soit imprécise, elle peut permettre d'avoir une idée de l'ordre de grandeur du module d'élasticité d'une éponte lorsque l'on connaît sa résistance à la compression si celle-ci est inférieure à 1000 bars.

Nous avons essayé de voir si la saturation en eau d'une éponte entraînerait une «plastification» de celle-ci sous la forme d'un allongement de la phase dite des grandes déformations avant rupture (arc AB de la courbe de déformation indiquée sur le tableau 1) et de la diminution du pseudo module d'élasticité E' correspondant à cette phase. On constate sur le tableau 1 que l'indice Δ qui chiffre l'importance de l'arc AB dans la déformation globale est souvent plus grand lorsque l'éprouvette est à l'état saturé, mais que parfois il est plus petit (dans trois cas sur onze cas où le calcul a été possible). On peut donc admettre que dans la majorité des cas la phase des grandes déformations avant rupture est accrue — en valeur relative — lorsqu'une éponte est saturée d'eau mais rarement de façon importante. Aucune conclusion n'est possible concernant la variation du pseudo module E'.

Un problème important n'a été qu'effleuré au cours de notre étude par manque de moyens : celui de la vitesse de pénétration de l'eau dans la roche parallèlement et perpendiculairement à la stratification. Dans l'essai de simple trempage utilisé l'eau péné-

tre surtout parallèlement à la stratification : on ne saurait parler de perméabilité au sens strict du terme mais plutôt de succion par suite d'effets capillaires et d'effets physicochimiques sur les sels de sodium et les argiles gonflantes le long des plans de stratification. Cette vitesse de pénétration est particulièrement élevée pour des schistes charbonneux ou très laminés : nous n'avons pas pu établir de cinétique d'absorption pour ce type d'éponte car elle se délite rapidement en présence d'eau. Il est impossible de procéder aux pesées nécessaires Perpendiculairement à la stratification les expériences exploratoires que nous avons pu faire nous ont montré que la perméabilité à l'eau des schistes était pratiquement nulle.

Une conséquence pratique est que l'on ne détériore pas, par infusion d'eau, une éponte qui n'est pas traversée par un réseau de cassures ou de fissures recoupant la stratification ; ce réseau n'existe normalement pas en terrain non détendu, sous réserve de ne pas créer des cassures par une pression d'infusion trop élevée : les expérimentateurs russes préconisent de ne pas dépasser 80% de la pression hydrostatique du lieu d'infusion. Par contre dans les cas où les épontes sensibles à l'eau peuvent être abondamment fissurées (tectonisation naturelle, influence rapprochée d'une exploitation sus-jacente) l'infusion devra être faite à faible pression afin que la pénétration de l'eau se fasse préférentiellement par capillarité dans la couche — milieu très fissuré par rapport aux épontes.

Les vitesses de pénétration de l'eau parallèlement aux strates sont inférieures, in situ, à ce que l'on peut déduire des cinétiques d'absorption par simple trempage s'il règne une contrainte perpendiculaire à la stratification. Ces cinétiques (fig. 1) montrent que la vitesse de pénétration de l'eau dans les épontes étudiées n'a pas dépassé en ordre de grandeur 2 cm par 24 heures (en admettant la saturation totale en 24 heures).

3. Résultats des mesures effectuées en laboratoire sur des échantillons de charbon (tableau 2)

Pour un charbon de même nature, il apparaît que la teneur en eau à saturation est à peu près constante. Ordres de grandeur :

HBNPC (gras).....	3,5% en volume
HBL (flambant)....	8,0%
PROVENCE (lignite).	17,0%

d'où il résulte que la quantité d'eau absorbable entre état naturel et état saturé dépend de la teneur naturelle à l'endroit où s'effectue l'infusion d'eau. Ordres de grandeur. 2% pour HBNPC et PROVENCE, 3 à 4% pour HBL.

Cette teneur naturelle ⁽¹⁾ présentait une notable dispersion dans deux veines: Omérine (écart type 1,46), γ 18 (les lots I et II ont été prélevés en deux endroits différents du même sillon sur le même front de taille). Pour les autres lots elle est peu dispersée.

On note, dans quatre expériences sur six, que l'imprégnation sous une pression d'eau de 100 bars augmente la quantité d'eau absorbée entre l'état naturel et l'état saturé. L'interprétation de ces mesures est sujette à difficulté car si l'imprégnation a bien lieu sous 100 bars, la pesée pour vérifier la quantité d'eau absorbée se fait à la pression atmosphérique.

La vitesse de pénétration de l'eau est plus rapide que pour les éprouvettes d'épentes (fig. 5): en ordre de grandeur 2 à 3 fois.

D'après les mesures de porosité qui ont été effectuées sur les charbons expérimentés (porosité à l'hélium et porosité au mercure) il apparaît que la vitesse initiale d'absorption est en relation avec l'importance de la microfissuration des échantillons (fissures inférieures à 0,1 mm) ce qui indirectement prouve l'influence des forces capillaires sur la vitesse de pénétration de l'eau dans le charbon

La diminution de la résistance à la compression avec 100 bars d'étreinte latérale n'est significativement établie que sur les échantillons ayant eu le plus fort gonflement. On peut donc dire que la résistance à la compression du charbon in situ n'est pas réduite ou peu réduite (de l'ordre de 10%) par la saturation en eau du massif.

Même conclusion en ce qui concerne la diminution du module d'élasticité. L'hypothèse d'une «plastification» du charbon est à rejeter: les valeurs de l'indice Δ , tableau 2, le prouvent. Sur dix éprouvettes de charbon de la veine Lazare nous avons étudié l'influence éventuelle de l'action d'un mouillant. L'eau de trempage a été additionnée de 2 o/oo du Sunaptol OP. Nous n'avons pas constaté de différence significative entre les résultats de nos essais avec et sans mouillant.

	avec mouillant	sans mouillant
quantité moyenne d'eau absorbée	1 % en volume	2 % en volume
résistance à la compression à l'état saturé	550 bars	568 bars
module élastique à l'état saturé	27.10 ³ bars	28.10 ³ bars

⁽¹⁾ Ce que nous appelons humidité naturelle n'est en fait qu'une humidité naturelle résiduelle car nous ignorons les variations de la teneur en eau depuis quelques mètres en avant du front et 0,50-0,70 m, profondeur de prélèvement des échantillons. Cette remarque ne modifie toutefois pas le résultat concernant la quantité d'eau infusible.

4. Conclusions

Rappelons que des essais en laboratoire ayant pour but de chiffrer des modifications de propriétés mécaniques d'un massif rocheux sont sujets à de sérieuses critiques portant sur les points suivants:

1. Le choix de l'échantillon. La presse triaxiale imposant de disposer d'éprouvettes conservant une forme géométrique définie, l'échantillonnage élimine systématiquement les parties tendres du massif. Or les propriétés du massif peuvent être très affectées par la seule variation des propriétés mécaniques de ses parties tendres (sillon schisteux ou moureux en ce qui concerne le comportement de la veine, faux toit friable en ce qui concerne l'état du toit en taille).
2. L'éprouvette étudiée est décomprimée; la décompression engendre, surtout pour le charbon, des déformations irréversibles qui empêchent de considérer que l'éprouvette a un comportement identique à celui de la roche in situ.
3. La mise en charge des éprouvettes dans la presse triaxiale n'est pas conforme à la réalité (nous avons adopté une variation de contrainte verticale de 80 bars par minute).

Les études en laboratoire restent donc incomplètes (l'ensemble du massif n'est pas étudié) et approximatives (les conditions d'expérimentation ne sont pas les conditions in situ la taille de l'échantillon est faible).

Ces réserves étant faites, nous constatons:

— l'humidification réduit de façon importante la résistance à la compression des schistes, des schistes gréseux et de certains calcaires examinés (de 25 à 60%); d'autres épentes peuvent être très peu influencées (calcaire du Rousson de Provence, vraisemblablement aussi les grès francs ou cuerelles que nous n'avons toutefois pas examinés),

— dans les conditions expérimentales utilisées le module d'élasticité varie dans le même sens que la résistance à la compression.

L'importance de la phase des grandes déformations avant rupture est parfois accrue par humidification, le phénomène n'est pas général:

— l'humidification engendre un gonflement des roches sensibles à l'action de l'eau (0,1 à 1,2% pour les roches examinées) et un délitage selon des plans sensiblement parallèles à la stratification très net pour les schistes. Ce délitage est un facteur d'affaiblissement supplémentaire de l'épente car il réduit la rigidité des bancs affectés (influence sur le soufflage des voies).

— selon nos observations — partiellement incomplètes — la perméabilité à l'eau perpendiculairement à la stratification est très faible, l'eau chemine dans la roche préférentiellement par les plans de délitage qui contiennent des sels de sodium et des argiles gonflantes. Les risques de détérioration par infusion d'eau dans le charbon d'une éponte non fissurée sont donc très réduits si l'on ne casse pas la roche par une pression d'eau excessive; lorsque l'éponte est fissurée (proximité d'une exploitation sus ou sous-jacente, tectonisation intense) on réduira le risque en infusant à faible pression de façon à réduire la pénétration de l'eau dans les fissures perpendiculaires à la stratification,

— la vitesse de pénétration de l'eau dans les schistes examinés n'a pas dépassé 2 cm par 24 heures. La quantité d'eau absorbable par une éponte est réduite par la contrainte normale régnant in situ: cette diminution est parfois sensible pour une contrainte de 20 bars,

— le charbon n'est pratiquement pas sensible à l'action de l'eau. Le comportement d'une couche peut toutefois être profondément modifié si elle comporte des sillons schisteux ayant une grande sensibilité à l'eau de façon d'autant plus marquée que l'un des sillons est au contact de l'éponte car le coeffi-

cient de frottement veine-éponte est très diminué. Cette éventualité conduit à être prudent dans le jugement selon lequel l'infusion d'eau est un remède sûr contre les dégagements instantanés. La frette de protection en avant du front peut être augmentée par suite des effets de l'infusion d'eau sur les parties schisteuses de la veine mais au prix d'une baisse de la résistance à l'expulsion sous l'effet du gradient de pression de gaz (par mètre de profondeur). De ce point de vue le succès n'est donc pas assuré quelle que soit la stratigraphie de la veine. Il faut que la baisse du gradient de pression de gaz l'emporte sur la baisse de la résistance à l'expulsion du massif.

Cette éventualité explique par contre que l'on puisse lutter contre les «coups de couche» dus à un intercalaire rigide insensible à l'eau (cas du Rousson) en infusant le charbon: la diminution du coefficient de frottement veine-éponte favorise le glissement du charbon sur l'intercalaire et évite que celui-ci soit mis en tension.

Un charbon insensible à l'eau l'est resté malgré l'addition d'un mouillant dans l'eau de trempage; la quantité d'eau absorbée n'a pas été modifiée - nous n'avons pas étudié la modification éventuelle de la cinétique d'absorption.

