

# Soutènement en acier et en métal léger (1)

Dr Ing. F. SPRUTH,

Compte rendu par L. DENOEL.

La première édition de ce livre en 1948 a obtenu un réel succès. Au cours de ces dernières années, la question du soutènement est restée à l'ordre du jour des Congrès, des discussions, des essais et des inventions. Les matériaux abondent, épars dans de nombreuses publications. Des dispositifs et des procédés qui, cinq ans auparavant, paraissaient des innovations hardies, sont maintenant d'application courante. Rien que du point de vue documentaire, la nouvelle édition de l'ouvrage devait donc être considérablement augmentée et mise à jour. L'auteur s'est acquitté de sa tâche avec objectivité et discernement.

Les principaux chapitres qui ont été complètement remaniés et développés sont d'abord le chapitre II, consacré aux *Pressions de terrain et spécialement à la première poussée*; le chapitre IV consacré aux *Matériaux de soutènement*; les chapitres VI, VII et VIII traitant des *Etançons et des chapeaux métalliques*.

Un intérêt tout spécial s'attache au chapitre II, puisque c'est celui qui prête le plus à controverse. L'auteur prend soin de nous avertir qu'il ne considère que les exploitations par tailles continues et les conditions du gisement houiller westphalien. Ainsi limité, ce domaine gagne en précision et les conclusions qui sont solidement établies, sont valables pour tous les cas similaires.

Faut-il dire que tout ce chapitre est un plaidoyer pour la théorie de la voûte de pression ? Et d'abord, que faut-il entendre sous cette dénomination ? Ce n'est pas une porte cintrée et ouverte, c'est un espace que l'on se figure limité par une espèce de voûte et dans lequel existe un massif ou noyau délesté en grande partie de la pression des strates supérieures. Ce n'est pas la même chose que la « zone de Trompeter » ni que le « dôme de Fayol » et il convient notamment d'abandonner la première de ces expressions que l'on rencontre encore dans certaines publications, parce que ni l'un ni l'autre de ces auteurs n'a fait mention de la décharge de la pression dans la zone d'abatage. Trompeter admettait que les phénomènes de pression en avant et

en arrière du front de taille étaient dus à la détente élastique du charbon et des roches encaissantes, ce que l'on a aussi par la suite désigné par « énergie latente ». Théoriquement, cette conception est exacte, mais pratiquement et numériquement, le travail restitué par la décompression est très faible, parce qu'il n'intéresse qu'une masse restreinte du terrain, celle du noyau de la voûte, tandis que toutes les roches environnantes restent comprimées. L'énergie latente ne joue donc qu'un rôle négligeable. S'il en était autrement, le charbon devrait venir plus facilement en traçage qu'en taille, puisque c'est au premier moment que les forces élastiques ont leur maximum d'effet. Or, l'expérience prouve qu'il faut avoir réalisé plusieurs avancements en taille avant qu'on ne perçoive la facilité d'abatage due à la pression du toit. Le charbon devrait aussi venir plus facilement aux grandes profondeurs, ce qui n'est pas le cas non plus.

Le mot « voûte » ne doit pas être pris trop à la lettre. Il ne représente pas une construction bien définie et calculable. La forme de cette voûte dépend de l'ouverture du vide créé, de la nature des roches; elle n'a pas nécessairement d'axe de symétrie ni de voussoir de clef; le plafond peut n'être qu'un banc de roches plus ou moins fléchi. L'essentiel, c'est que les lignes de pression qui dans le massif intact seraient parallèles et verticales se trouvent déviées sur une certaine hauteur et divergent du centre vers les points d'appui, dessinant ainsi une figure arquée. La hauteur de la voûte de pression est évaluée à quelque 25 ou 40 fois l'ouverture de la veine exploitée, beaucoup plus grande en terrain meuble qu'en roche solide. Ces évaluations ne sont guère contrôlables par des mesures sur place, parce que tout ouvrage qu'on creuserait à cette fin change lui-même le régime des pressions.

La voûte de pression ne s'élève pas jusqu'à la surface du sol. La cuvette d'affaissement qui se forme est un phénomène d'un tout autre ordre, les lignes d'influence du chantier s'étendent bien au delà de l'aire exploitée et les affaissements à la surface ou le soulèvement du mur des travers-bancs établis à un niveau plus élevé que l'étage en exploitation ne s'expliquent pas par l'effondrement d'une voûte limitée aux abords du front de taille.

