

CHRONIQUE

Note sur les affaissements miniers et les massifs de protection des puits

D'APRÈS L'ÉTUDE

de M. Ira C. F. Statham, B. Eng. (Sheffield), F. G. S.

*Publiée dans les n^{os} des 9, 16 et 23 février 1923 de la revue
« COLLIERY GUARDIAN »*

PAR O. VERBOUWE

Ingénieur principal des Mines, à Mons.

Dans les numéros des 9, 16 et 23 février 1923 de la revue « The Colliery Guardian » l'Ingénieur Anglais Statham a publié une étude sur les affaissements miniers et les massifs à réserver pour la conservation des puits de mine.

La présente note reproduit la partie principale de cette étude et établit des points de comparaison avec ce qui se pratique à cet égard dans le bassin de la Ruhr et en Belgique.

Étude de l'Ingénieur Statham.

Monsieur Statham rappelle que de nombreuses théories sur les affaissements miniers ont vu le jour. Il ne vise pas à discuter ces diverses théories, mais se propose de rechercher une explication des affaissements miniers en prenant en considération les efforts agissant dans la croûte terrestre et en admettant que le toit des couches déhouillées constitue une poutre diversément sollicitée, suivant l'étendue des parties excavées.

Efforts agissant dans la croûte terrestre.

En l'absence de travaux miniers les bancs de la croûte terrestre sont sujets à l'influence de deux forces potentielles. La première, due à la gravité, agit verticalement de haut en bas et peut être considérée comme étant d'une livre par pouce carré et par pied de profondeur (2.310 kilogs par mètre carré de surface et par mètre de profondeur).

La deuxième force est une compression produite dans la croûte terrestre par l'effet de la contraction résultant du refroidissement ; cette force agit d'une façon plus ou moins horizontale. Sa grandeur, qui ne peut être mesurée, varie sans aucun doute d'un point à un autre.

Ces deux forces restent potentielles et en équilibre aussi longtemps qu'aucun travail minier ne vient s'attaquer à la situation naturelle des strates. Mais du moment que l'on se met à travailler dans une couche de charbon, ces forces potentielles deviennent agissantes et leur action combinée est la cause de tous les phénomènes d'affaissement.

Personne ne mettra en doute l'effet de la composante verticale due à la pesanteur ; l'existence et l'effet de la deuxième force ne sont pas aussi évidents à première vue.

La réalité de cet effort de compression, existant dans la croûte terrestre, est démontrée par divers phénomènes.

Ainsi Knox (Congrès international de géologie, Canada, 1914) a établi que la libération des forces potentielles, emmagasinées dans la croûte terrestre par le refroidissement séculaire, produit un mouvement latéral des parois d'une tranchée, creusée à la surface, même en terrains relativement durs (voir fig. 1).

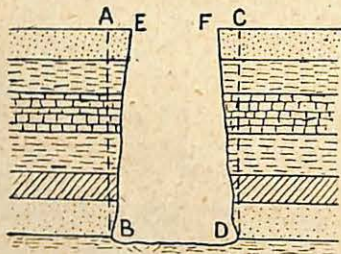


Fig. 1.

Les parois de la tranchée tendent à se mouvoir vers le centre de l'excavation, la paroi AB venant en EB et CD s'avancant jusqu'en FD.

Dans les galeries souterraines l'efficacité du boisage comme moyen de soutènement du toit indique également qu'il existe des forces latérales de compression qui retiennent le toit. Le poids des bancs, situés au-dessus du boisage, est en effet hors de proportion avec la solidité du boisage.

La force latérale qui est mise en liberté par le déhouillement agit en sens opposé à l'avancement du front c'est-à-dire vers le remblai.

Si l'on considère l'action combinée des deux forces qui constituent les composantes verticale et horizontale de l'action du toit, on voit

(figure 2) que la résultante BA de ces composantes agit obliquement vers le bas et dans la direction du remblai. En outre, comme la

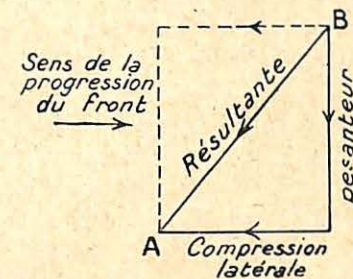


Fig. 2.

réaction est toujours égale et de sens opposé à l'action, il est clair que la réaction sur le toit lui-même sera dirigée suivant AB vers l'avant par dessus la ligne du front ; c'est ainsi qu'on s'explique que la ligne de cassure ou de tension est en avance sur le front d'abatage. Ces considérations sont reprises plus loin d'une façon plus détaillée.

Ayant ainsi indiqué brièvement la nature des forces qui concourent à produire l'affaissement, l'auteur se propose d'étudier plus en détail les principes qui régissent ce phénomène.

Afin de bien saisir les principes de l'affaissement et de l'action du toit, il importe d'étudier comment cette action se manifeste et se développe au fur et à mesure que le déhouillement progresse et que le vide, qui en résulte, s'agrandit.

Dans des excavations étroites, où le poids du toit, c'est-à-dire le poids des bancs compris entre la couche et la surface du sol, est soutenu par des piliers de charbon, le mouvement du toit se limite généralement à la formation d'un dôme ou voûte, dont la hauteur est fonction de la largeur de l'excavation et de la résistance des bancs qui surmontent la couche de charbon. Le toit résiste à la façon d'une série de poutres superposées, encastrées à leurs deux bouts et soumises à une compression agissant suivant leur axe. Chaque poutre serait constituée par un banc délimité à ses faces supérieure et inférieure par un joint de stratification,

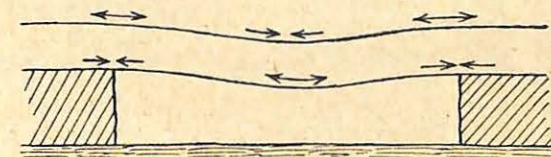


Fig. 3.

← → forces produisant une extension
→ → forces produisant une compression.

Considérons d'abord la poutre inférieure, formée par le premier banc, supposé dépourvu de tout joint de stratification intermédiaire.

Cette poutre est chargée par son propre poids et par celui des bancs surincombants.

Les forces agissent sur sa longueur et la hauteur de la poutre, comme il est indiqué à la figure 3.

Pour la face inférieure de la poutre, le milieu est soumis à des efforts d'extension, d'où allongement, tandis que les deux extrémités subissent de la compression et du raccourcissement; la délimitation entre les deux genres d'efforts est déterminée par le changement de courbure.

Pour ce qui concerne la face supérieure de la poutre il y a compression au milieu et extension aux extrémités.

Il existe également un effort tranchant qui est maximum aux deux extrémités et nul au milieu.

La poutre peut céder sous l'effet combiné de l'effort tranchant et de la compression au voisinage des extrémités, ou par l'effet de l'extension en son milieu, point où l'extension est maximum.

Si la rupture est occasionnée par l'extension, la section de rupture sera sensiblement perpendiculaire à l'effort, c'est-à-dire verticale. Pareille rupture amènera une augmentation de l'extension, sur la face supérieure, aux deux extrémités, tandis que la face inférieure sera soumise à compression sur toute sa longueur depuis le milieu jusqu'à l'extrémité de chaque tronçon de la poutre.

La direction de la ligne de cassure qui peut résulter de la compression et du cisaillement ne sera pas orientée suivant une section droite de la poutre, mais obliquera vers le centre de celle-ci, l'angle de déviation variant avec les conditions.

Pour ces raisons la poutre cassera comme il est indiqué à la figure 4.

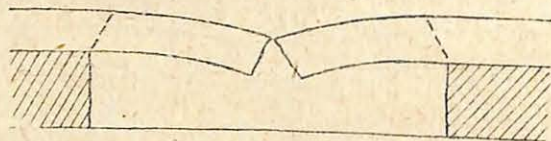


Fig. 4.

Des forces semblables, à celles mentionnées agiront ensuite dans la poutre immédiatement supérieure, toutefois sur une portée moindre

et l'effet se propagera ainsi vers le haut jusqu'à l'endroit où les abouts de la dernière poutre rompue, se toucheront et s'appuieront l'un contre l'autre comme le montre la figure 5. Dans ces conditions le toit s'arc-boute lui-même et une compression existe au sommet de l'arcade.

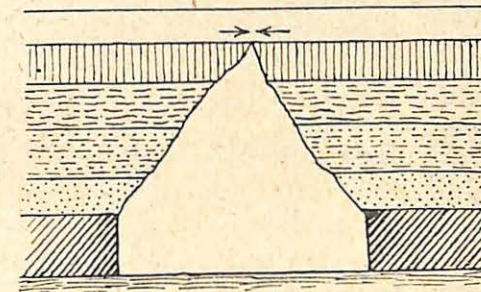


Fig. 5.

Si de nouveaux travaux ne viennent déranger cette voûte et si le banc formant la clef de l'arc est assez solide, le tout peut se maintenir ainsi sans autre effondrement.

Dans le cas où l'effondrement atteint un banc très résistant avant la formation complète de l'arcade, il peut se faire qu'il s'arrête à ce banc pendant très longtemps sans se propager plus haut. Ce cas est représenté par la figure 6.