TABEAU 1

Valeurs moyennes pour chaque groupe d'éprouvettes

Échantillons d'épentes

Désignation de l'échantillon	Absorption et perte d'eau en % du volume			Gonflement (% de la hauteur de l'éprouvette entre l'état naturel et l'état saturé)	Cinétique d'adsorption de l'éprouvette % du volume absorbé		Résistance à la compression (étroite latérale 50 bars)			Rapport		Module d'élasticité E (étroite latérale 50 bars)				«PLASTIFICATION»			
	teneur en eau à l'état naturel	quantité d'eau absorbée de l'état naturel à l'état saturé	teneur en eau à l'état saturé		après		en bars					état sec	10 ³ bars état naturel	état saturé	Rapport	$\Delta = \frac{dl}{l} + \frac{dl'}{l} \%$		E'	
					1/2 heure	24 heures	état sec	état naturel	état saturé	$\alpha = \frac{R \text{ sat}}{R \text{ nat}} 1 - \alpha$	E sec					E nat	E sat	$\frac{E \text{ sat}}{E \text{ nat}}$	état naturel Δ nat
												R sec	R nat	R sat	E sec				
HBNPC																			
ARAGO I toit schiste	3,24	1,65	4,90	1,23	48	—	1010	650	325	0,5	50	104	70	26	0,37	3	11	2,8	2,9
ARAGO II toit schiste	1,83	1,85	3,68	0,66	22	98	1500	1150	649	0,57	43	127	119	61	0,51	8	14	38,5	16
(comprimé sous 20 bars) (1)	(1,83)	(1,39)	(3,22)	(0,44)			(1500)	(1150)	(751)	(0,64)	36	(127)	(119)	64	0,54	(8)	(5)	(38,5)	(40)
OMERINE toit schiste	1,68	1,82	3,50	1,04	49	95	1326	1061	477	0,45	55	134	130	38	0,29	8	20	37	17
OMERINE toit grès schisteux	0,93	1,38	2,31	0,11	32	86	1301	1175	779	0,66	34	123	134	98	0,73		non	mesurable	
VICTOR mur schiste	1,81	1,68	3,49	0,49	24	87	1020	690	506	0,73	27	94	70	51	0,73	7	24	6	8,2
HBL																			
γ 18 toit schiste	0,91	1,95	2,86	0,45	20	63	1500	1131	783	0,69	31	160	140	65	0,46		non	mesurable	
HBCM																			
Cévennes																			
couche x mur schiste	1,90	2,08	3,98	0,96	40	93	912	807	345	0,43	57	115	101	30	0,30	11	25	30	14,7
couche VI toit schiste	1,64	1,93	3,57	0,48	15	48	1300	949	620	0,65	35	116	115	56	0,51	16	7	26,3	17
couche IV mur schiste	1,72	1,71	3,43	0,09	17	57	1212	856	608	0,71	29	178	126	91	0,72	18	12	11,3	9,3
Provence																			
Gros rocher love toit calcaire	7,68	3,76	11,44	0,19	28	98	1260	849	655	0,77	23	105	82	63	0,77	11	18	28,5	23
Gros rocher rousson intercalaire calcaire	2,34	4,39	6,73	0,04	28	96	1512	1297	1180	0,91	8	180	167	157	0,84	13	18	37,0	52
(comprimé sous 20 bars)	(2,34)	(3,24)	(5,58)	(0,024)			(1512)	(1297)	(1322)	(1)	(0)	(180)	(167)	(147)	(0,88)	(13)	(19)	(37,0)	(42)

(1) Éprouvette soumise à une contrainte de 20 bars perpendiculairement à la stratification pendant le trempage

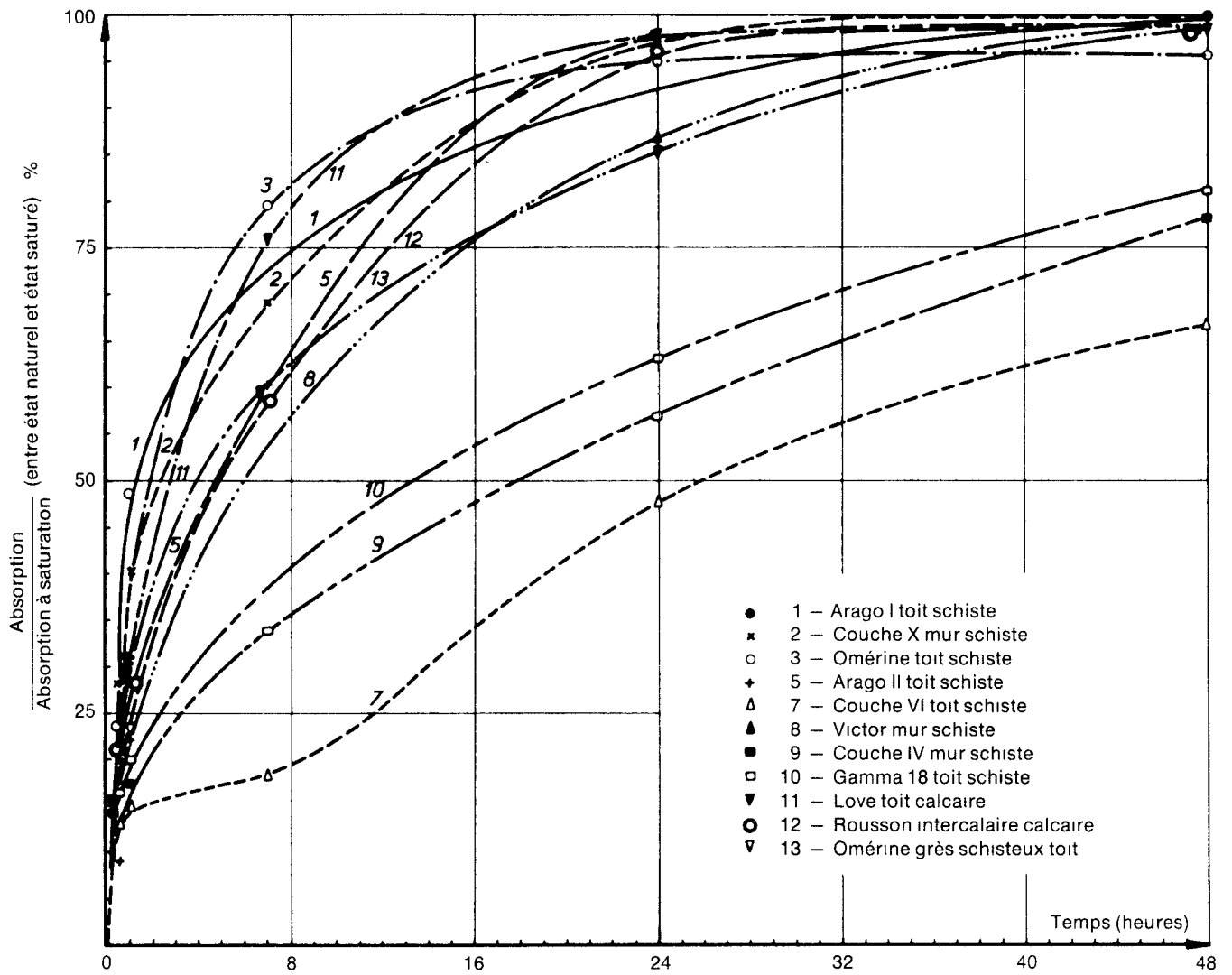


Fig. 1 - Cinétiques d'absorption d'eau

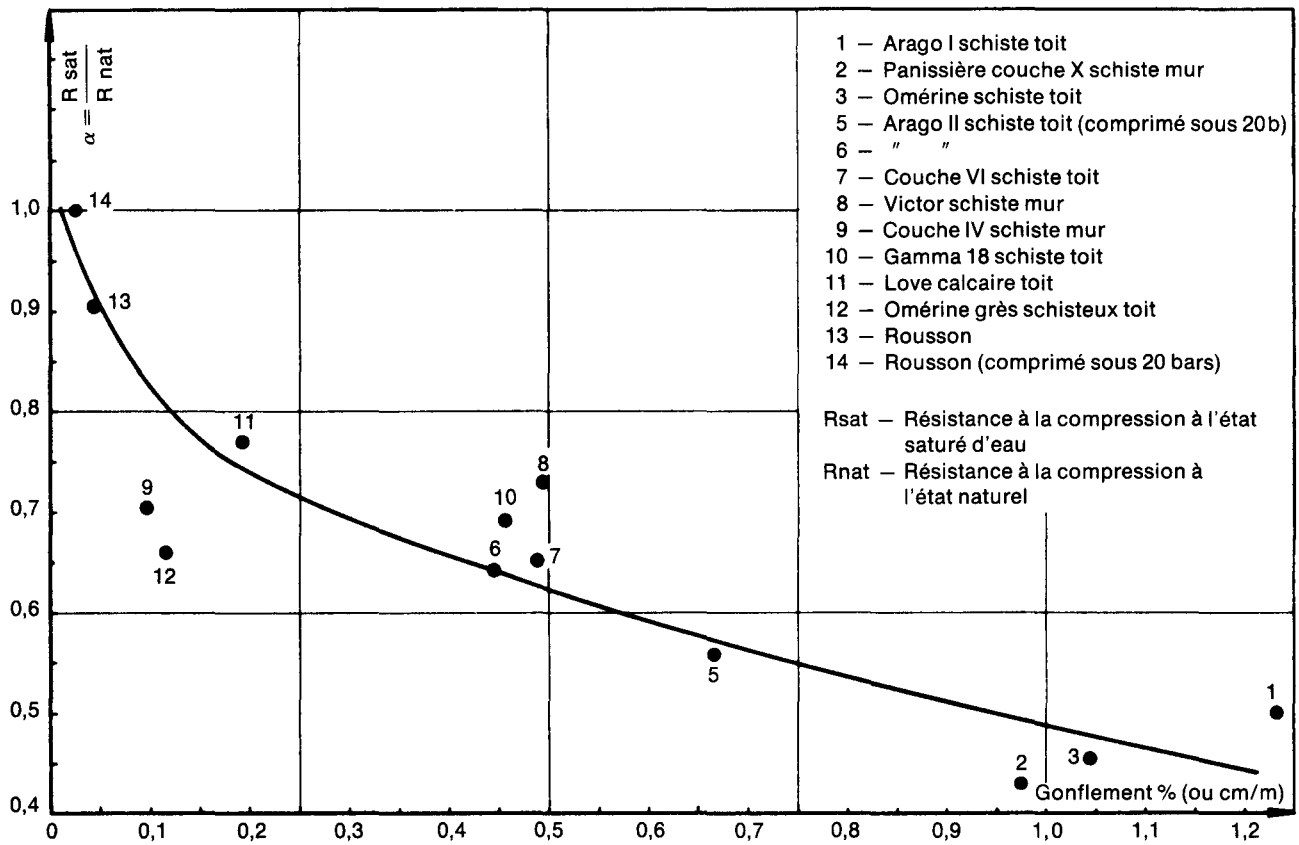


Fig. 2 - Relation : résistance relative $\frac{R_{sat}}{R_{nat}}$ Gonflement entre l'état naturel et l'état saturé