(1) « Strebaubau in Stahl und Leichtmetall ». — 2<sup>e</sup> édition. - Verlag Glückauf, Essen, 1951, 1 vol. in-8°, 346 pages, 254 fig., 1 pl. hors-texte.

Théoriquement, dans la zone déchargée, le mur est le siège de phénomènes analogues à ceux qu'on observe dans le toit, mais l'ordre de grandeur est tout différent, par suite du sens des effets de la gravité. Le soulèvement du mur est très fortement influencé par la nature de la roche. D'après les mesures de Weissner et de Hoffman, le mur intervient à raison de 20 % dans la convergence des épontes, mais, dans des cas particuliers de mur tendre et de toit dur, la proportion s'élève jusqu'à 50%. La pression aux appuis fait refluer le charbon et les épontes vers le vide et il se forme des cassures. Au-dessus des voies aux chantiers se forment aussi de petites voûtes d'axe perpendiculaire à celui de la grande voûte d'ensemble et elles exercent aussi des compressions aux appuis de sorte que les effets se compliquent. Ces voies se maintiennent beaucoup mieux entre de bons murs de remblais qu'en charbon. Tous ces effets sont illustrés par de bons schémas.

La *pression aux appuis* fait l'objet de considérations développées (9 pages). La surpression sur le massif se manifeste tout d'abord par la facilité d'abatage du charbon, l'ouverture des clivages naturels et la création d'un nouveau clivage parallèle au front. Cet effet se fait sentir sur une profondeur de 1 m à 1,20 m; il est plus perceptible dans les charbons à coke ou à gaz que dans les charbons à longue flamme (Flénu) où c'est le clivage naturel qui reste prépondérant. La surpression s'étend sur une longueur bien plus grande que celle des effets visibles. On s'en rend compte par des mesures dans un traçage en avant de la taille. On constate d'abord l'influence considérable de la nature du toit et du mur (essais et diagramme de Hoffman). Dans les galeries en ferme en avant du front, on observe souvent dans les toits de schiste argileux un réseau de fissures verticales parallèles au front de taille. On ne les rencontre pas dans les psammites ou les grès. Par suite de la surpression et du laminage, l'épaisseur de la couche se trouve diminuée, le toit en s'affaissant fléchit, sa résistance à la flexion est dépassée et il se forme des fissures dans le massif en ferme. Le phénomène est surtout bien discernable quand la taille est orientée suivant le clivage. La fissuration est le résultat du vide créé par l'exploitation; elle précède le front dans l'espace, mais non dans le temps.

Il y a en avant du front une première fissuration, ensuite apparaissent lors de l'avancement des cassures du toit suivant également la direction du front, et montant vers l'arrière sous un angle de 60 à 80°; elles sont parfois normales à la stratification. Les cassures inclinées en sens inverse et dues à l'affaissement du toit sont très rares; mais il peut y avoir des limets naturels et ceux-ci recroisés par les cassures d'exploitation forment des *cloches* dangereuses.

Le *taux de la surpression* est considérable. On peut le calculer approximativement en supposant que la pression de terrain qui régnait primitivement au-dessus de l'espace devenu vide se trouve reportée sur les naissances de la voûte, mais il faudrait connaître la portée de la voûte et la loi de la répartition

des pressions le long des surfaces d'appui. L'auteur prend un exemple numérique : 6 m de vide, 25 à 30 m pour la longueur de l'appui, ce qui conduit à une surcharge moyenne de l'ordre du 1/4 ou du 1/5 de la charge normale. La pression sur le massif croît très rapidement à partir du front jusqu'à un maximum, puis redescend progressivement au niveau de la pression normale. La pointe de pression pourrait tout au plus s'élever au double de la normale; elle est de 1,7 d'après les calculs de van Iterson. En fait, elle doit varier considérablement suivant les propriétés des roches.

La pointe de la surpression paraît située à une distance de 3 à 5 m en avant du front; celle de la compression d'arrière sur le remblai à une distance de 10 à 15 m.