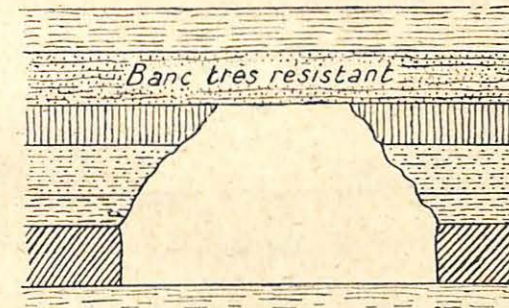


Fig. 6.

Examinons maintenant le cas où l'excavation est élargie par l'exploitation d'un front de taille. Si nous admettons d'abord que le

toit ne se brise pas, son incurvation se développera de façon à atteindre une double courbure dont la partie médiane se rapprochera de plus en plus du mur de la couche (voir fig. 7). En

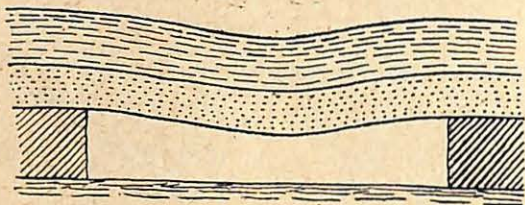


Fig. 7.

l'absence de support, ou si le support n'est constitué que par du boisage ou des remblais, les bancs, trop faibles pour une aussi grande portée, finiront par céder sous l'effet de la pesanteur et il se produira des ruptures montant à travers le terrain à grande hauteur, probablement jusqu'à la surface du sol. Dans ces conditions, le terrain surmontant la partie exploitée se présentera dans les conditions de deux poutres encastrées à une extrémité, au-dessus du charbon, et dont l'extrémité libre se projettera au-dessus de la partie exploitée.

Pour ces deux poutres, libres à une extrémité, il se produira des compressions sur la face inférieure, tandis que la face supérieure sera soumise à traction (voir fig. 8). C'est cette rupture du toit qui

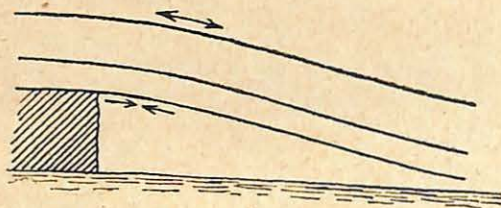


Fig. 8.

produit la première pression, accompagnée dans certaines régions de coups violents résultant du renversement du mode des efforts agissant dans les terrains.

Si le toit est bien flexible, il peut se poser sur les remblais avant de se rompre et il se produira une incurvation en forme de S, comme

le montre la figure 9. Du point *a* au point *b*, la courbe sera concave vers le mur. En *b*, la courbure change pour être convexe de *b* en *c*. De *a* en *b*, il se produira de la compression ou de l'écrasement, tandis que de *b* en *c*, il y aura traction ou étirement. En *a*, il existe également un effort tranchant.

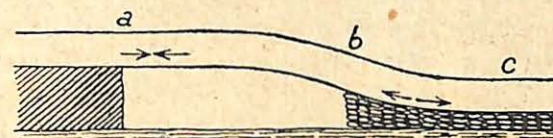


Fig. 9.

Dans la plupart des cas, les bancs inférieurs, constituant le toit immédiat de la couche, se rompront en un point compris entre *a* et *c*. Comme la résistance à la traction est beaucoup moindre que celle à l'écrasement (rapport de $\frac{1}{9}$ à $\frac{1}{10}$), il y a surtout tendance à rupture entre *b* et *c* au-dessus des remblais.

D'autre part, la résistance au cisaillement est également faible et l'effort tranchant est maximum en *a*, alors que la compression est maximum en un point compris entre *a* et *b*, soit à mi-distance, endroit où la courbure est maximum. Des ruptures peuvent se produire en *a* par l'action combinée de la compression et de l'effort tranchant et auront probablement une inclinaison comprise entre la verticale et 45 degrés. Ces ruptures (voir fig. 10) se produiront

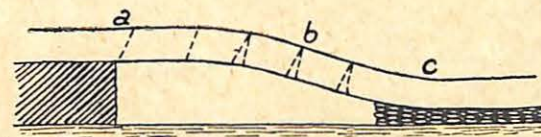


Fig. 10.

quand le front reste sans progresser. Toutefois si le front est bien boisé et ne reste pas longtemps arrêté, on ne verra pas de blocs se détacher du toit; la courbure, concave vers le bas, tend en effet à les maintenir en place par l'effet du serrage qui s'exerce sur eux. A proximité de *b*, au contraire, par suite de la décroissance de la cour-

bure, les cassures tendent à s'ouvrir et si le boisage est enlevé, des blocs se détacheront, ce qui aura pour effet de réduire la compression agissant en a .

Ceci explique le fait que lorsqu'on enlève le boisage vers l'arrière, ou diminue le poids et la pression s'exerçant à front et on prévient la rupture le long du ferme. Des remblais bien établis jusqu'au ferme constituent un support partiel pour le toit entre a et b et diminuent la courbure et, par conséquent, les efforts d'écrasement et de cisaillement en a .

Ainsi donc le poids ou la pression à front peut être augmenté soit en laissant subsister le boisage en arrière, ce qui empêche la chute de blocs, soit en tenant les remblais éloignés du ferme et en n'établissant pas de supports entre a et b .

Le poids à front peut être réduit en établissant le remblai jusque près du ferme et en enlevant le boisage en arrière.

Si les premiers bancs du toit viennent à se briser, la courbure en S et les efforts qui en découlent se transmettent vers le haut à travers les bancs jusqu'au premier banc non atteint par la cassure.

Considérons maintenant les forces agissant dans l'ensemble du toit, constitué par la masse de tous les bancs surmontant la veine. Les cassures ou lignes de tension développées dans les strates atteindront finalement la surface. L'ensemble du terrain surmontant l'exploitation pourra être considéré comme constituant une poutre encastrée à un bout et libre à l'autre, comme le représente la figure 11. Dans pareille poutre la face inférieure subit de la compression en a , tandis que la face supérieure est soumise à traction en a_1 .

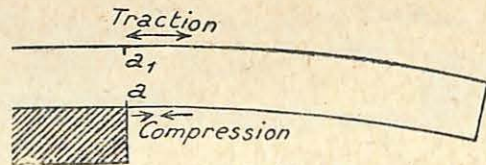


Fig. 11.

En un point compris entre a et a_1 , l'effort passe de la compression à la traction et au point de changement correspond un plan ou surface ne subissant ni traction ni compression, c'est là ce qu'on appelle l'axe neutre ou mieux le plan neutre.

S'il s'agit d'un corps dont la résistance à la traction égale celle à la compression l'axe neutre sera à mi-distance entre les faces supérieure et inférieure comme l'indique la figure 12.

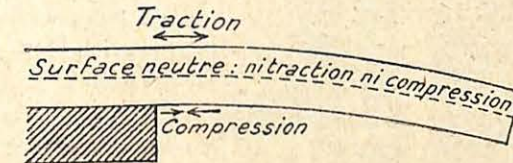


Fig. 12.

Dans un corps dont la résistance à la compression est supérieure à la résistance à la traction, l'axe neutre sera plus près de la base que de la face supérieure.

Il est à noter que les roches résistent mieux à la compression qu'à la traction. Pour du grès on a en moyenne comme charge de rupture à la traction $0^k,64$ par millimètre carré et comme charge de rupture à la compression $5^k,52$ par millimètre carré. Ainsi le grès est environ neuf fois plus résistant à la compression qu'à la traction. Il s'en suit que l'axe neutre sera approximativement à $1/9^e$ de la profondeur au-dessus de la veine exploitée et à $8/9^e$ de la profondeur sous la surface du sol (voir fig. 13).



Fig. 13.

Il y a toutefois lieu de considérer non seulement la nature des efforts, mais aussi leur variation en grandeur. Les deux genres d'effort sont minimum à l'axe neutre; les efforts de compression croissent en descendant pour atteindre leur maximum contre la veine, tandis que les efforts de traction grandissent depuis l'axe neutre jusqu'à la surface du sol.

En pratique on constate qu'immédiatement au-dessus du charbon la cassure s'écarte du ferme vers les remblais, de a en b à la

figure 14. Ceci provient de la combinaison de l'effort tranchant et de la flexion des bancs. Les cassures de ce genre se rejettent vers l'arrière dans la direction du remblai jusqu'à la hauteur de l'axe neutre. Au-dessus de l'axe neutre au contraire la sollicitation passe de la compression à la traction et les efforts de traction grandissent avec la distance au-dessus de l'axe neutre; il se fait ainsi qu'à partir de l'axe neutre les cassures se rejettent vers l'avant au-dessus du ferme.