TABLEAU 2

Valeurs moyennes pour chaque groupe d'éprouvettes

Échantillons de charbon

Désignation de l'échantillon	Absorption et perte d'eau (en volume)					Gonflement (% de la hauteur de l'éprouvette entre l'état naturel et l'état saturé cm/m)	Cinétique d'absorption de l'éprouvette % du volume absorbé		Résistance à la compression (étroite latérale 100 bars) en bars				Module d'élasticité E (étroite latérale 100 bars) 10 ³ bars				$\Delta = \frac{\frac{dl}{l}}{\frac{dl}{l} + \frac{dl'}{l'}} \%$		
	teneur naturelle	quantité d'eau absorbée - absorption de l'état naturel à l'état saturé			teneur à saturation (moyenne)		après 1/2 heure	24 heures	état sec R sec	état naturel R nat	état saturé R sat	$\alpha = \frac{R \text{ sat}}{R \text{ nat}}$	état sec E sec	état naturel E nat	état saturé E sat	Rapport $\frac{E \text{ sat}}{E \text{ nat}}$	Δ nat	Δ sat	
		trempeage	(1)	100 bars															
HBNPC																			
"OMERINE" 4 Lens	1,36	1,72	(1,95)	2,19	3,31	0,06	86	99	513	560	556	1	29	27,9	29,4	1	26	18	
JEANNE 4 Lens	1,27	1,77	(1,99)	2,25	3,26	0,04	79	99,5	657	603	640	1	34,5	34,8	33,6	1	6	9	
ÉMILE 4 Lens	1,64	1,81	(1,59)	1,37	3,23	0,017	84	96	498	534	528	1	29	34	29,5	0,87	17	17	
LAZARE 24 centre	1,69	2,05	(2,11)	2,16	3,80	0,085	85	98,5	599	526	577	1	29,5	28,1	28,6	1	28	17	
HBL																			
γ 18 I	3,69	3,7	(3,65)	3,55	7,34	0,28	61	89	1000	942	862	0,92	32	33,5	33,5	1	12	6	
γ 18 II	5,60	2,6		—	8,20	0,14			1045	905	858	0,95	—	—	—	—	—	—	
HBCM																			
PROVENCE gros rocher																			
INFÉRIEUR	14,70	1,9		—	16,60	0,33	68	98,5	635	548	498	0,91	26	28	28	1	20	23	
SUPÉRIEUR	15,40	1,81	(1,97)	2,14	17,37	0,26			750	610	580	0,95	26	28,5	26	0,91	8	18	

(1) Le chiffre entre parenthèses est la valeur moyenne pour le groupe saturé par trempage et le groupe saturé sous pression d'eau de 100 bars

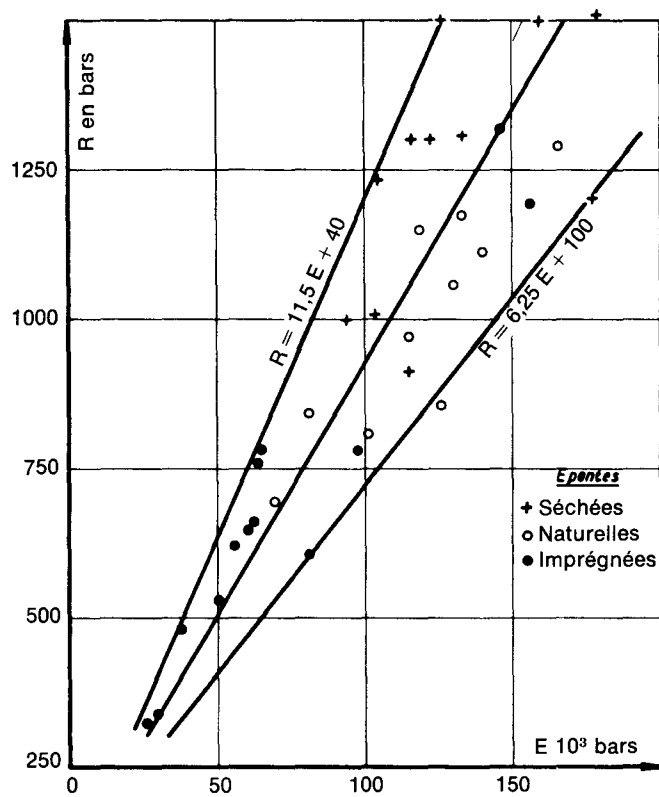


Fig. 3 - Relation : résistance à la compression module d'élasticité
(Avec 50 bars d'étreinte latérale)

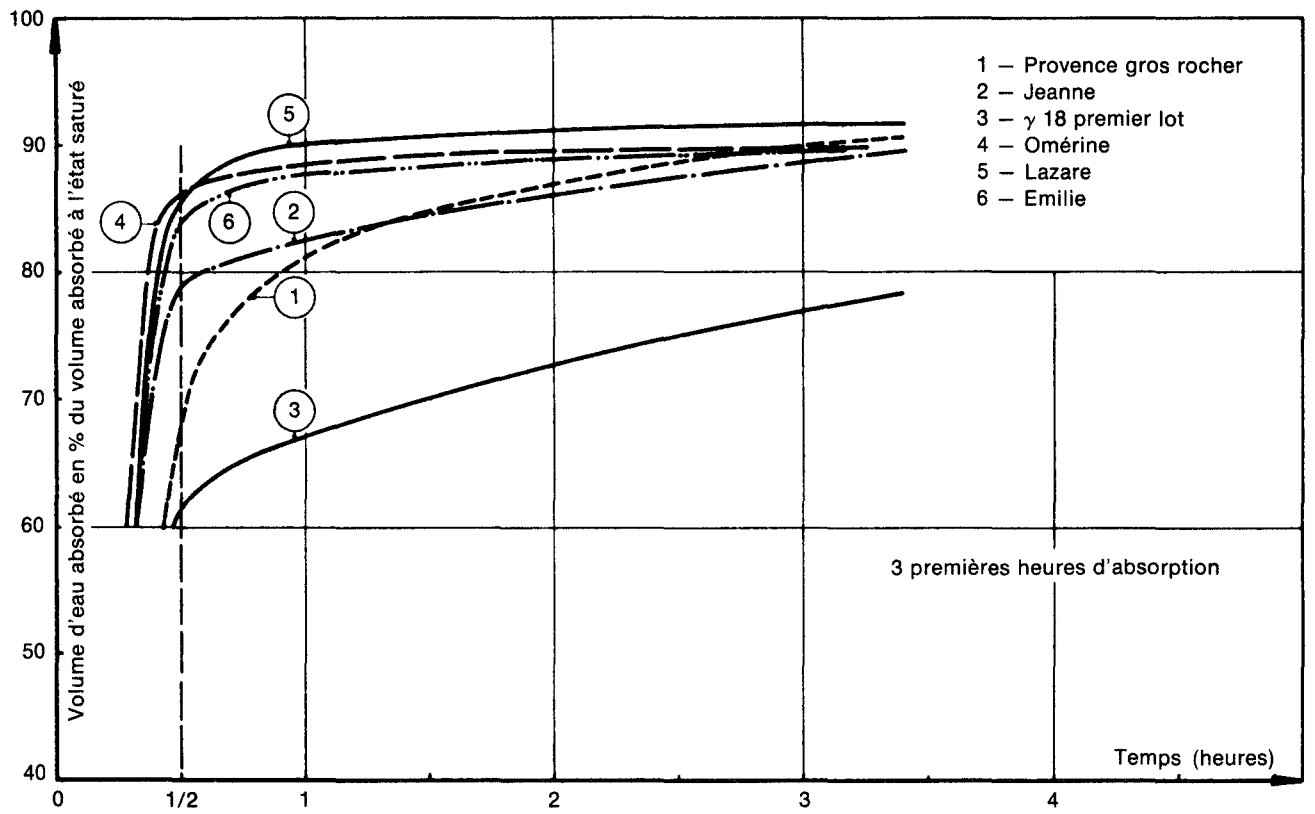


Fig. 4 - Cinétiques d'absorption d'eau

III – EXTENSION DU DOMAINE D'EMPLOI DU SOUTÈNEMENT MÉCANISÉ - STEINKOHLBERGBAUVEREIN (StBV) -

1. Introduction et position du problème

Après achèvement des travaux relatifs au projet de recherche «Soutènement mécanisé de taille I» (jusqu'au 31 janvier 1967), la Communauté européenne du charbon et de l'acier a accueilli une nouvelle demande d'aide financière concernant le thème «Mécanisation du soutènement de taille» En effet, certaines questions et certaines tâches étaient restées sans solution et de nouveaux problèmes se sont ajoutés

Pour les années 1967 - 1969, on a fixé contractuellement les thèmes de recherche suivants :

- a) Adaptation aux toits onduleux de longues rallonges en porte à faux appartenant au soutènement marchant; essais avec surfaces de contact tendres et de grandes dimensions entre rallonge et toit.

Essais de ripage sous charge.

Conditions à remplir par le soutènement, en pénétration.

Essais avec étançons au front de taille

Utilisation des possibilités de protection, offertes par les larges rallonges ou des éléments spéciaux de garnissage, contre les chutes de pierres entre les cadres.

Adaptation des éléments de soutènement aux conditions d'exploitation et géologiques difficiles

- b) Parallèlement à l'adaptation des rallonges, il faut entreprendre des travaux de recherche relatifs aux possibilités techniques de ripage sous pression et d'automatisation du processus de ripage. Après les premières expériences à échelle réduite, des applications d'essai comprenant un plus grand nombre d'éléments de soutènement doivent avoir lieu; on y déterminera objectivement l'effet des améliorations du soutènement sur le contrôle du toit par l'observation statistique déjà adoptée dans le cadre du projet de recherche

- c) Expérimentation des propriétés des soupapes en cas de fluide encrassé.

Étude des types de manchettes appropriés aux surfaces de piston rugueuses et usinées de façon économique, ainsi qu'au coulissement de l'étançon sous l'effet d'une charge excentrée.

Essais en atmosphère poussiéreuse.

- d) Observation systématique du comportement de l'ensemble formes de soutènement améliorées

et massif, compte tenu du déroulement temporel des processus d'exploitation.

Prévision du comportement du massif en vue de concevoir le soutènement approprié. Influence de la résistance du soutènement et de la vitesse d'exploitation sur le toit Étude des causes d'éboulements en taille et des remèdes appropriés. Relevés statistiques du soutènement des voies de chantier à l'aide desquels il faut déterminer les divers facteurs d'influence participant à la déformation des voies

- e) Transposition des résultats encore fragmentaires relatifs aux propriétés des roches et du terrain à tout le carbonifère de la Ruhr, y compris de l'influence de la tectonique locale et de la structure Établissement de fonctions permettant par le calcul de convertir en unités de résistance à la compression les indices de dureté mesurés par différentes méthodes
Identification des types de roches qui tendent visiblement à se déformer plastiquement

- f) Essais à échelle réduite sur maquettes de taille (1 : 10) et sur modèles spéciaux pour des problèmes particuliers du soutènement de taille

Les résultats des recherches de 1961 à 1967 ont fait l'objet d'un commentaire approfondi dans le n° 17 - 1969 des «Recueils de recherches - charbon» des Communautés européennes, le présent rapport fait suite au recueil n° 17

Les renseignements d'ordre général contenus dans le n° 17 et concernant par exemple les installations, machines pour essais et appareils mis au point ou utilisés pour l'exécution de la recherche n'ont pas été repris dans le présent rapport Il en va de même pour ceux qui figurent dans les publications parues jusqu'en 1966. A ce sujet, on voudra bien se rapporter au n° 17 des Recueils de recherches.

2. Résultats

A - Adaptation des rallonges et du soutènement aux conditions difficiles

On sait que les éboulements de toit en taille doivent être combattus surtout en amenant le soutènement le plus rapidement possible tout près du front de

charbon. Des relevés statistiques exécutés systématiquement au fond ont permis de préciser ces exigences: dans le cas de toit sensible, l'intervalle entre extrémité des rallonges et front de charbon doit être réduit de 80 cm en moyenne à 15 - 30 cm; le délai de pose du soutènement doit être raccourci de 70 minutes actuellement, à 3 - 10 minutes. Déjà au cours de la tranche précédente de la recherche, on a proposé et mis au point des moyens techniques de satisfaire à de telles exigences (8), (10) (1): le ripage automatique à l'aide d'éléments de commande mécano-pneumatiques.