La surpression exerce un travail extérieur auquel correspond une chute de l'énergie potentielle. Une partie de ce travail est absorbée par la compression de la couche, elle est très faible parce que la descente du toit n'est que de quelques millimètres. La plus grande partie est dépensée en fissurations, refoulement du charbon et du remblai vers le vide, frottements de toutes sortes en arrière, destruction des soutènements, tassement du remblai ou des éboulis.

L'*influence de la profondeur* est controversée. Théoriquement, la pression interne augmente et par conséquent aussi la pression d'appui; cependant, en fait, ni la facilité d'abatage du charbon ni la charge sur les soutènements ne croissent directement comme la profondeur. Une explication plausible, c'est que la composante horizontale de la surpression qui tend à pousser le charbon vers le vide est très faible. Une autre explication, c'est que la portée augmente en raison directe de la profondeur et que, par suite, la surface d'appui augmente. Il suffit d'ailleurs que la pointe de la surpression avance à l'intérieur du massif d'une petite longueur (0,50 m à 1 m) pour que, malgré l'accroissement de pression avec la profondeur, on n'observe pas de différence dans l'abatage de la veine. D'après les observations faites en Angleterre (voir Conférence Internationale de Liège 1951), la portée de la voûte de pression croît avec la profondeur. Il en résulterait que le volume du noyau doit croître aussi, en même temps son poids, lequel aurait pour effet d'exercer une pression sensible sur le soutènement de la taille. Mais, ceci ne concorde pas avec les observations faites en Allemagne, dans les traçages en avant du front. On n'a pas non plus été obligé dans les longues tailles de renforcer les étançons ou la densité d'étançons en descendant en profondeur.

En Haute Silésie, en dessous de 300 m, le contrôle du toit commence à devenir plus difficile. Dans les exploitations par chambres et piliers, la profondeur joue un rôle important. Le rapport du plein au vide doit aller en augmentant; de même les pertes en piliers et le danger de coups de toit. La différence est très nette entre les exploitations aux profondeurs de 400 m et de 900 m, mais on ne peut pas dire qu'on puisse la suivre de 100 en 100 m.

L'onde de pression, dite aussi onde de Weber, est selon Fritzsche et Spruth une expression équivoque et souvent mal entendue et il convient de l'abandonner. Les considérations qui motivent cette opinion méritent d'être citées.

L'effet de la pression d'appui sur le massif est facilement observable jusqu'à une trentaine de mètres de longueur, mais à partir de là et sur une longueur beaucoup plus grande, il y a des effets beaucoup plus faibles et qu'on ne peut déceler que par des nivellements très précis ou des mesures au dynamomètre. Les déformations dans la veine ou dans les roches restent dans le domaine élastique et n'entraînent aucune destruction mécanique, soit du soutènement, soit des roches. Il y a des affaissements et des relèvements, et par suite des compressions et des dilatations dont la représentation graphique est analogue au diagramme des ondulations amorties. Un exemple caractéristique est tiré de l'ouvrage de Niemczyk et se rapporte à des mesures faites dans un traçage en ferme dans une exploitation par chambres en Haute Silésie. Niemczyk, suivant en cela Spackeler, appelle ce phénomène « onde de Weber ».

Vers 1917, Weber avait observé dans la zone de suppression des effets de compression visibles à l'œil nu et des petits rejets qui se suivaient de distance en distance à peu près suivant une progression arithmétique, par exemple à partir du front 6 à 7 m, puis 18 à 19 m, puis 32 à 33 m. Dans d'autres veines, les distances variaient, mais il y avait encore une succession à intervalles réguliers. En plus de cette vague progressive, Weber admettait une ondulation fixe en avant de vieux chantiers. A la vérité, il n'a représenté ses conceptions que très incomplètement par des coupes de veines. Tout mineur, géomètre de mines ou géologue, admettra que les renflements et étreintes qu'il a dessinés sont des phénomènes géologiques et pas le résultat de l'exploitation.