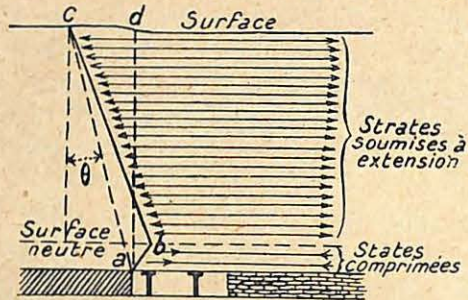


Fig. 14.

La ligne de cassure au-dessus de l'axe neutre n'est pas aussi inclinée que celle située en dessous du même axe, néanmoins par suite des longueurs respectives la ligne de cassure aboutit à la surface en avant du ferme.

L'angle θ que la ligne $a c$, joignant le ferme au point d'aboutissement de la cassure à la surface du sol, fait avec la verticale, peut s'appeler *angle de déviation de la cassure*. La ligne de cassure réelle est figurée par $a b c$.

D'après des observations l'angle de déviation de la cassure varie pour des conditions ordinaires de 8 à 15 degrés.

La figure 15 montre la façon dont l'affaissement de la surface du

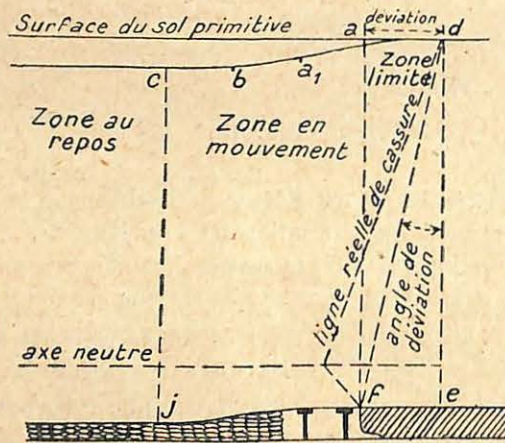


Fig 15. — Développement de l'affaissement.

sol se développe pendant que le front d'abatage progresse. Il est à noter que dans la figure 15 la valeur absolue de l'affaissement est exagérée par raison de clarté. On remarquera que la double courbure en forme de S, mentionnée précédemment pour les bancs du toit, se manifeste également à la surface du sol. Les cassures, qui se présentent à la surface, s'ouvrent entre a et a_1 . En a_1 la courbure change de sens et les cassures se referment de plus en plus à mesure qu'on se rapproche de b . Au delà de c , où le mouvement de tassement prend fin, la surface du sol peut avoir subi de l'écrasement. Dans la figure 15 la distance $a d$ indique la déviation de la cassure et $f d e$ est l'angle de déviation.

La zone arrivée au repos est constituée par la partie des bancs située au-delà de $c j$ et dont le tassement est terminé.

La zone en mouvement est la partie des bancs qui est encore en train de s'affaisser; elle comprend la portion $a f j c$ de la figure.

La zone-limite est celle dans laquelle les bancs sont mis en mouvement immédiatement en avant du front d'attaque, partie $d e f a$ du croquis.

Au delà de la ligne $d e$ s'étend la partie du terrain, qui est encore exempte de tout mouvement.

De ce qui précède il résulte que deux genres d'effets se manifestent à la surface :

- 1° Un étirement résultant de la traction existant dans les bancs situés au-dessus de la surface neutre;
- 2° Une descente provenant de la suppression de l'appui étayant le sol.

L'amplitude de la déviation des cassures dépendra de plusieurs facteurs, tels que :

- a) Nature des bancs. Il est probable que dans les différents bancs l'inclinaison de la cassure varie, qu'elle se redresse dans les terrains durs et devient plus faible dans les couches tendres;
- b) Clivage; la nature de celui-ci et sa direction par rapport à l'orientation des fronts de taille;
- c) Existence de failles et leur situation par rapport aux parties déhouillées;
- d) Epaisseur de la couche;
- e) Méthode d'exploitation et de remblayage;
- f) Pente de la couche et sens de progression par rapport à la pente.

L'importance de la descente est également influencée par plusieurs facteurs. Elle décroît avec la profondeur, c'est-à-dire que les bancs les plus rapprochés du vide, créé par le déhouillement, s'affaissent davantage que ceux situés plus haut, lesquels s'affaissent de moins en moins à mesure qu'on s'écarte de la couche déhouillée. Ceci serait une conséquence de l'expansion des strates provenant des ruptures qu'elles subissent ou proviendrait de la diminution de pression.

En outre il est probable que lorsque des bancs ont été mis en mouvement et que des vides se sont produits entre les strates, ces vides ne se remplissent plus jamais complètement, du moins pas pendant l'espace de temps que dure l'étude des cas que l'on envisage.

Dans certains cas aussi il peut se produire un arc-boutement permanent quelque part entre la veine exploitée et la surface du sol par suite de la présence de bancs très résistants.

L'observation établit que non seulement des cassures, mais également une réelle descente se manifestent en avant du front d'abatage et au-dessus du ferme; naturellement la descente est maximum en arrière du front d'abatage.

La descente au-dessus du ferme est une caractéristique importante à considérer lors du calcul de massifs à maintenir pour protéger certaines parties de la surface du sol.

Monsieur W. D. Lloyd cite un cas dans lequel on a observé une descente de 0^m,317 à l'aplomb du bord d'un massif, maintenu dans une veine de 1^m,065 à la profondeur de 325 mètres, alors que la largeur de la partie déhouillée était de 143 mètres. Le mouvement s'étendit sur une distance de 30 mètres au-dessus du massif.

Dans un autre cas où le remblai avait été établi de façon à être particulièrement résistant, une descente de 0^m,254 fut constatée à l'angle du massif; dans ce cas le mouvement se propagea sur 27^m,40 au-dessus du massif.

Les dégâts occasionnés aux bâtiments, conduites d'eaux etc., sont dus surtout à l'éirement; ils se manifestent ainsi dans la zone limite et atteignent généralement leur importance maximum à l'aplomb de la limite de l'exploitation. Les dégâts, dus uniquement à la descente du sol, submersions etc., sont maximum après le passage du front d'attaque; ils se manifestent généralement dans la zone, où l'affaissement est terminé.

Le facteur, qui influe le plus sur l'affaissement, est la nature du support permanent subsistant après le déhouillement, c'est-à-dire les

matériaux de remblayage dans les exploitations par tailles et la dimension des piliers de charbon dans les autres méthodes d'exploitation.

L'emploi de remblais ou le maintien de piliers de charbon tend à neutraliser la force agissant de haut en bas, c'est-à-dire à restreindre l'action de la composante due à la gravité. Il s'en suit que plus la solidité du support subsistant après le déhouillement se rapprochera de celle de la veine en place, moindre sera la force due à la gravité dont l'action se combinera à celle de la force de compression latérale; la résultante se rapprochera dans ce cas davantage de l'horizontale et l'angle de déviation de la cassure grandira, alors que la valeur de la descente sera moindre.

* * *

— Ainsi qu'il a été rappelé plus haut l'affaissement minier a fait l'objet de nombreuses publications et controverses. Si l'on essaie de synthétiser et d'interpréter les résultats des observations qui y sont citées, ou se heurte à de grandes difficultés, provenant de ce que les cas particuliers ne se présentent dans des conditions identiques, de ce que le problème a été envisagé d'une façon bien différente par les divers observateurs et que, d'autre part, la valeur de beaucoup d'observations est amoindrie par le fait que des facteurs importants ont été omis.

L'auteur a résumé dans le tableau, ci-après, les résultats obtenus par différents observateurs.

L'examen de ces renseignements montre que l'angle de déviation observé est généralement compris entre 8 et 15 degrés, tandis que la valeur de la descente du sol en pour cent de l'épaisseur de la couche déhouillée varie dans des conditions ordinaires, de 25 à 75 %.

La valeur de la descente du sol pour les mines anglaises atteint souvent 50 % de l'épaisseur de la couche; mais en cas de bon remblayage cette descente peut être fortement réduite. En Allemagne, où l'on attache beaucoup plus d'importance au remblayage, des observations indiquent qu'en cas de remblayage soigné avec des stériles en menus fragments l'affaissement est d'environ 25 %. Si l'on remblait avec du sable l'affaissement est réduit à 8 % environ, tandis qu'en cas de remblayage hydraulique l'affaissement est très faible et varie de 0,3 à 7,8 %.