La réalisation de ces projets constituait le point clef des travaux de la tranche 1967 - 1969 (3). Après des essais préalables au moyen de commandes pneumatiques courantes dans le commerce, on a étudié des types fondamentaux de soupapes hydrauliques et d'appareils de contrôle à commande pneumatique qui peuvent être utilisés pour la commande programmée en fonction du temps, du déplacement et de la pression (2). Grâce à des relevés à l'oscillographe des rapides processus de coupure, on a pu récolter de nouvelles connaissances relatives aux phénomènes physiques à l'intérieur des soupapes. En rendant les capteurs mécaniques plus flexibles, on les a adaptés aux sollicitations des travaux du fond. Pour contrôler la distance à l'engin de déblocage, on a étudié des capteurs de mesure mécano-pneumatiques spéciaux qui peuvent, en même temps, servir à contrôler l'alignement de la taille.

Le paragraphe 2 rapporte les essais fructueux au fond du soutènement marchant, automatisé conformément aux résultats de la recherche (13), (15), (23).

Dans les travaux du fond, on ne réussit pas souvent à soutenir efficacement le toit jusqu'au front de charbon; en effet, les rallonges ne sont pas, sur toute leur longueur, en contact avec le toit irrégulier. En particulier, l'extrémité des rallonges ne «colle» pas: plus long est le porte-à-faux de la rallonge et plus important est, en moyenne, l'intervalle entre le premier point de contact au toit l'extrémité de la rallonge (1). Les figures 1 et 2 montrent le comportement d'une file de rallonges articulées, lors du ripage sous un toit irrégulier. L'extrémité de la rallonge ne revient en contact avec le toit qu'après avoir dépassé l'inégalité d'une longueur déterminée. Cette longueur est maximale dans le cas de rallonges rigides tandis qu'elle est fonction du type de l'articulation dans le cas de rallonges articulées (fig. 3). Le danger de voir une rallonge articulée suivre le toit dans une cavité, en se soulevant, peut être efficacement jugulé par une mobilité unilatérale de l'articulation ainsi que par

(1) Les chiffres entre parenthèses se rapportent au relevé des publications, en fin de rapport.

un dimensionnement convenable des tronçons de rallonges. Une solution particulièrement favorable comporterait une rallonge rigide munie d'une partie antérieure séparée, appuyée contre le toit par l'intermédiaire d'un élément télescopique actionné hydrauliquement.

D'autres considérations ont porté sur la possibilité de réaliser un soutien efficace du toit en plaçant un étau au front de taille et en le ripant avec le soutènement. En dépit d'essais réussis au cours de la période de recherche précédente, ainsi qu'à l'étranger, on n'a pu persévérer dans cette voie parce que la présence d'une rangée d'étaux à front de taille entraînerait des difficultés d'exploitation insurmontables avec les procédés d'abattage actuels. Cependant des solutions se sont dégagées dans le cas du soutènement par piles, solutions qui permettent de transmettre, dans le toit à proximité immédiate du front de taille, la force portante du soutènement sans qu'il soit nécessaire de placer d'étau entre convoyeur et front de charbon.

Les tentatives visant à s'adapter aux toits irréguliers par l'entremise d'intercalaires tendres (par exemple: caoutchouc perforé) sont restées sans résultat, car ces intercalaires n'étaient pas capables de résister aux sollicitations de glissement et de frottement telles qu'on les rencontre spécialement lors du ripage sous pression.

Pour protéger le soutènement marchant, spécialement dans le cas du remblayage pneumatique, on a étudié et testé, en surface comme au fond, des rallonges arrière coudées ainsi que des écrans de tôles à suspension élastique. Les rallonges ont résisté à des charges même très fortes, atteignant les 300 tonnes. Dans le cas du défilage descendant, on a démontré sur maquette simple comme au fond, qu'un coussin de roches meubles offre une protection suffisante des éléments de soutènement contre les blocs de roche glissant sur le talus d'éboulis. Les conditions préliminaires relatives à la sécurité d'un défilage descendant peuvent déjà ainsi être satisfaites. Pour d'autres essais, on a prévu un banc d'épreuve spécial pour modèle réduit.

D'autres fonctions d'adaptation apparaissent en gisement incliné. En grande ouverture spécialement, le danger existe de voir, au moment du ripage, le soutènement marchant dévier latéralement ou basculer de sa position perpendiculaire aux épontes. Vue sous cet angle, l'exploitation par taille montante offre certainement de grands avantages: l'avancement du soutènement sur la ligne de plus grande pente permet de renoncer aux dispositifs d'alignement et ainsi de simplifier la construction. Cependant, la condition préalable à une exploitation montante

est de disposer d'un front de taille suffisamment stable, condition qui généralement ne se rencontre pas.

Dans le cas de l'abattage chassant en gisement incliné, les dispositifs de réaligement sont inévitables (23). Ils peuvent être constitués de liaisons élastiques améliorées ou de systèmes spéciaux de guidage. C'est ici que se situait un autre point clef des travaux d'étude et de mise au point des dernières années. Des études statistiques détaillées ont précisé les caractéristiques en taille qui obligent à utiliser des cylindres spéciaux de guidage. En plus de la pente, il y a aussi les rejets dans le toit ou le mur; les rejets suivant la direction du ripage s'avèrent particulièrement gênants (fig. 4). Pour contrôler l'inclinaison du soutènement on a mis au point des régulateurs pendulaires: en cas de déviation de l'élément par rapport à sa position théorique, ils émettent des impulsions pneumatiques de commande jusqu'à ce que l'étau soit ramené à sa position idéale par l'intermédiaire du vérin de réaligement. Ces régulateurs ont été améliorés, mais leur mise au point n'est pas encore terminée.

Dans quatre tailles, on a effectué des mesures des pressions hydrauliques aux étaçons et aux soupapes. Elles ont fourni des données précieuses quant au réseau de pressions et ont permis une répartition judicieuse des installations hydrauliques.

Dans l'ensemble, la détermination systématique des exigences techniques que le soutènement marchant doit satisfaire, a fortement accéléré son développement chez les constructeurs et a déjà contribué à un accroissement notable de sa sphère d'utilisation (25).

B - Essais avec soutènement automatisé dans les travaux du fond

Après de longs essais préliminaires aux bancs d'épreuve, on a démarré le 13 novembre 1967 dans les travaux du fond du siège Osterfeld-Sterkrade, des essais d'éléments de soutènement automatisés. A l'occasion d'une descente du groupe d'experts, le 7 décembre 1967, on a pu se rendre compte des possibilités de fonctionnement du soutènement amélioré et automatisé dans les travaux du fond. La vitesse d'exploitation a atteint jusqu'à 7,8 m/jour. Des palpeurs au toit et au mur surveillaient l'écartement des éléments de soutènement par rapport au front de taille et au convoyeur. Lorsque les écartements à un cadre dépassaient 30 cm, ce cadre était ripé par la commande programmée en fonction du temps. Les essais ont démontré l'adaptation au soutènement de taille des éléments pneumatiques d'automatisation (13).

Une autre application d'essai a concerné un élément à trois cadres, pour couches puissantes, muni d'un dispositif supérieur de ripage en vue de son avancement sous pression au toit. Cet élément a été introduit le 24 mai 1968 au siège Grimberg 1/2 et testé jusqu'au 19 juin. On a réussi à riper automatiquement par pas de 30 cm l'élément de soutènement doté d'un effort d'appui de 2,9 tonnes/étaçon. Le dispositif automatique de réaligement eut pour effet que les dévers des étaçons restèrent inférieurs à 1 grade, en dépit des résistances de frottement au toit au moment du ripage. La condition préalable à un ripage sous pression au toit est, pourtant, de disposer d'un mur non recouvert de fin charbon. Si le châssis de soutènement servant d'appui se trouve sur du fin charbon, le calage par frottement des semelles de l'assise sur le mur ne suffit pas à maintenir le cadre de soutènement entre toit et mur.

Quel effet le ripage sous pression au toit a-t-il sur le contrôle du toit? On n'a pu encore prendre position à ce sujet, du fait de la faible longueur de taille équipée de soutènement mécanisé. Cependant, au cours de la période d'essai, on a toujours évité une fracturation du toit en avant du soutènement et au moment du ripage.

D'une façon détaillée, les applications d'essai ont permis de tirer les leçons suivantes:

- a) Dans le cas du ripage automatisé, la commande doit garantir avec sécurité que les étaçons sont suffisamment rentrés avant le début du ripage; ainsi tout blocage des rallonges au toit est exclu. Le coulisement forcé de l'étau par fluide sous pression fournit cette garantie.
- b) On peut renoncer au coulisement forcé de l'étau lorsque le soutènement comporte des dispositifs qui permettent un ripage sous pression au toit.
- c) Ce dernier est possible sur les éléments de soutènement à cadres du type usuel lorsqu'ils possèdent un cylindre pour le ripage des files de rallonges, et des commandes de réaligement des étaçons.
- d) La commande pneumato-hydraulique étudiée dans le cadre du projet de recherche est parfaitement au point pour ce qui a trait à l'usure et à la sécurité de fonctionnement. Pour ce qui concerne le déplacement des flexibles et spécialement des conduites pneumatiques, d'autres travaux de recherche s'imposent.
- e) A proximité d'excavations au toit, il peut se révéler opportun d'avancer manuellement les éléments de soutènement automatisé à cadres en actionnant la manette de secours. Pour les soupapes de déferrage, une commande manuelle de secours est

donc à prévoir, qui maintienne la soupape ouverte jusqu'à ce qu'une nouvelle intervention manuelle arrête le déferrage.

Au cours de l'été 1969, une autre application d'essai, s'étendant sur plusieurs mois, a eu lieu au siège Victor 3/4, dans une couche puissante de 2,5 à 2,8 m ; elle a porté sur 6 éléments à cadres. Les éléments ont été ripés sous une poussée de 1 tonne et par pas de 30 ou de 60 cm. Le dispositif automatique de réalignement fonctionna correctement également dans ces conditions. On s'aperçut seulement que les oscillations des régulateurs pendulaires doivent être amorties. A cause du toit très fracturé, on a dû placer du treillis à remblai au-dessus des rallonges. Le contrôle du toit s'est révélé meilleur avec les éléments ripés sous pression que dans le reste de la taille (équipée de soutènement marchant classique).

C - Épreuve et amélioration au banc d'essai des soupapes et d'autres pièces constitutives

Les mesures et les essais des périodes de recherche précédentes avaient déjà permis de disposer de soupapes et de joints bien mis au point ; leur durée de fonctionnement et leur insensibilité aux souillures et à d'autres sollicitations violentes du fond s'étaient révélées suffisantes. Des essais de soupapes avec du fluide sous pression encrassé ont montré qu'on devait absolument prévoir un filtrage à l'entrée du bloc de commande pour garantir une sécurité de fonctionnement suffisante des soupapes. Au cours de la période couverte par le rapport, les recherches au banc d'essai ont surtout concerné l'amélioration des soupapes commutatrices servant à la marche en automatique. L'ensemble des éléments constitutifs a fait l'objet de retouches au point de vue constructif. On se rendit compte qu'il était nécessaire de simplifier le circuit de la commande, qui est formée d'éléments à part. Simultanément, on est passé à des soupapes de section plus importante pour augmenter la sécurité de fonctionnement : le pouvoir de commutation des soupapes hydrauliques de commande a été augmenté de 20%. Les conduites à air comprimé utilisées jusqu'alors ont été remplacées par des flexibles bottelés munis d'accouplements multiples (fig. 5). De ce fait, le montage au fond est simplifié parce que toutes les connexions dans la commande constructivement à part peuvent être déjà établies en surface. On évite des méprises dans les raccordements de flexibles.