Hoffmann, dans ses nombreuses mesures, n'a pu déceler aucune pression ondulatoire. L'auteur a fait lui-même des mesures et il reproduit un extrait de son rapport à la Conférence internationale de Liège concernant ses expériences et celles de Wöhlbier. Le diagramme des pressions dans une voie en ferme précédant une taille en marche a une allure saccadée, mais nullement ondulatoire, et les pointes correspondent aux avancements ou aux cycles des opérations. On remarque nettement l'influence des dimanches et des périodes de repos. Si la pression d'appui provoque des changements dans l'épaisseur de la veine dans un traçage en ferme, c'est parce que la section tend à se rétrécir, mais dans le massif même, il n'y a de déformations permanentes d'aucune sorte; on n'en constate pas lors de la progression du chantier.

En conclusion, la prétendue onde de Weber ne peut signifier rien d'autre que des alternances de haut et de bas dans le taux de la pression du terrain. Dans certaines publications belges, on en parle longuement et on lui attribue un sens qui n'est pas du tout celui des auteurs allemands.

La répartition de la pression dans la taille constitue un chapitre entièrement nouveau. L'auteur examine d'abord les réactions réciproques du terrain et du soutènement; il discute la rigidité des supports qui doit être appropriée aux conditions locales, il donne des exemples de la compressibilité des étaçons en fonction du temps. La descente du toit s'accélère pendant l'abatage et ralentit pendant le foudroyage ou le remblayage. Tous les étaçons métalliques soumis à la charge limite coulisent et sont délestés momentanément, ils font ressort et se remettent en charge plus ou moins vite suivant leur mode de construction, les frottements, les détériorations éventuelles. Les diagrammes de déformation ont une allure en zig-zag dont il est difficile de tirer des conclusions quant à la valeur de l'étaçon étudié. Le contrôle du toit n'est pas influencé par ces fluctuations autant qu'on pourrait le craindre.

Dans les tailles mécanisées, on est obligé de laisser libre l'allée d'abatage et de soutenir le toit par des bèles en porte-à-faux. Ici, et dans tous les autres cas où l'on tarde à placer le soutènement définitif, il se produit une certaine descente du toit. Les étaçons tardivement placés ne supportent qu'une charge trop faible par rapport aux autres et cela peut conduire à des cassures du toit prématurées. Dans les exploitations où la couche est prise en deux phases avec boisage provisoire, la descente du toit écrase complètement les coins des chapeaux et l'enlèvement de ce premier boisage ébranle toujours le toit. C'est pourquoi il est recommandé de placer le soutènement définitif aussitôt que possible et d'employer le revêtement métallique avec bèles courtes, qui supprime le boisage provisoire.

Il y a des discordances entre la répartition hypothétique des pressions dans la taille et les mesures des charges sur les étaçons. Ainsi par exemple, on suppose que la pression du toit est minimum le long du front et se relève d'une manière continue vers l'arrière. Cependant, il résulte d'un grand nombre d'observations que ce n'est pas la rangée d'étaçons longeant le remblai (ou les éboulis) qui est la plus chargée, ni celle du milieu du vide, mais le maximum se trouve entre ce milieu et le remblai. Les courbes caractéristiques charges-compressions des étaçons métalliques d'après les mesures au chantier, diffèrent de celles qu'on trouve au banc d'épreuves. Dans ces dernières, la pression monte continuellement jusqu'à une charge limite, puis tombe verticalement, tandis qu'au chantier, à partir d'une certaine charge fort inférieure à la limite, la déformation présente un palier et puis redescend avec une allure saccadée. Ceci se produit, non seulement avec les fûts supérieurs cylindriques, mais aussi avec les fûts coniques, ce qui s'explique beaucoup plus difficilement.

Plusieurs explications sont possibles dont aucune n'est convaincante :

1) la branche de la courbe de la pression du terrain qui remonte vers l'arrière pourrait présenter une ondulation. Ce n'est pourtant pas le remblai

frais ou l'éboulis qui pourrait soulager la dernière file d'étaçons;

2) les erreurs d'observation. Si l'on dispose d'un très grand nombre de mesures, on constate que dans la majorité des cas les écarts sont concordants et que la moyenne doit représenter assez bien le phénomène. On peut remarquer cependant que le diagramme des valeurs moyennes d'un étaçon a une allure tout autre que le lieu géométrique des pointes ou que la caractéristique trouvée au banc d'épreuves;

3) la poussière de charbon diminue le frottement dans les étaçons mais son influence est tout autre au chantier que dans les essais au banc d'épreuve avec des pièces préparées de manière à copier fidèlement la nature;

4) les vibrations continues des étaçons en raison des chutes du toit modifient les frottements. Des recherches sont en cours pour élucider ce point;

5) le facteur temps, c'est-à-dire les déformations lentes résultant d'une contrainte d'une durée de plusieurs jours sous une charge pourtant inférieure à la limite de proportionnalité. Ce fluage produit dans les serrures des étaçons des effets tout différents de ceux d'un essai rapide au banc d'épreuves. Ce phénomène dépend en ordre principal de la nature du métal.