Tableau résumant les observations publiées par divers observateurs

Nom des observateurs	Lieu	Profondeur m.	Épaisseur des couches m.	Pente degrés	Déviations de la cassure m.	Angle de déviation degrés	Descente absolue m.	Descente P. c.	Remarques
Knox, G.	Ayrshire	non indiquée	1,83	—	—	15	—	—	angle de cassure observée dans la couche de 4 pieds (1m,20) située à 27 m. au-dessus de la couche de 1m,83.
Fayol, H.	—	98	2,44	—	—	—	0,635	26	première tranche.
Dixon, J.-S.	Fent Colliery Lanarkshire	198,50 197 73 183	1,68	3	30 25 20 55 à 61	8 en moyenne	1,22 1,15	24 73 68	deuxième tranche. descente maximum, 57m. en arrière de ferme.
Snow, C.	Hickleton	—	—	—	132	—	1,37	—	descente de 0m,39 au-dessus du bord du massif de puits. Descente maximum à 200 m. en arrière du front.
Piggford, J. Hay, W. Kay, S.-R.	Terversal et Pleasley Shirebrook	183 457-518 110	1,68 1,52 1,52	2 1/2	73-91	16 8-10	0,41-0,53	moy. 30 70	—
Lloyd, W.-D.	Yorkshire	325	1,17	1 1/2	6,10 9,15 12,20 18,30 25,60 29,00 33,20 36,30	1,14 1,6 2,14 3,23 4,5 5,1 5,83 6,4	0,085 0,175 0,23 0,324 0,375 0,45 0,50 0,535 0,74	7,3 15 19,6 28 32 38 43 46 (1) 69	39 m. largeur de l'excavation.
Greaves, P. Whitelock, C.-W.	Wakefield South Yorks	122-213	1,07	—	—	5,7 à 9,5	—	40-75	(1) six mois après l'arrêt de l'exploitation. tassement complet cinq ans après le déhouillement.

Il faut en conclure que si, en Angleterre, on faisait un remblayage plus soigné, on réduirait la valeur de l'affaissement se produisant actuellement au-dessus des champs d'exploitation.

Le facteur « temps » dans la question de l'affaissement.

Fréquemment il est nécessaire de se rendre compte de la façon dont l'affaissement se développe avec le temps et aussi de la durée pendant laquelle il se fait sentir.

Dans cet ordre d'idées, aussi se manifeste une grande diversité d'opinions, due à la variété des conditions qui se présentent dans les exploitations minières et à la diversité des procédés d'observation.

Les observations, pour avoir de la valeur à cet égard, devraient renseigner indépendamment d'autres données :

- 1° le temps compris entre le début de l'exploitation et la première apparition de ses effets à la surface du sol ;
- 2° la période pendant laquelle l'effet est le plus prononcé ;
- 3° la durée totale du mouvement ;
- 4° le degré de rapidité de l'avancement du front pour des intervalles de temps successifs.

Voici des résultats obtenus par divers observateurs :

Fayol mentionne qu'en Belgique, on a admis que l'affaissement peut se continuer pendant 10 à 12 ans et que dans certains cas, on a reconnu que le mouvement s'est continué pendant 20 et même 50 ans.

Dixon rapporte qu'une veine ayant été déhouillée à la profondeur de 198 mètres, la majeure partie de l'affaissement s'est produite pendant la première année et que le maximum du mouvement a été atteint endéans l'espace de trois ans.

Hay a trouvé qu'après l'exploitation d'une couche à la profondeur de 518 mètres, l'affaissement maximum avait eu lieu en deux ans.

Kay a constaté que pour une veine de 1^m,50 à la profondeur de 110 mètres, l'affaissement commença six mois après l'exploitation et se continua pendant quatre ans.

Lloyd rapporte que dans une couche de 1^m,18 à la profondeur de 325 mètres, l'affaissement débuta neuf mois après le commencement de l'exploitation et se poursuivit pendant 34 mois après l'arrêt du déhouillement.

Morgan renseigne que l'affaissement maximum en des points donnés se produit 67 à 126 jours après le passage du front en dessous de ces points.

Whitelock considère qu'après cinq ans la surface s'est suffisamment stabilisée pour permettre la construction de bâtiments.

Mac Murtrie a signalé que l'exploitation d'une veine de 2^m,45 d'épaisseur à la profondeur de 244 mètres a produit des mouvements du sol qui ont duré pendant 15 ans.

Il n'est pas douteux que l'un des principaux facteurs en ce qui concerne le temps, est le degré de rapidité de l'avancement du front. Si le front se déplace rapidement, les bancs auront plutôt une tendance à fléchir, tandis que si le front se déplace avec lenteur, le toit aura le temps de se briser. A ce point de vue les arrêts du front, qui donnent à des cassures amorcées le temps de se développer, ont pour effet d'aggraver les dégradations à la surface.

L'examen des différentes constatations mentionnées ci-dessus, montre qu'il est impossible d'établir une règle bien définie concernant le facteur temps dans les affaissements miniers et qu'il serait nécessaire que plus de renseignements détaillés fussent publiés à ce sujet.

Néanmoins un ingénieur bien au courant des conditions locales pourra prédire assez exactement ce qui arrivera à la suite de l'exploitation d'une couche.

Massifs de protection des puits.

Si la question de l'affaissement minier est sujette à controverses, celle des massifs de protection des puits l'est encore bien davantage, quoique cette question soit une des plus importantes sur lesquelles un ingénieur de charbonnage ait à prendre une décision.

Dans chaque mine quelles que soient les conditions ou méthodes d'exploitation, l'ingénieur doit fixer d'avance quelle surface de charbon devra être laissée inexploitée en vue de soustraire les puits et les bâtiments de la surface à l'action nuisible du tassement et de l'étirement.

Le degré d'exactitude avec lequel l'ingénieur peut évaluer quelle surface il doit laisser inexploitée, dépend de la connaissance qu'il a acquise des principes généraux d'après lesquels agissent le tassement et l'étirement dus aux travaux miniers, et de leur application aux

méthodes d'exploitation à employer, aux conditions particulières des couches à déhouiller et à la nature des strates qui surmontent le gisement.

Beaucoup ont essayé d'établir une formule applicable aux conditions variées de la pratique. Jusqu'ici aucune des formules proposées ne tient convenablement compte de la variété des caractères géologiques et autres se présentant dans les différentes localités.

On a suggéré (Inst. Min. Eng. vol. XLIII, page 428. W. H. et B. Pickering) qu'on peut enlever tout le charbon à partir des puits à condition de le remplacer par un remblai particulièrement serré. L'auteur doute qu'un ingénieur voudrait dans l'état actuel de la question endosser la responsabilité d'adopter pareil procédé, qui aurait pour résultat à peu près certain de faire dévier les puits de la verticale. Ceci serait un grave ennui dans un puits moderne à grande profondeur où les cages doivent circuler à grande vitesse. En outre dans beaucoup de puits sur la hauteur des morts-terrains aquifères sont établis des cuvelages en fonte, qu'on ne peut faire bouger sans s'exposer à des désastres.

Il faut cependant mentionner qu'à la mine, S. Kirby Colliery, le massif de protection des puits a été enlevé dans une veine de 1^m,15 d'épaisseur, située à la profondeur de 640 mètres, sans aucun dommage pour les puits, qui avaient des cuvelages en fonte jusqu'à la profondeur de 110 mètres.

La plupart des formules proposées pour déterminer les dimensions des massifs de protection des puits sont basés sur le maintien d'un pilier carré ou circulaire et elles font abstraction de la nécessité de préserver les coûteuses installations superficielles qui habituellement couvrent une grande superficie autour des puits.

Ci-après suivent avec le nom de leur auteur quelques unes des règles qui ont été proposées :

1° *Merivale.*

$$S = 2,2 \sqrt{0,9144 D}$$

S = longueur en mètres, du côté du massif carré ou du diamètre du massif circulaire.

D = profondeur du puits en mètres.

2° *André.* — Jusqu'à la profondeur de 150 yards (137 mètres) les massifs ont 35 yards (32 mètres) du côté ou 35 yards de diamètre et pour de plus grandes profondeurs ils s'accroissent de 5 yards (4^m,57) pour chaque augmentation de profondeur de 25 yards (22^m,85).

3° *Wardle*. — Les massifs des puits doivent avoir 40 yards (36^m,60) de côté ou de diamètre jusqu'à la profondeur de 60 fathoms (110 mètres). La longueur du côté ou du diamètre doit être augmentée de 10 yards (9^m,15) pour chaque augmentation de profondeur de 20 fathoms (36^m,60).

4° *Pamely*. — Pour une profondeur allant jusque 100 yards (91^m,45), le pilier de protection aura 40 yards (36^m,60) de côté ou de diamètre ; pour des profondeurs plus grandes on augmentera le côté ou le diamètre du massif de 5 yards (4^m,57) pour chaque augmentation de profondeur de 20 yards (18^m,30).

5° *Foster*. — Rayon du massif de protection en pieds $3\sqrt{D \times t}$
où D = profondeur du puits en pieds,
t = épaisseur de la couche en pieds.

En mètres la formule est identique.

6° *Dron*. — La règle donnée par Dron consiste à abaisser des verticales suivant le contour qui encercle tous les bâtiments de la surface et à maintenir, en dehors de la surface cylindrique ainsi obtenue, le charbon sur une distance égale au tiers de la hauteur.

7° *Robertson* propose la formule suivante :

$$R = \frac{d}{6} + 2\sqrt{d \cdot t}$$

R = le rayon du massif circulaire, en pieds

d = profondeur en pieds

t = épaisseur de la couche, en pieds.

Exprimée en mètres la formule est la même.

8° D'après *Lupton* le diamètre du massif circulaire ou le côté du massif carré doit être égal aux deux tiers de la profondeur.

9° D'après *Hughes* le diamètre du massif circulaire ou le côté du massif carré doit être égal à la profondeur du puits.