Les blocs de commande doivent être simplifiés par passage à des soupapes sur socles et transformés pour fonctionner à la pression de travail d'une atmosphère ; les projets sont terminés.

Ainsi l'étude des pièces détachées nécessaires à l'automatisation est arrivée à un point tel que leur fabrication en série a pu être discutée avec les constructeurs (22).

D'autres recherches à la machine d'essai pour soutènement marchant ont concerné la structure des rallonges (voir chapitre A de ce rapport) et des châssis de base (semelles) du soutènement marchant. Ces semelles doivent non seulement pouvoir franchir des rejets dans le mur mais elles doivent d'autres part écarter le fin charbon au mur sans grimper sur lui. Les liaisons élastiques entre châssis de base et étançons ainsi que les articulations ont fait l'objet d'autres recherches au banc d'essai. Ici encore les travaux de recherches ont conduit à des formes constructives bien au point.

D - Action réciproque entre le soutènement et le massif

Au terme de la période de recherche, on avait établi qu'un surplomb du toit de taille dans la zone foudroyée est souvent lié à une amélioration du toit de la taille. Ce résultat de recherche a pu être confirmé au fond à l'aide de recherches systématiques. Au cours de 17 relevés statistiques du toit de taille au fond, on a également déterminé la longueur de tels surplombs. De ces relevés et des essais sur maquette de taille, on a pu déduire que des surplombs en porte à faux se présentent surtout là où existent des bas-toits puissants de résistance uniforme. Lorsque la résistance du soutènement est faible, le danger d'un éboulement en taille peut apparaître.

Des surplombs avec agrippage en forme de voûte se présentent au contraire principalement dans des bancs de résistance différente (fig. 6). Quand l'agrippage du toit parallèle aux bancs se maintient, de tels surplombs sont favorables au contrôle du toit de la taille : la tension horizontale maintient les fissures fermées et empêche la chute de blocs de toit en taille (12). Sur la maquette de taille, on a pu créer l'agrippage parallèle aux bancs, en provoquant le surplomb et l'abaissement graduel par une espèce de soutènement à bouclier (11). Effectivement, on parvint ainsi à éviter des éboulements. Au contraire, un soutènement plus rigide à l'arête de foudroyage, occasionnellement recommandé autrefois, entraîne une fracturation du toit et donc une disparition de l'agrippage.

Le procédé mis au point au cours de la période de recherche, relatif au relevé statistique du toit de taille (21), a également fait ses preuves comme moyen de recherche industriel. Des relevés dans plus de 80 tailles ont étudié complètement l'effet de divers types

de soutènement sur le comportement du toit à l'éboulement. Étançons individuels, soutènement marchant de divers types, treillis de garnissage et autres mesures de soutènement en taille ont été appréciés en détail. Prévoir qu'une taille peut s'accommoder d'un soutènement marchant reste difficile si on ne dispose pas d'expérience sur la même taille avec étançons individuels.

Le résultat d'un relevé d'une taille du bassin Nord de la France est remarquable; dans cette taille, on a relevé un bon contrôle du toit. La sensibilité du toit aux éboulements n'atteignait que 9% contre 27% en moyenne dans la Ruhr. Avec une sensibilité du toit aussi faible, le soutènement marchant peut toujours être utilisé avec un bon rendement économique.

Les influences de l'organisation en taille furent étudiées particulièrement à fond. On programma une maquette de calcul, sur laquelle on peut simuler les opérations en taille. Le but de cette étude complémentaire est d'obtenir dans ses détails le cycle de travail le plus favorable (voir chapitre J).

L'influence d'une grande ouverture a pu elle aussi être étudiée à partir de très nombreuses observations en taille (21). La sensibilité à l'éboulement ne dépend pas de l'ouverture. Cependant, si l'ouverture augmente, la tendance du front de charbon à se délayer augmente: pour des couches de 1 m, on observe en moyenne un surplomb du front de 25 cm, tandis que pour une ouverture de 2,50 m le front présente un talutage de 30 cm (fig. 7). Pour cette ouverture, 90% de la longueur de taille se délavent et 20% des endroits délavés s'écartent de plus de 1 m de l'alignement général du front: pour cette raison, la tendance à l'éboulement augmente, comme on le sait. Le retard à la pose du soutènement est d'ailleurs plus grand dans les couches puissantes. Ce retard lui aussi augmente le pourcentage des éboulements du toit en taille conformément à ce qui a été établi précédemment. Par conséquent il faut, précisément en couches puissantes, soutenir la zone en porte à faux très vite et de manière efficace. Cette règle suscite quelques déductions, qui ont été communiquées à tous les sièges sous forme de directives.

Dans le cadre du projet de recherche, on s'est assigné une nouvelle tâche au cours de la période couverte par le rapport: on a entrepris pour la première fois des dépouillements statistiques des relevés effectués dans quelque 500 voies de chantier (18). On a d'abord étudié les voies avec passage de taille d'un seul côté. En relation avec des données de la géologie et de la technique du soutènement, telles que protection de la voie et type de remblai, on a représenté la hauteur, la largeur et la section résiduelles, la convergence, le soufflage du mur et la

déformation du soutènement, en fonction de la distance à la taille. Les dépouillements confirmèrent entre autres l'influence sur la convergence de la pente et de l'ouverture prise. Dans les voies soumises à de fortes pressions, la convergence, malgré un alourdissement du profilé (40 kg/m) et un rapprochement des cadres (jusqu'à moins de 40 cm), a été plus élevée (jusqu'à 20 à 25% de la hauteur de voie) que dans le cas de massifs soumis à des pressions plus faibles (10 à 18% pour 21 kg/m et 140 cm d'écartement entre cadres); les fortes poussées ne peuvent être contenues par le poids du profilé et par l'entre-cadres. La convergence à hauteur de la taille est certes plus élevée (13%) dans le cas de voies creusées en avant que dans le cas de voies bossées en arrière de la taille (6%); cependant dans les voies étudiées, avec déhoussement d'un seul côté, la convergence des voies bossées à l'arrière a rattrapé après 200 m celle des voies creusées en avant (22%). Des sections de voie plus grandes (14,5 m²) ont conduit à un rapport entre hauteur résiduelle et hauteur initiale nettement plus faible (62%) que dans le cas des sections plus petites (7,5 m²: 86%). Les pertes de section avec cintres coulissants furent en moyenne un peu plus fortes qu'avec cadres articulés sur piles de bois. Avec piles de bois fourrées de pierres en guise de protection pour la voie, on a obtenu une convergence finale plus faible qu'avec épi de remblais large de 6 m. Remarquons que l'on a constaté que la résistance du soutènement était trop faible dans presque toutes les voies étudiées. Des relations simples ne peuvent être déduites des résultats. D'autres résultats, concernant surtout la stratigraphie des bancs, seront discutés dans le cadre d'une thèse de doctorat.

E - Propriétés de la roche et du massif

Les mesures de la résistance et des caractéristiques de déformation sur des échantillons de roche et de charbon ont été poursuivies, le plus souvent en parallèle avec les relevés statistiques en taille. Cependant les résultats de ces travaux ne permettent pas encore de prévoir le comportement du massif à partir d'essais sur roches. C'est pourquoi d'autres essais sur maquettes furent effectués, concernant l'influence de diaclases (voir ci-après) et on a proposé des sondages carottés en grand nombre pour un projet de recherche ultérieur.

Les résultats des mesures de résistance ont pu être mis en corrélation avec des mesures statistiques au marteau à rebondissement. A l'occasion d'une thèse de doctorat en 1969 (Haute École technique d'Aix-la-Chapelle), J. Leonhardt a exposé en détail les conditions et les moyens nécessaires au calcul de la résistance à partir de mesures au marteau à rebondissement.

Le point clef de la recherche a été, au cours de la période envisagée par ce rapport, l'influence de la vitesse de mise en charge sur la résistance à la compression des échantillons rocheux. Le résultat des essais actuels permet pour la première fois de mettre en évidence une différence fondamentale entre échantillons de grès et ceux de schiste : avec le grès (en cas de charge normale au banc) la rupture sous charge statique a déjà lieu pour une pression plus basse que dans le cas d'une mise en charge rapide (10 kg/cm² s); au contraire avec le schiste (chargé parallèlement à la stratification) on a atteint avec charge statique et lente croissance de la charge une résistance plus élevée qu'en cas de mise en charge rapide. Le dernier résultat, rencontré aussi occasionnellement dans les pays de l'Est, est probablement attribuable à un polissage des surfaces d'échantillons comprimées sous la charge croissant lentement. Une véritable influence d'une charge de longue durée sur la résistance ou sur la déformation des roches carbonifères (fluage, comportement plastique) n'a pas encore pu être mise en évidence.

Des essais de compression tri-axiale sur roches n'ont pas eu lieu durant la période couverte par le rapport. L'appareil triaxial a été amélioré du point de vue mesures de déformation sous compression tri-axiale.

F - Essais sur maquettes à l'échelle 1 : 10

Sur la maquette de taille, on a recherché, en poursuivant des travaux antérieurs, les causes de certaines formes de fractures, observables au fond dans le toit. Le type de fissure est indépendant de la résistance du soutènement et est toujours déterminé par les conditions géologiques. Des fissures inclinées vers l'arrière-taille (R4) se présentent en tant que ruptures au cisaillement au-dessus du front d'abattage, en cas de toit raide, régulier, sans surface de décollement. Des fissures inclinées vers le front (R3) se forment dans des bas-toits de résistance faible ou variable, sans surface de décollement, si ces bas-toits sont recouverts de bancs de résistance plus grande et s'il se produit un agrippage entre le bas-toit et les bancs surincombants. Si l'agrippage est supprimé par une surface de glissement, des R4 limitées ou également des coins (R5) apparaissent dans le bas-toit. Pour des résistances supérieures à 500 kg/cm², il ne subsiste plus que des fissures normales (R2) d'égale importance, que des surfaces de décollement existent ou non.

Au début, moins d'éboulements du toit en taille se sont produits dans la maquette qu'au fond. C'est pourquoi des matériaux pour maquette d'un poids spécifique plus élevé furent construits et éprouvés. Cependant même de cette façon on n'a pu parvenir à reproduire assez fidèlement l'état du toit au fond.

La cause présumée, c'est une résistance trop élevée à la traction des matériaux de la maquette, provoquée par un manque de séchage des maquettes de taille. Au banc d'essai, celles-ci ne peuvent pas sécher entièrement à cause de la paroi arrière et du faible temps disponible. C'est pourquoi on a rassemblé quelques maquettes de voies complètement séchées pour constituer une maquette de taille en vue d'essai. Au cours de celui-ci, des éboulements se sont réellement produits tels qu'il s'en présente au fond (fig. 8).

Sur une autre maquette de taille, on a étudié l'action d'une résistance très élevée du soutènement, utilisée par exemple aux USA :

Des essais avec étauçons de 100 tonnes et une distance importante entre pointe de rallonge et front (supérieure à 2 m) ont montré que, si la résistance du soutènement croît, les éboulements se réduisaient réellement, mais ne pouvaient être empêchés avec certitude. Au contraire, en réduisant à moins de 1 m la distance pointe de rallonge - front, les éboulements au cours des mêmes essais furent éliminés. En outre, dans le cas d'un soutènement extrêmement résistant, existait toujours le danger que des parois R3 ne soient entraînées par laminage vers la zone foudroyée et qu'ainsi la dernière rangée d'étauçons ne soit dégarinée. On ne devrait donc faire appel à une résistance de soutènement extrêmement élevée que là où des bancs rocheux massifs existent dans le toit.