Un résultat très important des mesures de pression au chantier, c'est qu'il n'est pas nécessaire de consolider spécialement le soutènement le long de la ligne de foudroyage. Le redoublement des étaçons, dont on semble avoir exagéré l'importance, ne paraît nécessaire que pour empêcher les éboulis de toits très fragiles de pénétrer dans l'espace de la taille.

Les *Propriétés mécaniques des roches* du terrain houiller doivent être prises en considération pour bien apprécier les effets de la pression du terrain. L'auteur les rappelle en bref, il reproduit en un tableau numérique les résultats des essais (1954) sur les schistes et les grès. Il faut retenir tout spécialement les essais de flexion puisque les bancs stratifiés travaillent essentiellement par flexion dans les vides étendus des tailles et même dans les galeries arquées où les efforts sont beaucoup plus compliqués. Les diagrammes des essais sur éprouvettes de 10 cm de longueur montrent que la période élastique est extrêmement courte; pour les schistes, elle va jusqu'à la charge de rupture et correspond à une contrainte de la fibre tendue de  $150 \text{ kg/cm}^2$ ; pour le grès, on trouve une limite élastique de  $100 \text{ kg/cm}^2$  et une charge de rupture de  $125 \text{ kg/cm}^2$ . L'allongement de la fibre tendue est insignifiant (3 à 5 p. m.). En calculant la flèche que prendrait un banc encasté à une extrémité de 8 m de portée, et de 50 cm d'épaisseur, on trouve 3,3 cm pour le grès et 2,1 cm pour le schiste. Pour des bancs plus minces, le calcul donnerait naturellement des flèches beaucoup plus fortes, mais en pratique ces bancs casseraient certainement à un point faible, joint de clivage naturel ou provoqué par la surcompression, empreintes de fossiles, humidité, etc. Les schistes du mur, pour cette raison, sont beaucoup moins susceptibles

de flexion que ceux du toit. Quand le mur souffle, il est brisé et a perdu toute résistance.

A la compression, les roches ont des charges de rupture 10 fois plus fortes qu'à la flexion et, en même temps, des raccourcissements élastiques de l'ordre de 5 à 6 p. m.

Une opinion répandue, c'est que la flexion des bancs du toit dans une taille est notablement plus forte que dans les essais au banc d'épreuve. Cela s'explique par le fait qu'au banc d'épreuves, l'éprouvette est soumise uniquement à la flexion; dans la nature, les effets sont plus complexes; la roche est plus ou moins dans les conditions d'un essai à l'étreinte, ensuite il y a le facteur temps sur lequel on n'est pas encore très bien renseigné. Ce facteur a cependant donné lieu à des recherches intéressantes sur lesquelles on aimerait à trouver ici quelques indications. L'auteur n'ayant en vue que le régime des pressions dans la taille ne parle pas de l'état de contrainte du massif en ferme ni des essais de compression dans tous les sens.

Pour terminer ce chapitre, il met en garde contre certaines conceptions qu'il considère comme erronées. On observe dans toutes les tailles, remblayées ou non, avec boisage et même avec étaçons métalliques, une diminution de l'ouverture de la couche de plusieurs centimètres, ce qui dépasse de beaucoup la flèche de flexion que les bancs du bas-toit peuvent prendre sans casser. Il est donc impossible d'admettre les représentations de certains auteurs dans lesquelles on voit le toit rejoindre le mur par une double inflexion. Dès que la flèche élastique qui est minime vient à être dépassée, il se forme dans le toit des cassures de tassement partant du front et décomposant le banc en écailles. Seuls les bancs de grès épais ne montrent pas ces cassures et restent parfois en surplomb en arrière de la dernière rangée d'étaçons. C'est également une erreur d'attribuer à la flexion du toit, par un effet de levier, la surpression au front de taille qui facilite l'abatage. S'il en était ainsi, le banc tendrait à se relever à l'intérieur du massif et, par conséquent, celui-ci serait délesté, ce qui est manifestement contraire à l'observation.