Cette dernière règle serait d'un usage général en Angleterre d'après Rhodes (Inst. min. Eng., vol. LXIII, p. 412).

Le tableau ci-dessous donne, pour différentes profondeurs et pour une veine de six pieds (1^m,829), La dimension (côté ou diamètre) du massif de protection à réserver d'après les différentes formules rappelées :

TABLEAU I.

	Profondeur en mètres				
	100	200	400	600	800
Dimensions du massif de protection en mètres					
1° Merivale	21	30	42	52	60
2° André	32	45	85	125	165
3° Wardle	37	59	109	159	209
4° Pamely	39	64	114	167	218
5° Foster	80	115	162	199	230
6° Dron (1).	Cte + 33	Cte + 67	Cte + 133	Cte + 200	Cte + 267
7° Robertson	88	144	242	333	420
8° Lupton	67	133	267	400	523
9° Hughes	100	200	400	600	800

De prime abord il apparaît, avec évidence, que la différence entre ces résultats, qui varient approximativement de 1 à 12 pour les plus grandes profondeurs, est beaucoup trop importante pour que ces formules puissent inspirer confiance. Ce fait ainsi que la nécessité de garantir suffisamment les grands espaces bâtis à la surface des sièges d'extraction modernes et la connaissance plus approfondie que nous avons actuellement des mouvements dus aux exploitations minières, justifient une étude de la question des massifs de protection des puits, d'après des bases plus rationnelles.

En abordant cette question il faut tenir compte de différents faits qui ont été établis avec certitude et qui doivent constituer le point de départ de l'étude du problème.

Ces faits sont les suivants :

1° Dans des couches horizontales les cassures se rejettent généralement en avant, au-dessus du ferme, avec un angle variant de 8 à 15 degrés avec la verticale, angle dépendant de la nature des

(1) La constante est la surface sur laquelle sont établis les bâtiments du siège.

terrains, des méthodes d'exploitation et de la confection du remblai. Il s'en suit que le massif de protection doit avoir une étendue plus grande que la surface à protéger ;

2° Puisque les mouvements se propagent obliquement au-dessus du ferme, il faut que les dimensions du massif de protections augmentent avec la profondeur ;

3° La forme du massif de protection doit être établie d'après celle de l'étendue de terrain à protéger à la surface du sol ;

4° Dans les couches inclinées l'emplacement du massif de protection sera influencé par l'inclinaison des strates, le massif étant déplacé vers l'amont-pendage, pour tenir compte du fait que la ligne de déviation des cassures est plus inclinée de ce côté.

Cela étant, le bon sens paraît imposer la façon suivante d'opérer en cas de *couches horizontales* : d'abord on déterminera la superficie à garantir à la surface du sol à l'entour des puits ; ensuite on projetera obliquement suivant l'angle de déviation des cassures le contour de cette superficie jusque sur la couche considérée. La valeur à adopter pour l'angle de déviation des cassures ont un problème que l'ingénieur doit résoudre en se basant sur ses connaissances des conditions locales et des conditions similaires se présentant en d'autres endroits.

De ce qui précède il résulte que l'on ajoutera à l'étendue, à protéger à la surface du sol, une bande concentrique dont la largeur est égale à la profondeur multipliée par la tangente de l'angle de déviation des cassures, en d'autres termes si la superficie à garantir est un carré ou un cercle on ajoutera au côté de ce carré ou au diamètre de ce cercle une quantité égale à $2 \times \text{profondeur} \times \text{tangente de l'angle de déviation}$. Les valeurs de la quantité « $2 \times \text{profondeur} \times \text{tang. angle de déviation}$ » pour les angles de déviation de 8 et de 15 degrés et pour les profondeurs mentionnées au tableau I sont données au tableau II.

TABLEAU II.

Valeurs de « $2 \times \text{profondeur} \times \text{tg. angle de déviation}$ » = quantités à ajouter au côté du carré ou au diamètre du cercle qui est à garantir à la surface du sol.

Angle de déviation degrés	Profondeur en mètres				
	100	200	400	600	800
8	28	56	112	169	225
15	53	107	214	321	429

Il y a lieu de rappeler que l'angle de déviation varie même pour strates horizontales. Il dépend en effet de l'importance du remblayage, de la nature des bancs situés au-dessus de la veine et de la présence de failles et d'eau.

Dans le cas de veines puissantes, mal remblayées et dont le front d'abatage avance lentement, le mouvement de descente sera important, tandis que l'angle de déviation sera faible. Dans des cas de ce genre, on peut prendre comme angle de déviation 8 degrés.

Dans des couches minces bien remblayées et dans lesquelles le front d'abatage progresse rapidement, le mouvement de descente sera faible tandis que l'angle de déviation sera grand ; dans ces conditions, l'angle de déviation pourra être pris égal à 15 degrés.

La détermination graphique des dimensions du massif de protection est fort simple. Ci-après, un cas d'application.

Soit 2 puits distants de 100 mètres et profonds de 600 mètres. Supposons que la superficie à protéger s'étende autour des puits sur 100 mètres suivant toutes les directions et que l'angle de déviations soit de 8 degrés. Les dimensions du massif de protection seront déterminées d'après le graphique de la figure 16.

On voit que dans ce cas les dimensions du massif à laisser inexploité sont de 470 mètres en longueur et 370 mètres en largeur. D'ailleurs le calcul donnerait :

Longueur = $300 + 2 \times 600 \text{ tg } 8 = 300 + 169 = 470$ mètres approximativement.

Largeur = $200 + 2 \times 600 \operatorname{tg} 8 = 200 \times 169 = 370$ mètres approximativement.

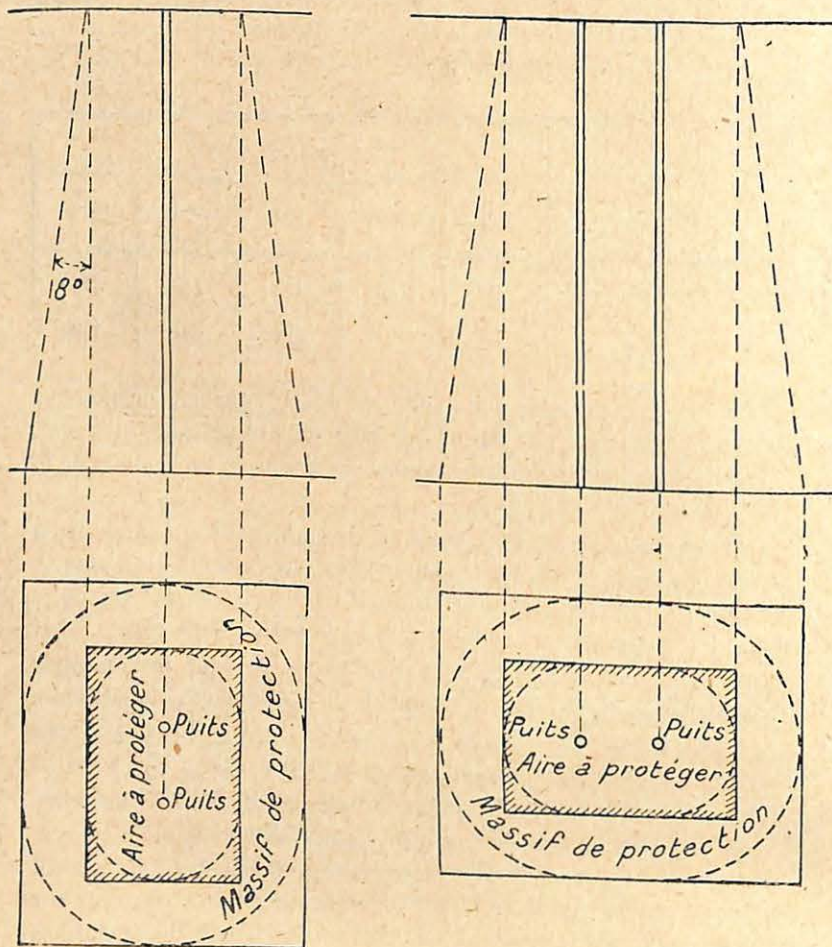


Fig. 16. — Détermination graphique d'un massif de protection de puits dans le cas d'une couche horizontale. (Ech. 1/10.000.)

Si l'on compare les dimensions de ce massif de sûreté avec celles résultant des règles données par les divers auteurs cités plus haut, on constate que si l'on suivait les règles de Merivale, André et Wardle, on arriverait à ce résultat que la ligne de cassure traverserait le puits. La règle de Pamely permettrait à la ligne de cassure

de recouper le sommet du puits. La règle de Foster protégerait une surface s'étendant sur 15 mètres autour du puits. Avec la formule de Robertson on assurerait la protection d'une aire limitée à 82 m. autour du puits. La formule de Lupton assurerait la protection d'une surface dont la largeur aurait 115 mètres autour du puits. Avec la formule de Hughes la zone protégée autour du puits aurait une largeur de 215 mètres.

Si au-dessus du terrain houiller il existait des terrains meubles tels que du sable mouvant, il y aurait lieu de prévoir autour de l'aire à protéger, une surface annulaire, dont il faudrait projeter le contour extérieur suivant l'angle de déviation des cassures. On arriverait au même résultat en adoptant un angle de déviation plus grand dans les terrains meubles, comme il est indiqué dans la fig. 17.