Sur la maquette de taille, on a également étudié les causes et les effets des surplombs au-dessus de l'allée d'abattage (chapitre D). En conclusion, on s'est prononcé en faveur d'un soutènement qui renforce l'action favorable des surplombs agrippés (voir chapitre G).

Comme les problèmes des voies ont une importance décisive pour les tailles mécanisées (7) (10), des essais sur maquettes furent poursuivis également du point de vue soutènement des voies (9). Au cours de la période concernée par le rapport, on a effectué en particulier des essais avec section de voie larges, rectangulaires (19), sans et avec boulonnage, et des essais avec soutènement constitué de plaques de béton formant une section de voie circulaire. D'après ces essais, le soutènement formé de segments en béton armé est apte à contrôler un massif rocheux de très mauvaise qualité, jusqu'à une profondeur de 1 300 m; il se recommande aussi pour les passages en zones sous-cavées, si l'on a soin de dimensionner convenablement les intercalaires flexibles (fig. 9).

En fin de compte, on a étudié environ 5000 maquettes sur lesquelles on a déterminé séparément l'influence de la résistance du soutènement, boulonnage compris, sur l'aire ou sur la couronne de la voie (17). Dans le cas d'un soutènement de faible résistance,

les bancs de terrains sont plissés par la poussée parallèle à la stratification; par contre, si le soutènement est très résistant, il ne se produit que des failles inverses plates, qui provoquent des pertes de section plus faibles en voie. Ce résultat a pu être estimé quantitativement et présenté sous forme de tableaux; pour un type de roche et des dimensions de voies donnés, on peut en déduire la résistance à donner au soutènement afin d'éviter la formation de plissements (fig. 10). Ces essais ont été élargis en considérant l'influence de différentes puissances des bancs et de différents coefficients de frottement, de la compression tri-axiale et de la présence de cassures.

Le boulonnage en voie conserve un grand intérêt. Pour en établir des consignes sur une base la plus large possible, l'équipe de chercheurs de la station d'essai a visité des voies boulonnées en Allemagne et à l'étranger et discuté les lignes de conduite suivies à l'étranger à propos du boulonnage. En outre on poursuit des applications du boulonnage à titre d'essai. Toutefois, encore de nombreux problèmes de dimensionnement et de contrôle du boulonnage sont en suspens. Pour cette raison, on a effectué plusieurs séries d'essais sur maquettes avec empilages de strates ancrés; on y a étudié l'influence de la longueur d'ancrage, de la densité et de l'implantation du boulonnage, pour différentes stratigraphies.

La résistance d'un tel empilage rocheux à une poussée suivant la stratification est limitée par son flambage vers la voie. Grâce à des boulons d'ancrage perpendiculaires aux bancs, cette résistance devint comparable à celle offerte par un soutènement classique de 12 t/m²; par contre, des boulons disposés en éventail ont porté la résistance à des valeurs aussi élevées qu'en présence d'un soutènement classique de 34 t/m². D'où le but, qui est d'éviter des exfoliations en ne permettant que la formation de failles inverses, est le mieux atteint en disposant les boulons en éventail; l'allongement des boulons et l'augmentation de leur nombre ont une action favorable de même grandeur. Naturellement, l'efficacité des boulons est fort influencée par la résistance de l'empilage rocheux à ancrer et par la puissance des bancs qui le constituent.

Finalement, quelques autres essais sur maquettes de différentes grandeurs répondirent à la question de savoir s'il est nécessaire de consolider la voie au moyen d'épis de remblai ou de piles de bois (16). Les essais, tout comme les observations au fond, ont montré qu'en général on peut renoncer aux épis de remblai et aux séries de piles, sans que des ennuis apparaissent dans les voies de chantier (19). Cela n'est assurément pas valable en cas de couche de grande ouverture (au-delà de 1,80 m) et en cas de gisement incliné.

3 - Autres résultats des travaux de recherche

G - Soutènement bouclier

Nous l'avons déjà signalé dans le rapport, observations au fond et essais sur maquettes ont démontré l'action favorable d'un toit de taille agrippé à la manière d'une voûte; souvent le fait est constatable dans le surplomb derrière le soutènement. On a recherché sur maquette le moyen de maintenir une telle voûte durant l'affaissement du toit. Ce fut possible en s'aidant d'un bouclier voûté (fig. 11); on a pu du même coup améliorer effectivement le toit au-dessus de la taille.

Ce type de bouclier voûté n'a pas été retenu jusqu'à présent dans les projets de construction, car il faut en attendre des difficultés concernant la portance et le ripage. Au contraire, on a consacré beaucoup d'attention aux formes constructives actuelles du soutènement bouclier, à cause de nombreux avantages, entre autres à cause du soutien rapide et agissant du toit: des renseignements extraits de publications (11), conjugués à des visites de mines et à des études au banc d'essai concernant le soutènement «pile-à-flèche», ont montré les avantages de ce type de soutènement et contribué à ce qu'en 1970 le soutènement bouclier soit introduit dans le bassin de la Ruhr à titre d'essai. Un avantage de ce soutènement réside dans la bonne protection de l'espace en taille aussi bien contre les éboulements du toit que contre les éboulis de foudroyage. D'autres avantages sont sa stabilité aux déviations dues à la poussée latérale du toit, sa mise en charge croissante, l'agrippage du toit en direction du charbon lorsque la convergence s'établit (12) et sa grande capacité d'adaptation à des ouvertures variables.

H - Consolidation du toit de la taille

Conformément aux résultats de recherches, les éboulements en taille peuvent être combattus surtout par l'automatisation du soutènement marchant. En cas de toit particulièrement mauvais, par exemple dans le voisinage des dérangements, la consolidation au moyen de résine synthétique ou de ciment peut être considérée comme un autre moyen d'améliorer le toit. Dans le cadre du projet de recherche, une taille fut étudiée, dans laquelle le toit était localement si fragile, que le charbon devait être abattu manuellement. Par l'injection de ciment dans l'éponte au-dessus du front, le toit a pu être amélioré à un tel point qu'il pouvait à nouveau être retenu. La colle de ciment pénétrait jusqu'à 1 m de profondeur dans les fissures de l'éponte, sans ressortir du front de charbon. Les éboulements diminuèrent si fort que l'abattage mécanique a pu reprendre. Il faut poursuivre les essais de ce genre avec ciment comme aussi avec résine synthétique.

I - Pressions de terrains et planning d'exploitation

Les relevés statistiques dans les tailles et les voies ont non seulement précisé l'influence du soutènement sur le massif, mais ont aussi permis de détecter l'influence d'une pression additionnelle variable sur les éboulements en taille ou sur la réduction des sections en voie (fig. 12). Pour la gestion des voies on peut en tirer des lignes de conduite (4), qui ont déjà fait leurs preuves dans certains cas (par exemple, l'exploitation dite «en Z») et qui influenceront le développement ultérieur des méthodes d'exploitation. L'action des limites d'exploitation et des piliers abandonnés dans des couches voisines peut être évaluée quantitativement par les relevés statistiques.

Pour pouvoir prédire avec une précision encore plus grande les zones dans le massif où la pression sera plus élevée ou plus faible, la station de recherches a effectué des essais photoélastiques (5) (6) et a entrepris l'installation d'un programme de calcul (modèle digital). Les 2 procédés reposent sur l'hypothèse de l'assimilation à un massif élastique; ils fournissent cependant des données pertinentes de comparaison concernant la pression. Tandis que les essais photoélastiques ne permettent d'étudier qu'un seul plan perpendiculaire, le modèle digital représente une vaste découpe à 3 dimensions dans le massif, dans laquelle des exploitations peuvent être figurées avec vue en plan quelconque dans 4 couches au maximum. Les résultats actuels avec les 2 procédés sont encourageants, de sorte qu'une extension a été projetée. Auparavant on étudiait surtout des situations de base; désormais des cas particuliers, réels, peuvent être calculés à fond et en grand nombre. De cette manière, les tronçons de voies et de tailles en zones difficiles peuvent être reconnus d'avance et être évités par une autre gestion de l'exploitation ou traités par des mesures adéquates (soutènement renforcé, protections).

J - Simulatrice

Au cours des dernières années les relevés au fond ont été étendus à l'influence du temps, c'est-à-dire du cycle de travail en taille, au rendement du boisage et à l'efficacité du soutènement. Le dépouillement de semblables observations et les prévisions concernant l'organisation la plus favorable de la marche d'un chantier doivent être entreprises à l'avenir au moyen d'un programme spécial de calcul (simulatrice). A cet effet, les relations entre vitesse d'avancement, attelée, vitesse de pose du soutènement et influence des dérangements ont été élaborées et rassemblées théoriquement. Le programme destiné à la simulatrice est déjà établi en projet.

Pour ces travaux et d'autres de planning et de recherches, on a installé en outre un poste centrali-

sateur des données, également basé sur une assimilation électronique des données.

K - Publications et diffusion des résultats

Les résultats des travaux de recherches ont été communiqués dans les publications rassemblées en annexe (1 - 26). En outre, ils ont été immédiatement envoyés aux sièges sous formes de conseils particuliers, ou de rapports et d'instructions pour les ingénieurs d'exploitation. Le nombre sans cesse accru de ces communications témoigne de l'intérêt croissant pour les résultats de recherche :

	1967	1968	1969
Publications	5	5	8(+8 ⁽¹⁾)
Rapports	69	81	104
Directives	123	122	170

(¹) Une présentation d'ensemble des résultats jusqu'en 1969 a été donnée sous forme de 8 exposés à la Journée d'information organisée par la CEE à Luxembourg (17 - 24)

4 - Questions en suspens: programme de recherches 1970-1971

En résumé, on peut déclarer que l'exploration des exigences concernant le soutènement marchant et des moyens de les satisfaire a pu être, en substance, menée à son terme. Par contre, les problèmes concernant principalement le planning des voies de chantier et le dimensionnement de leur soutènement sont restés en suspens (26). Ces problèmes gagnent d'autant plus en importance que, la concentration des exploitations et la production par chantier augmentant, le rendement dans les voies de chantier sera de plus en plus décisif pour la rentabilité de l'exploitation. Par conséquent, un plan de recherches très étendu, délimité en accord avec les autres pays charbonniers de la Communauté européenne, a été établi pour les années à venir et remis à la CEE. Les points clefs que l'on y trouve sont le mesurage et le calcul prévisionnel des pressions de terrains, le comportement des voies de chantier sous différentes conditions géologiques et d'exploitation, enfin la mise au point des formes de section et de soutènement les plus favorables dans les voies de chantier. En parallèle, les mises au point du soutènement marchant examinées jusqu'à présent doivent être éprouvées et introduites au fond à une échelle élargie (24).