La *théorie des dalles* est exposée sommairement. Le Dr Spruth admet que des bancs épais et dépourvus de joints ou fissures peuvent être assimilés à des dalles appuyées ou encastrées sur leur pourtour, mais des dalles de cette espèce ne peuvent se rencontrer que dans le haut-toit et leur flexion élastique joue un rôle dans la pression périodique et les coups de toit. La théorie des dalles ne s'applique pas au toit immédiat, elle indique en effet que la rupture doit commencer par le milieu quand la portée devient trop grande. Cette rupture se produit vite par l'effet de la première poussée et par conséquent le toit immédiat ne peut agir pour reporter la pression sur le ferme et sur le remblai. D'ailleurs, les nombreuses mesures de pression sur les diverses files d'étaçons parallèles au front n'indiquent pas que la pression est maximum au milieu de la largeur, ni qu'elle croît régulièrement des extrémités vers le

milieu; le contrôle du toit, si les conditions du gisement ne varient pas, est le même dans une taille de 500 m que dans une de 100 m.

Les *venues de grisou* par suite de la fissuration et du décollement des bancs sont mentionnées assez brièvement.

Dans le chapitre *Influence de la méthode de remblayage sur la voûte de pression et sur le soutènement*, on retrouve toutes les considérations de la première édition, mais la présentation est améliorée et subdivisée en :

- a) bas et haut toit,
- b) rapport entre le soutènement, le remblai et la puissance de la couche,
- c) les mouvements de terrain dans l'espace de la taille, composantes verticale et horizontale,
- d) conclusions.

En comparant le foudroyage et le remblayage, on doit admettre que dans le premier cas, la voûte de pression est plus haute et plus large que dans le second. Les effets sont de même nature dans les deux cas; la différence réside dans l'intensité uniquement. Les pressions sont plus fortes dans le cas du foudroyage (elles seraient équivalentes dans une veine de 1,20 m d'ouverture sans remblai et dans une veine de 2 m avec remblai). La descente du toit sans cassures n'existe pas.

La documentation s'est enrichie des essais faits en 1950 par la Station de Bochum sur la résistance des bois enfouis dans le remblai, soit en pierres sèches, soit en schistes de lavoir. La résistance des étaçons à la compression est accrue de 20 % dans le premier cas et pour ainsi dire pas dans le second. Les bois abandonnés dans le remblai ne diminuent la compressibilité qu'au premier moment; à 5 m en arrière de la taille, les bois sont cassés et ne contribuent plus au soutènement. Ils ne se cassent pas comme dans l'air, l'effet de flambage étant contrarié.

Dans la section III, l'auteur a amplifié les considérations sur le *Choix de la méthode de remblayage et contrôle du toit*. Il insiste sur les avantages du remblai complet, les déficiences du remblai pneumatique qui ne se prête pas à l'emploi du soutènement métallique, le rôle du mur plus décisif que celui du toit. Avec un bon mur, le foudroyage intégral avec étaçons métalliques assure un bon contrôle du toit; c'est lui qui exige le minimum de main-d'œuvre et c'est la raison principale de son développement en ces dernières années, bien que tout compte fait (fournitures en tailles, dépenses indirectes, dommages) il n'y ait pas toujours moindre prix de revient.

Dans la section IV, *Matériaux*, on trouvera les spécifications de sept alliages d'aluminium et leurs possibilités d'emploi dans le soutènement. Leur faible module d'élasticité est un avantage pour les chapeaux (flexibilité) et un inconvénient pour les étaçons (flambage). Au chapitre de la résistance des matériaux, on a ajouté une petite note sur le fluage de l'acier et un diagramme d'essais de durée sur un étaçon Gerlach.