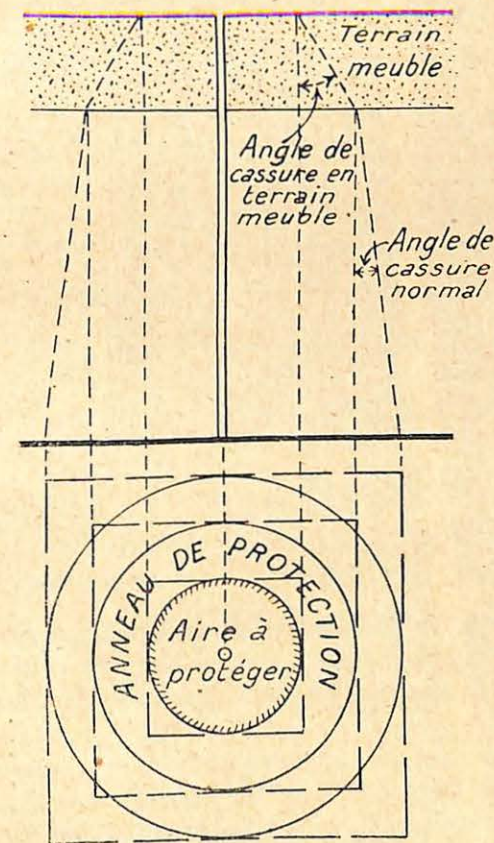


Fig. 17. — Massif de protection en cas de morts-terrains meubles.

Affaissement et déviation des cassures et dimensions des massif de protection des puits en cas de strates inclinées.

Jusqu'ici il n'a été question que de couches horizontales. Dans des couches inclinées l'angle de déviation des cassures n'est pas le même à l'amont et à l'aval-pendage des exploitations et ces deux angles diffèrent de celui qui existe suivant les deux limites latérales des parties déhouillées, pour lesquelles l'angle de déviation peut être considéré comme étant le même que pour une couche horizontale.

La descente et l'étiement varient avec le changement de pente dans des proportions telles que si la veine devient verticale, la descente est pratiquement nulle et tout le mouvement se réduit à un étiement comme le montre la figure 18.

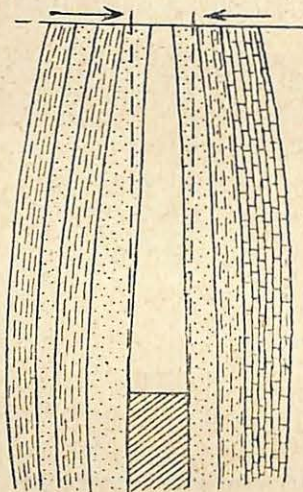


Fig. 18. — Effet produit par l'exploitation d'une couche verticale.
Peu ou pas d'affaissement.

Les côtés se meuvent l'un vers l'autre et le mouvement est comparable à l'étiement se produisant pour une couche horizontale.

Dans les rares cas où la couche est verticale ou à peu près, il est nécessaire de laisser un massif de chaque côté du puits sur toute la profondeur. La largeur de ce massif sera fixée d'après les conditions locales.

Là où une couche en dressant affleure il est d'usage de laisser inexploitée une assez forte tranche au voisinage du sol ; dans ce cas le massif de protection du puits prend la forme d'un T.

Pour évaluer les dimensions du massif de protection dans le cas de couches inclinées, il faut tenir compte de ce que l'angle de déviation des cassures varie tout autour du puits.

L'évaluation de l'angle de déviation dans les strates inclinées est plutôt malaisée par suite de l'intervention de divers facteurs.

Toutefois il est hors de doute qu'à l'amont-pendage du massif de protection, la déviation de la cassure s'accroît avec la pente pour atteindre dans le cas d'une veine verticale son maximum qui est accompagné d'un affaissement à peu près nul. A l'aval pendage, les conditions sont inverses et la déviation décroît à mesure que la pente augmente.

Certaines données, établies par des observations, permettent de déterminer les dimensions à donner aux massifs de protection.

Nous avons d'abord le principe que l'angle de déviation est compris entre 8 et 15 degrés pour les couches horizontales. Il a été reconnu, en outre, que lorsque la pente atteint 24 degrés, l'angle de déviation devient voisin de la normale à la couche.

Ces constatations permettent de déduire l'angle de déviation pour des pentes comprises entre 0 et 24 degrés.

Si a degrés représentent l'angle de déviation pour des couches horizontales et si l'angle de pente d'une couche est de d degrés, d étant compris entre 0 et 24 degrés, l'angle de déviation à l'amont-pendage du massif sera : $a + \left(\frac{24 - a}{24}\right)d$, en supposant que l'angle de déviation grandit proportionnellement à l'accroissement de pente.

Pour des pentes supérieures à 24 degrés, l'angle de déviation peut être considéré à l'amont-pendage du massif de protection comme perpendiculaire à l'inclinaison de la couche.

Du côté de l'aval-pendage du massif de protection, l'angle de déviation sera à réduire lorsque la pente croîtra.

On peut admettre que de ce côté l'angle de déviation aura, pour une pente d , la valeur $a - \frac{a}{24} \times d$ à laquelle on arrive en suppo-

sant que lorsque la pente croît de 0 à 24 degrés, l'angle de la déviation de la cassure décroît régulièrement de a à 0 degrés.

Pour des pentes supérieures à 24 degrés, la ligne de déviation sera considérée comme correspondant avec la verticale.

Pour plus de sécurité certains ingénieurs admettent qu'à l'aval-pendage du massif de protection l'angle de déviation est le même que pour les couches horizontales.

Comme exemple, considérons le cas d'un puits unique rencontrant à la profondeur de 600 mètres une couche inclinée de 18 degrés; une superficie de 100 mètres de rayon est à préserver autour du puits et l'angle de déviation en cas de couches horizontales est supposé être de 8 degrés. L'angle de déviation en direction = 8 degrés.

La distance à laisser de chaque côté du puits dans le sens de la direction : $100 + 600 \operatorname{tg} 8 = 100 + 84,3 = 184^{\text{m}},30$.

La longueur total du massif suivant la direction sera de $184^{\text{m}},30 \times 2 = 368^{\text{m}},60$ soit 369 mètres.

L'angle de déviation vers l'amont pendage du massif sera de $8 + \frac{24-8}{24} \times 18 = 20$ degrés = a_1 (fig. 19). En projection hori-

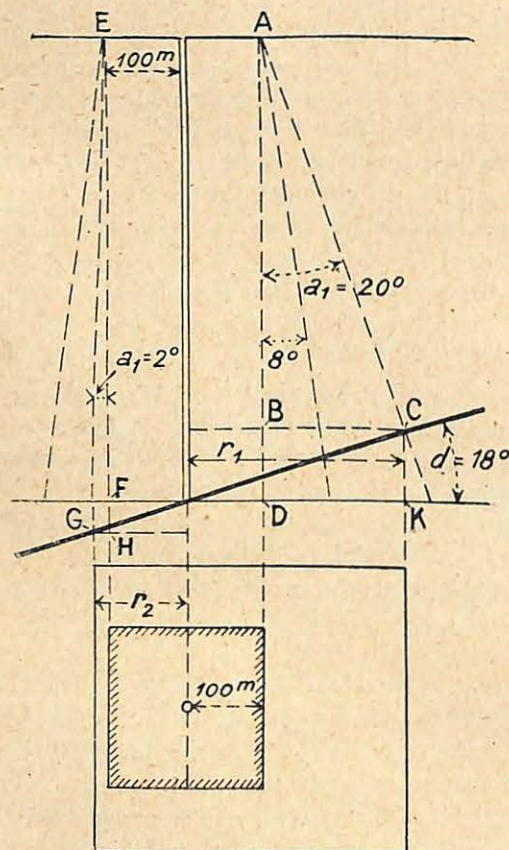


Fig. 19.

Ech. 1/10.000

zontale le rayon r_1 du massif vers l'amont-pendage sera égal à 100 mètres + BC.

Or $BC = AB \operatorname{tg} a_1$ et $AB = 600 - BD = 600 - CK = 600 - r_1 \operatorname{tg} d$.

$$\begin{aligned} \therefore BC &= 600 \operatorname{tg} a_1 - r_1 \operatorname{tg} d \operatorname{tg} a_1 \\ r_1 &= 100 + 600 \operatorname{tg} a_1 - r_1 \operatorname{tg} d \operatorname{tg} a_1 \\ r_1 &= 100 + 600 \operatorname{tg} 20^\circ - r_1 \operatorname{tg} 18^\circ \operatorname{tg} 20^\circ \\ r_1 &= 100 + 600 \times 0,364 - r_1 \times 0,325 \times 0,364 \\ r_1 &= 100 + 218,4 - 0,118 r_1 \\ 1,118 r_1 &= 318,4 \\ r_1 &= 284 \text{ mètres approximativement.} \end{aligned}$$

L'angle de déviation à l'aval-pendage du massif de protection sera $8 - \frac{8}{24} \times 18 = 2^\circ = a_2$.