5. Publications de 1967 à 1969

1. Irresberger, H. :
Études concernant l'adaptation des rallonges du soutènement marchant par rapport au toit dans l'industrie charbonnière du bassin de la Ruhr. Glückauf-Forschungsh. 28 (1967), P. 111/16.
2. Irresberger, H. :
L'automatisation du soutènement marchant par commande programmée pneumatique en fonction du temps, avec contrôle par palpeurs. Annales des mines de Belgique. 1967, P. 891/906.
3. Rätz, B.W. :
Soutènement de taille sous l'angle de son évolution. Techn. Mitt. H.d.T. 60 (1967), P. 384/90.
4. Jacobi, O. :
La gestion des voies de chantier favorable du point de vue mécanique des roches. Glückauf 103 (1967), P. 1302/09.
5. Klöckner, M. :
Essais photoélastiques sur maquettes concernant les superpositions de tensions créées par les stots de charbon et les limites d'exploitation, dans le cadre de la recherche sur les pressions de terrains. Thèse de doctorat, Technische Hochschule Aachen 1967.
6. Klöckner, M., et Jacobi, H. :
La pression additionnelle affectant les exploitations sous-jacentes à des stots de charbon et à des limites d'exploitation dans des essais photoélastiques sur maquettes. Glückauf-Forschungsh. 29 (1968), P. 305/09.
7. Irresberger H. :
Soutènement mécanisé de taille et larges voies rectangul. Bergbau-Angest. 19 (1968), P. 127/28.
8. Jacobi, O., et Kutzer, R. :
Nouvelles méthodes concernant le contrôle des pressions de terrains dans les mines de la Ruhr. Umschau Wiss. Techn. 68 (1968), P. 820/21.
9. Götze, W. :
Processus et déformations de rupture autour des voies dans un massif stratifié. Thèse de doctorat, T.U. Berlin 1968.
10. Jacobi O. :
Recherche dans le domaine de la mécanique des roches et développements du point de vue technique du soutènement pour taille et voie. Glückauf 104 (1968), P. 875/78.
11. Plonka, H. :
Soutènement bouclier et bouclier voûté. Thèse d'ingénieur, Technische Hochschule, Aachen 1969.
12. Jacobi, O. :
Espaces vides à l'arrière des tailles foudroyées et leur importance pour le contrôle du toit. Glückauf 105 (1969), P. 7/16.
13. Irresberger, H. :
Situation du soutènement commandé en séquence et du soutènement automatisé. Glückauf 105 (1969), P. 206/12.
14. Everling, G. :
Mesure et interprétation des processus dans le toit des tailles en Grande-Bretagne. Glückauf 105 (1969), P. 660/62.
15. Irresberger, H. :
Amélioration du toit en taille par la pose plus rapide du soutènement. Glückauf 105 (1969), P. 707/10.
16. Spruth, F. :
Faut-il garantir les abords d'une voie de chantier ? Glückauf 105 (1969), P. 981/86.
17. Buschmann, N. :
Déformation des voies de chantier dans les essais sur maquettes. Journée d'information «Pressions de terrains et soutènement de mine», Luxembourg 1969, exposé 2.
18. Hahn, H. :
Analyse statistique du comportement du soutènement dans les voies de chantier. Journée d'information «Pressions de terrains et soutènement de mine», Luxembourg 1969, exposé 6.
19. Everling, G. :
Choix de la section, dimensionnement du soutènement et protection des voies de chantier. Journée d'information «Pressions de terrains et soutènement de mine», Luxembourg 1969, exposé 11.
20. Götze, W. :
Phénomènes de rupture lors du démarrage des tailles foudroyées. Journée d'information «Pressions de terrains et soutènement de mine», Luxembourg 1969, exposé 14.
21. Herwig, H. :
Obtention statistique des influences sur les éboulements en taille. Journée d'information «Pression de terrains et soutènement de mine», Luxembourg 1969, exposé 18.
22. Rätz, B.W. :
Degré d'évolution du soutènement marchant au vu des résultats d'études à la machine d'essai. Journée d'information «Pressions de terrains et soutènement de mine», Luxembourg 1969, exposé 20.

23. Irresberger, H. :
Automatisation du soutènement marchant en vue de mieux contrôler le toit. Journée d'information «Pressions de terrains et soutènement de mine», Luxembourg 1969, exposé 21.
24. Jacobi, O. :
Résumé et conséquences pour l'évolution future du soutènement de taille. Journée d'information «Pressions de terrains et soutènement de mine» Luxembourg 1969, exposé 23.
25. Irresberger, H. :
Moins d'accidents en taille grâce au soutènement marchant. Glückauf 105 (1969), P. 1117/18.
26. Jacobi, O. :
Le problème de l'établissement des voies pour les tailles à grosse production. Glückauf 105 (1969), P. 1147/51.

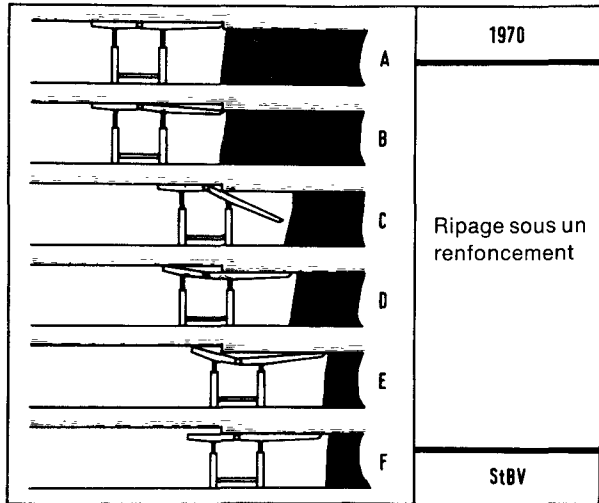


Fig. 1 – Comportement d'une file de rallonges articulées lors du ripage sous un renforcement.

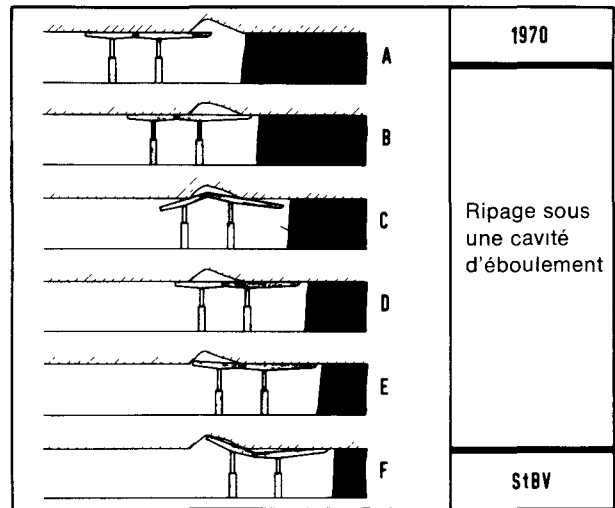


Fig. 2 – File de rallonges articulées sous une cavité d'éboulement

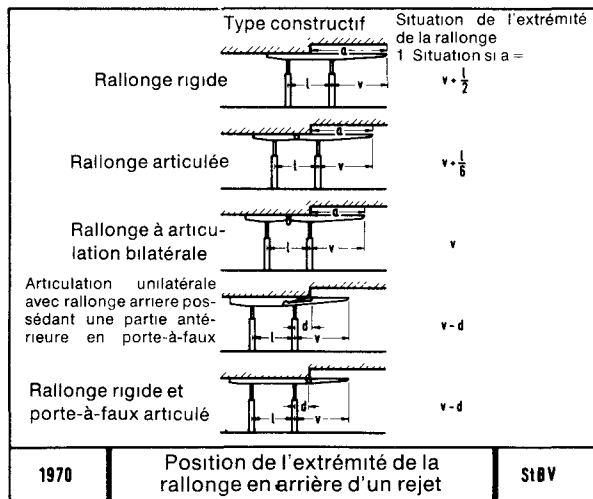


Fig. 3 – La position de l'extrémité de la rallonge en face d'un rejet en toit, pour différents types constructifs

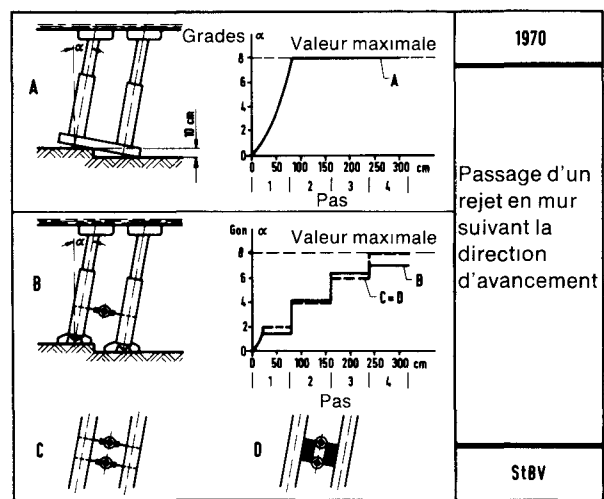


Fig. 4 – Rejet en mur suivant la direction d'avancement

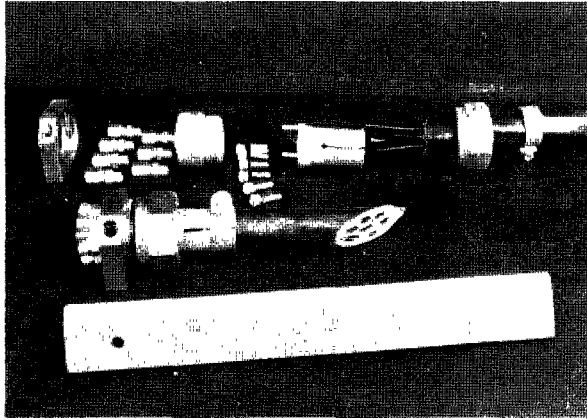


Fig. 5 – Botte de flexibles à accouplement rapide multiple

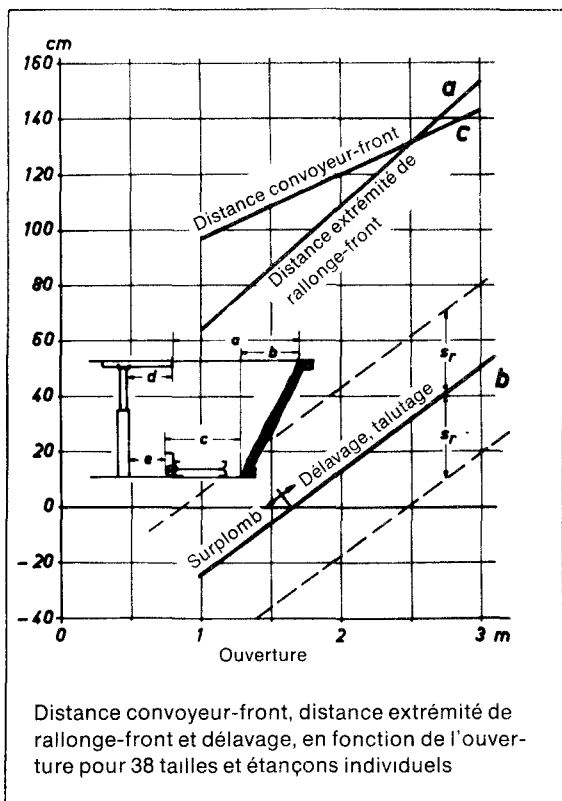


Fig. 7 – Délavage du front de charbon, en fonction de l'ouverture

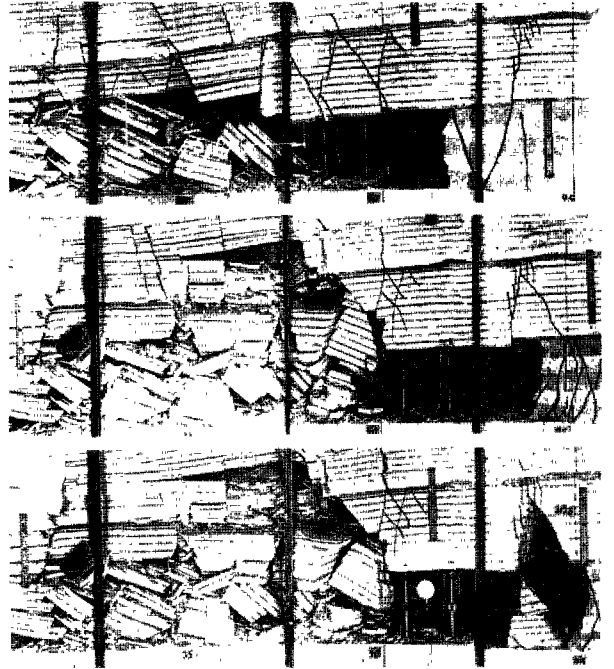


Fig. 6 – Surplomb avec agrippage (en haut) et sans agrippage (en bas). Eboulement si l'agrippage fait défaut