La section VI, *Étaçons* est bien mise à jour. D'abord les considérations théoriques sur la forme des caractéristiques et sur leur adaptation aux tailles dans des conditions diverses ont reçu un certain développement. L'auteur approuve notamment la caractéristique proposée par Jacobi. Il signale aussi les différences entre la théorie et le comportement réel des étaçons en taille (effets de l'excentricité de la charge, des dilatations des serrures, etc...)

Dans la partie descriptive, on a rangé les étaçons en quatre catégories suivant leur type de caractéristique et mis à part les étaçons destinés aux couches en dressant. La liste comprend la plupart des modèles allemands les plus récents et quelques types d'autres pays. Les profils et poids sont renseignés dans un tableau hors-texte.

Les chapeaux métalliques sont le complément obligé des étaçons métalliques, le système mixte (bois, métal) bien que pratiqué encore assez largement est irrationnel. Les innovations ont été nombreuses et neuf nouveaux modèles de bèles articulées sont décrits en détail dans le présent ouvrage. Les chapeaux en métal léger ont pris une certaine extension en 1948, mais depuis 1950, ils sont plutôt en recul. La hausse du prix de l'aluminium et certains mécomptes avec de mauvaises constructions expliquent ce revirement; en plus, l'augmentation d'effet utile par homme résultant de la légèreté est contestable. Par estampage ou étirage, on peut économiquement donner aux pièces en métal léger une forme mieux appropriée que le double T. Cette forme doit-elle être symétrique et permettre le retournement? C'est très commode pour le mineur et la pression du terrain produit elle-même le redressement des pièces peu déformées. Mais la résistance et la flexibilité des pièces en alliages légers diminuent très rapidement dès que la courbure est un peu forte. Des pièces de 1,12 m de longueur présentant une flèche de 3 cm doivent être retirées et renvoyées à l'atelier pour un traitement thermique.

Dans la Section XII, *Dispositif du Soutènement Métallique en taille*, on trouvera plusieurs nouveaux exemples, bien illustrés de dessins et de chiffres comparatifs, notamment au sujet du renforcement de la ligne de foudroyage, de l'emploi de bèles courtes, (que l'auteur affectionne) et des fronts dégagés.

Dans les conclusions, on notera que le soutènement dans les tailles à rabot a été en se simplifiant et qu'on peut s'y passer de chapeaux articulés. La disposition en dents de scie s'y est implantée.

La détermination de la longueur des chapeaux a une très grande importance sous le rapport de l'économie et de la sécurité, parce qu'elle retentit sur plusieurs points de l'organisation du travail et il n'est pas facile de changer la longueur des chapeaux dans un chantier en marche. La longueur la plus employée est celle de 1 m 12, elle permet de réduire la largeur des allées à 55 cm et de faire 1 m 68 d'avancement par cycle; elle est plus souple que celle de 1 m 25. Si l'on veut un avancement par poste de 1 m 60 ou 1 m 80, la longueur de 0,80 m ou 0,90 m est la plus recommandable.

Au chapitre final, celui de l'économie du revêtement métallique, après avoir énuméré les différents postes à considérer, du seul point de vue des matériaux, l'auteur établit les prix de revient comparatifs du revêtement en bois et du revêtement métallique dans une taille de 200 m de long produisant 420 t par jour. Il arrive à 2,92 DM par tonne pour le soutènement en bois et à 1,04 DM pour le soutènement avec étaçons et bèles en acier. Dans ce dernier prix, il entre encore 0,50 DM de bois pour le garnissage et les accessoires. Les prix sont du 4<sup>me</sup> trimestre 1951; on compte 7 % pour l'intérêt du capital de 1<sup>er</sup> établissement et 2 % pour les pertes au fond et les mises à mitrilles.

A la même date, dans l'ensemble du bassin de la Ruhr, les soutènements métalliques interviennent pour 70 % de la production des couches en plateure et pour 50 % dans l'ensemble. L'économie de bois peut être évaluée à 70 %. Dans l'avenir, le nombre de chantiers armés de soutènement métallique ne paraît pas devoir augmenter notablement parce que les exceptions sont motivées surtout par des conditions défavorables du gisement (dressants, allure tourmentée, puissance variable).

Richement documenté, clairement exposé et bien illustré, l'ouvrage du Dr. F. Spruth se recommande à tous les ingénieurs des mines et aux conducteurs de travaux.

---