En projection horizontale le rayon r_2 du massif du côté de l'aval-pendage sera :

$$\begin{aligned} r_2 &= 100 + GH \\ GH &= EH \operatorname{tg} a_2 \\ EH &= 600 + FH = 600 + r_2 \operatorname{tg} d \\ \therefore GH &= 600 \operatorname{tg} a_2 + r_2 \operatorname{tg} d \operatorname{tg} a_2 \\ r_2 &= 100 + 600 \operatorname{tg} 2^\circ + r_2 \operatorname{tg} 18^\circ \operatorname{tg} 2^\circ \\ &= 100 + 600 \times 0,035 + r_2 \times 0,325 \times 0,035 \\ &= 100 + 21 + 0,0114 r_2 \\ 0,9886 r_2 &= 121 \\ r_2 &= 122^{\text{m}},4 \text{ soit } 122 \text{ mètres approximativement.} \end{aligned}$$

Les dimensions du massif de protection sont ainsi :

suivant la direction . . . 369 mètres
suivant la pente . . . 284 + 122 = 406 mètres

En cas de couche à très forte pente (fig. 20) la solution la plus sûre consiste à abaisser une perpendiculaire à la couche du côté de l'amont-pendage depuis la limite de la surface à protéger et pour l'aval-pendage à tracer une verticale à la limite de cette surface.

La figure 20 donne la solution graphique.

De ce tracé il résulte que r_1 rayon du massif de protection à l'aval-pendage = 100 mètres et que r_2 rayon du massif à l'amont-pendage = 285 mètres.

Comme suite à cette étude de Monsieur Statham, qui est relative aux mines anglaises, il est intéressant de comparer les principes qui viennent d'être exposés à ceux appliqués dans d'autres pays miniers.

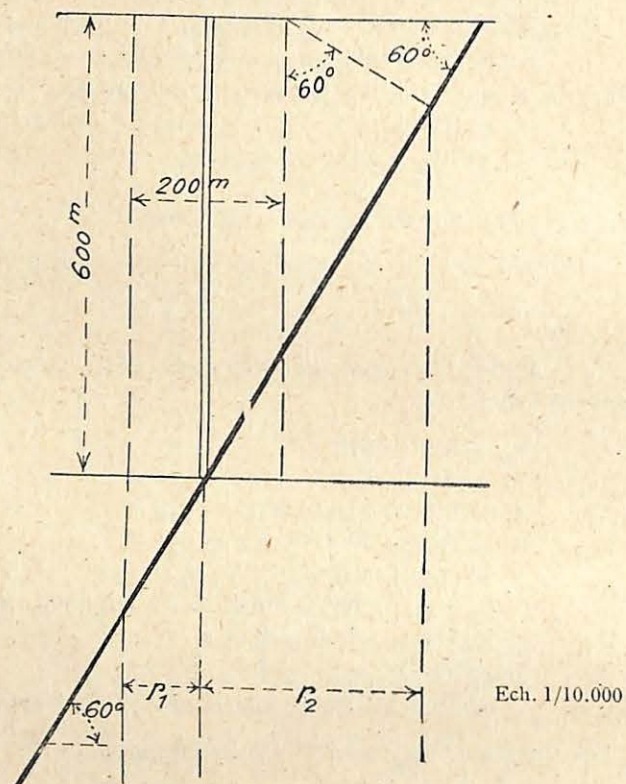


FIG. 20

En se basant sur des observations faites en Angleterre, Statham distingue dans les régions influencées par les affaissements miniers, une zone d'arrachement ou d'étirement et une zone de compression. L'existence de ces deux zones a également été établie dans le bassin de la Ruhr, notamment par des mesurages de longueurs entre points repérés.

Il est à noter que pour les couches horizontales, les angles de déviation des cassures, admis en Angleterre, et qui varient de 8 à 15 degrés, sont notablement inférieurs à ceux que l'on envisage dans

la Ruhr. Là, en effet, les angles de déviation des cassures que l'on admet, sont :

A. — DANS LE TERRAIN HOULLER.

1° A l'aval-pendage des exploitations :

- a) pour des couches horizontales, ou peu inclinées : 15 degrés avec la verticale ;
- b) pour des couches présentant une pente de 35° et plus : 35° avec la verticale.

2° A l'amont-pendage des exploitations : 15 degrés avec la verticale ;

3° Suivant les deux côtés latéraux : 15 degrés avec la verticale.

B. — DANS LES MORTS-TERRAINS.

1° Dans la craie : 20° avec la verticale ;

2° Dans les terrains bouillants : 60 à 50 degrés avec la verticale.

Il faut ajouter qu'il s'agit ici des angles suivant lesquels les principales cassures se transmettent jusqu'à la surface. En réalité l'effet de l'affaissement se ferait sentir notablement au-dehors des limites ainsi tracées. (Voir Heise et Herbst, *Bergbaukunde*, 5^e édition, pages 428 et 429).

La faible valeur de l'angle de déviation des cassures constatée en Angleterre, comparativement à celle admise dans la Ruhr, provient peut-être de ce qu'en Angleterre, ainsi que Statham le fait remarquer, le remblayage est moins soigné et qu'ainsi le mouvement, produit par les exploitations, s'y caractérise surtout par l'action de la composante verticale de la force agissant dans le toit plutôt que par celle de la composante horizontale. Il en résulterait une plus forte descente verticale à la surface du sol avec une extension du mouvement à moindre distance.

Il est à remarquer que Statham admet qu'à l'aval-pendage des exploitations, la propagation du mouvement se fait normalement à la couche pour toutes les couches inclinées à plus de 24 degrés. D'après cette conception, en cas de très forte pente, le mouvement se transmettrait à des distances considérables, qui ne sont pas admissibles. A noter que d'après cette règle on arrive à cette impossibilité que pour les couches verticales, le mouvement se transmettrait à l'infini.

A l'amont-pendage des exploitations au contraire Statham admet qu'à partir d'une inclinaison de 24 degrés, le mouvement se propage verticalement. Cette manière de voir, qui est en réalité basée sur

une hypothèse et non sur des constatations, n'est pas corroborée par ce qui se constate en Belgique, ni par les règles admises dans le bassin de la Ruhr, où la question des affaissements miniers a fait l'objet d'observations systématiques par nivellements et mesurages de distances entre points repérés.

Si, pour les cas de couches inclinées envisagés par Statham, on trace les massifs de proportion en adoptant les angles de déviation des cassures admis pour le bassin de la Ruhr, on obtient les figures 21 et 22.

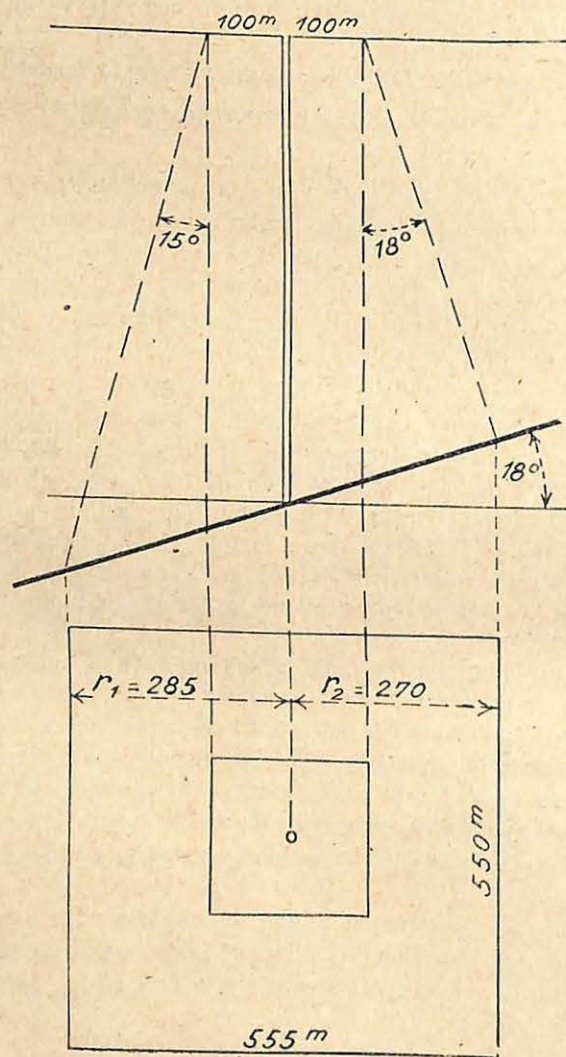


Fig. 21.