Fig. 8 – Éboulements en toit, sur une maquette de taille de faible résistance à la traction

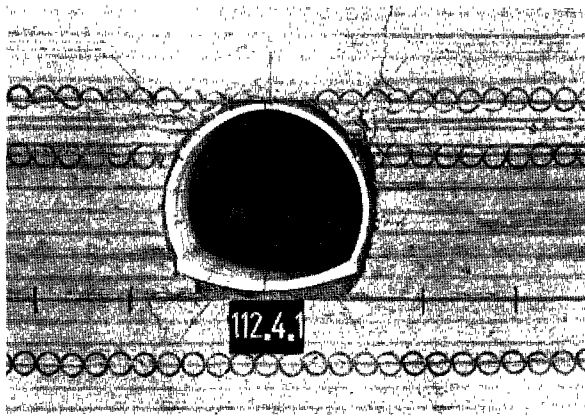


Fig. 9 – Maquette de voies avec soutènement circulaire en plaques de béton armé

Résistance à la compression	Résistance du soutènement (T/m^2)							
	Largeur de voie							
	3 m		4 m		5 m		6 m	
	Mince	Épais	Mince	Épais	Mince	Épais	Mince	Épais
100	10	5	10	5	10	5	5	5
200	20	5	20	5	20	5	15	5
300	35	5	30	5	25	5	20	5
400	45	5	40	5	35	5	30	5
500	60	10	55	5	50	5	45	5
600	70	15	65	10	60	5	55	5
700	80	20	75	15	70	10	65	5
800	95	30	85	25	80	20	75	10

Épaisseur de l'horizon de plissement = 2 mm strates { minces = 2 cm épaisses = 20 cm

Résistance du soutènement nécessaire pour empêcher la formation des plissements

Fig. 10 – Résistance du soutènement nécessaire pour empêcher le plissement de la couronne ou de la voie

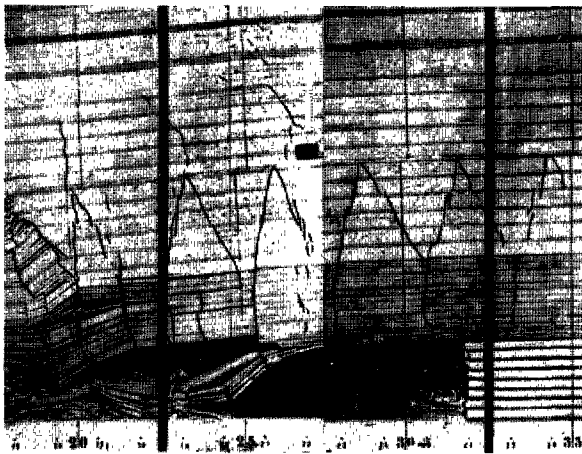


Fig. 11 – Soutènement avec bouclier voûté (maquette de taille): l'agrippage du bas-toit reste maintenu

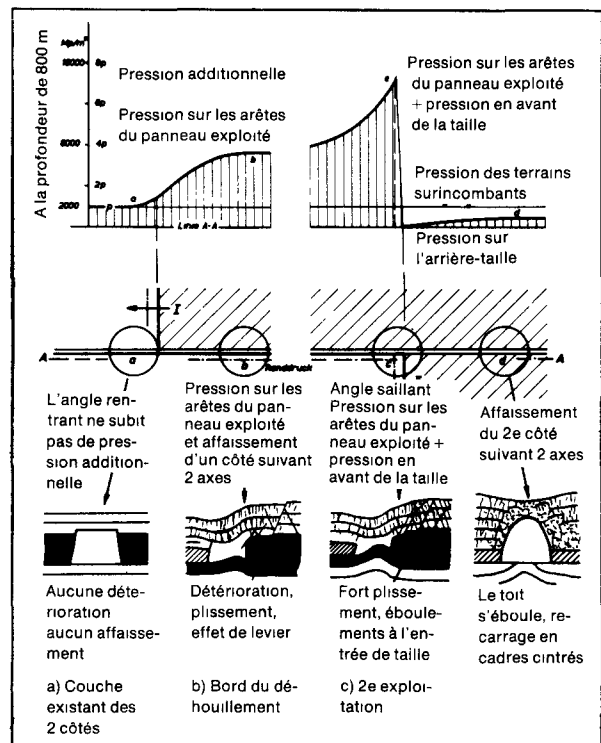


Fig. 12 – Pression aux abords d'une exploitation en avant et en arrière de la 1re taille, et avant de la 2e taille. Effets de la pression sur la voie de chantier. Les données numériques sont le résultat provisoire d'une étude statistique

**Publications technico-économiques de la Commission
des Communautés européennes dans le domaine du charbon**

Doc n°	Titre	Année	Langues	Prix en unités de compte
9591/1/59/1	Creusement rapide de galeries dans le rocher et dans le charbon	1959	a	2,50
6740/2/60/1	Mesures de rationalisation dans les charbonnages	1960	a, f	2,50
11848/2/66/1	Mesures de rationalisation et de modernisation dans les charbonnages des bassins de la Sarre et de la Lorraine	1966	a, f	3,00
	Le grisou et les moyens de le combattre			
	Deuxième journée d'information du 10 février 1967 à Luxembourg	1967	a, f	2,50
13909	Reunion technique de la commission de recherches charbon du 10 au 12 avril 1967 à Essen	1967	a, f	2,50
	Recueils de recherches Charbon			
11466/2/66/1	N° 1 Chargement des fours à coke avec du charbon préchauffé	1966	a, f, i, n	1,50
11734/2/66/1	N° 2 Combustion de charbon	1966	a, f, i, n	1,50
11735/2/66/1	N° 3 Inflammation et combustion de charbon gras sur grille	1966	a, f, i, n	1,50
12546/2/66/1	N° 4 Mécanisation du creusement au rocher - Machine de creusement des galeries SVM 40	1966	a, f	1,50
12633/2/66/1	N° 5 Chaudière «Packard» à tube d'eau à grille oscillante	1966	a, f	1,50
12634/2/66/1	N° 6 Chaudière «Packard» à tube d'eau alimentée à charbon pulvérisé	1966	a, f	1,50
14057	N° 7 Dégagements instantanés I - CERCHAR	1966	a, f	1,50
14059	N° 8 Dégagements instantanés I - INCHAR	1966	a, f	1,50
3931	N° 9 Mise à l'épreuve de barrages et d'arrêts-barrages	1967	a, f	1,50
3936	N° 10 Télécontrôle et télécommande en taille havee	1967	a, f	1,50
4488	N° 12 Desulfuration des gaz de fumées des foyers au charbon	1969	a, f	1,50
4489	N° 13 Contraintes, mouvements et formation de cassures dans les roches encaissant les galeries en veine	1969	a, f, n	1,50
4490	N° 14 Chaudière de chauffage central à coke	1969	a, f, n	1,50
15837	N° 15 Etude sur le tirage des cheminées sous l'influence de rafales de vent	1970	a, f, n	2,50
	N° 17 Soutènement mecanise I - Steinkohlenbergbauverein	1969	a, f	2,50
16085	N° 18 Télécommande et automatisation des travaux souterrains dans les houillères du Royaume-Uni et de la Communauté européenne du charbon et de l'acier (Situation 1968)	1970	a, f	1,50
15745	N° 20 Recherches fondamentales sur la chimie et la physique des charbons et des cokes - Rapport de synthèse 1963-1965	1968	a, f	3,50
4543	N° 21 Commandes hydrostatiques pour des installations d'abattage de charbon	1968	a, f, n	1,50
	N° 22 Recherches sur les pressions des terrains I - Steinkohlenbergbauverein	1969	a, f	1,50
4492	N° 23 Recherches sur les pressions des terrains I - CERCHAR - Rapport général	1968	a, f	1,50
	N° 24 Recherches concernant les mouvements de terrain au voisinage des galeries	1969	a, f, n	1,50
	N° 25 Mécanique des terrains houillers dans le cas de déformations planes	1969	a, f	5,50
4493	N° 26 Etude concernant le gisement, le dégagement du grisou et les moyens de le combattre, effectuée dans les mines des Pays-Bas	1968	a, f, n	1,50
4494	N° 27 Etude des pressions de terrain en relation avec les dégagements instantanés de grisou	1969	a, f, n	1,50
	N° 28 Cadres articulés sur piles de bois	1969	f, n	1,00
15791	N° 29 Recherches fondamentales sur la chimie et la physique des charbons et des cokes - Rapport de synthèse II 1965-1967	1969	a, f	1,50
16353	N° 30 Essais d'explosion avec des arrêts-barrages et des barrages d'isolement	1970	a, f	2,50
16409	N° 31 Expertise sur le creusement des galeries au rocher	1970	a, f	2,50
16490	N° 32 Utilisation des cendres volantes et du mâchefer de générateurs de vapeur chauffés au charbon	1970	a, f	1,50
	N° 33 La recherche charbonnière encouragée par la Communauté	1970	a, f, i, n	1,00
16878	N° 34 Le gisement et le dégagement du grisou I 1962-1968 - StBV	1971	a, f	
16879	N° 35 Le gisement et le dégagement du grisou I - 1963-1968/INIEX	1971	a, f	2,50
	N° 36 Recherches fondamentales sur la chimie et la physique des charbons et des cokes - III 1967-1969	1971	a, f	3,50
5641	N° 37 Soutènement mécanisé II	1971	a, f	3,00
5610	N° 38 Sur la mécanique de la combustion du charbon - 1962-1970 - CERCHAR	1971	a, f	2,50
16880	N° 39 Foration par enlèvement	1972	en prep	8,00
	N° 40 Rapport d'activité 1970	1971	a, f	1,50
	N° 41 Dégagements instantanés de méthane et de charbon - 1962-1969, Cerchar	1972	en prep	5,00
	N° 42 Télécommande et télécontrôle d'une taille à rabot et soutènement marchant	1971	en prep	4,00
EUR 4520	Technique et évolution dans le domaine de la cokéfaction	1970	a, f, e	14,00
EUR 4533	Pression des terrains et soutènement dans les mines	1970	a, f	16,00
EUR 4641	Recherche charbonnière - Application à la technique minière - Base pour nouveaux produits	1971	a, f	5,00
EUR 4670	Maîtrise du dégagement grisouteux - Amélioration du climat	1971	a, f	15,00

Des exemplaires supplémentaires du présent recueil tout comme les publications mentionnées plus haut peuvent être commandés à

Office des publications officielles des communautés européennes
Case postale 1003 - Luxembourg