Ech. 1/10.000

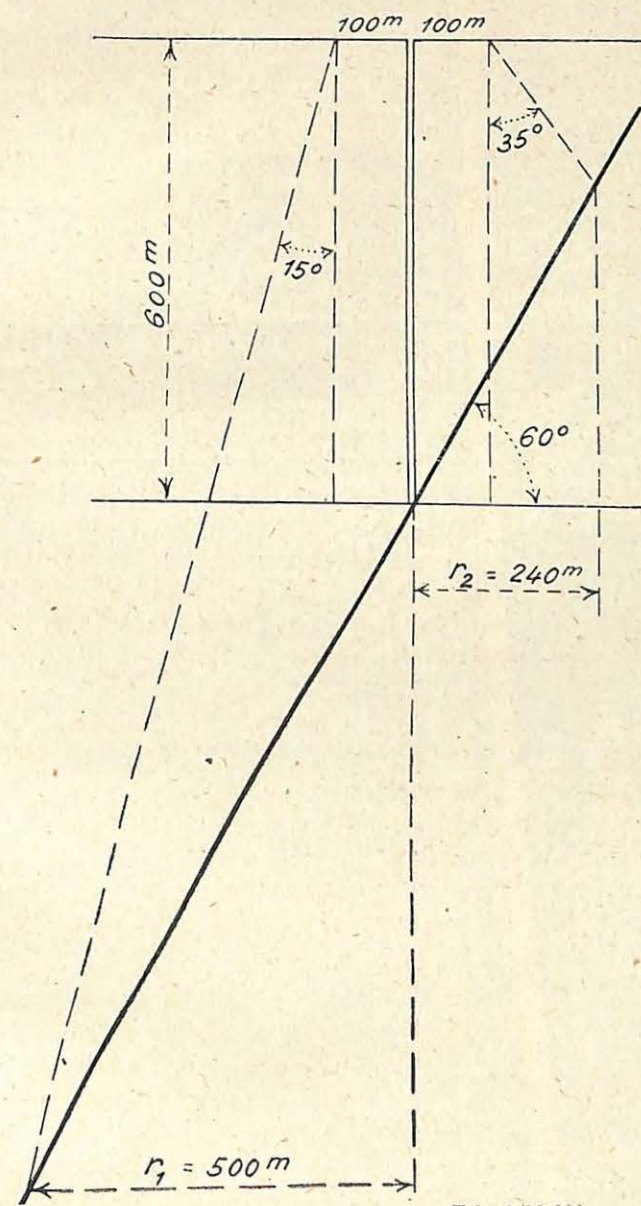


Fig. 22.

Ech. 1/10.000

La comparaison de ces tracés avec ceux résultant des règles de Statham montre que vers l'aval-pendage le massif de protection est beaucoup plus petit en cas de détermination par les règles de Statham et que vers l'amont-pendage le massif déterminé d'après les mêmes règles est un peu supérieur à celui que l'on obtient, si l'on s'en tient à la déviation des lignes de cassures admise dans la Ruhr.

Le tableau suivant précise ces différences pour les deux cas considérés.

TABLEAU III.

Pente de la couche	Largeur du massif en mètres	
	Statham	Règles du bassin de la Ruhr
Vers l'amont-pendage		
Couche peu inclinée : 18° . . .	284	270
Couche à forte pente : 60° . . .	285	240
Vers l'aval-pendage		
18°	122	285
60°	100	500

Pour l'ensemble les massifs de protection à réserver d'après la théorie de Statham sont notablement inférieurs à ceux résultant de l'application des règles en usage dans le bassin de la Ruhr, règles qui, ainsi qu'il a été dit plus haut, ne tiendraient pas encore compte de toute l'extension du mouvement résultant des exploitations minières.

Il est apparemment tenu compte de cette extension du mouvement ainsi que de celle résultant de la présence de sables bouillants, dans la façon dont une importante société minière de la rive gauche du Rhin détermine les massifs de protection à conserver autour de ses puits.

Pour ce charbonnage le gisement se présente dans les conditions suivantes : le terrain houiller est recouvert de morts-terrains de 100 à 150 mètres d'épaisseur, partiellement bouillants, constitués de 20 mètres de sables quaternaires et de 80 à 130 mètres d'argiles et de sables tertiaires ; le terrain houiller se présente avec une inclinai-

son de 10 à 30 degrés et couches exploitées ont une épaisseur moyenne de 1 mètre.

Pour établir les dimensions du massif de protection des puits, on trace sur le plan de surface, autour des installations superficielles du siège, un polygone à angles arrondis, dont les contours sont partout distants de 50 mètres des principaux bâtiments de la mine, bâtiments que l'on veut soustraire à l'action des exploitations minières. A partir des contours de ce polygone on abaisse vers l'extérieur des lignes inclinées de 70 degrés sur l'horizontale. Le cône tronqué, irrégulier, ainsi déterminé (fig. 23) constitue le massif de protection, dans lequel on ne fait aucun travail d'exploitation.

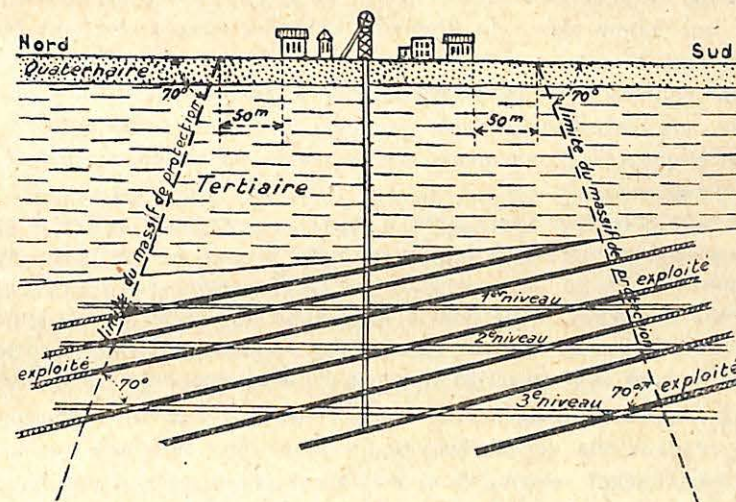


Fig. 23.

Les massifs de protection ainsi déterminés ont donné toute satisfaction. On n'a notamment constaté aucune mise hors-plomb des puits.

En Belgique la détermination des massifs de protection des puits se fait fréquemment d'une façon peu rationnelle, le massif étant constant quelle que soit la profondeur et la pente et étant généralement constitué en projection horizontale par un cercle de 50 mètres de rayon, tracé autour du puits. Cette règle est appliquée même dans des cas de puits comportant des cuvelages en fonte.

Il est clair qu'avec de pareils massifs les lignes de cassure caractérisant la zone d'étirement, traverseront le puits, qui est en même

temps soumis à affaissement vertical. Aussi l'on s'explique l'apparition de cassures ouvertes et de déformations de sections amenant la destruction des revêtements, la production de hors-plombs et de déformations diverses des guidonnages notamment le flambage des rails en acier employés dans le guidonnage Briart.

Indépendamment des accidents de personnes qui peuvent se produire, il y a lieu de remarquer que les multiples réfection des parois, les déformations des guidonnages et les déraillements de cages, qui en résultent, ne sont pas compatibles avec les conditions d'extraction dans les puits modernes à grande production.

Si dans les anciens sièges, à faible production et dont le champ d'action est généralement fort limité, on a préféré, au lieu de sacrifier une bonne partie du gisement, subir les ennuis résultant des mouvements subis par les puits, on ne pourra évidemment agir de même pour les puits devant extraire de forts tonnages spécialement pour ceux traversant de fortes épaisseurs de morts terrains aquifères, pour lesquels les mouvements des cuvelages pourraient amener des catastrophes.

Avant de terminer cette note, il convient de rappeler que certains proposent de supprimer tous massifs de protection des puits, en déhouillant les couches au cours de l'enfoncement des puits tout autour de ceux-ci et en remblayant soigneusement les parties ainsi déhouillées. Le revêtement définitif des puits ne se ferait qu'après que la phase la plus active des effets d'affaissement serait terminée.

Une autre méthode recommandée consiste à déhouiller et remblayer dans chaque couche par un puits intérieur, une surface convenablement déterminée et d'enfoncer par la suite les puits en traversant les remblais de ces exploitations.

Pour permettre au revêtement définitif de subir un certain jeu sans se dégrader, on propose d'y ménager de distance en distance des joints de discontinuité horizontaux, occupés par des assises en bois tendre.

Ces idées, quelle que soit la hardiesse, qui est à leur base, méritent qu'on ne les perde pas de vue et que l'on étudie les applications qui pourraient en être faites.

Mons, le 4 juin 1924.

La fabrication du coke par le procédé Maclaurin

Conférence donnée à l'Assemblée Générale du 4 avril 1924 de la Section des Mines de Hollande, par l'Ingénieur A. Guyot van der Ham.

NOTICE

d'après le compte-rendu publié dans le n° 25 du 21 juin 1924 de la revue « De Ingenieur »

PAR

CH. DEMEURE,

Ingénieur au Corps des Mines à Mons.

Le procédé Maclaurin est à ranger, d'après l'auteur, parmi les méthodes de distillation du charbon à basse température. Nous verrons plus loin que cette opinion de M. Guyot van der Ham a été contestée par le professeur S. J. Vermaes.

Le procédé Maclaurin est caractérisé par le fait que la distillation du charbon y est *continue*, et s'opère *sans apport de chaleur externe*. Le charbon en morceaux est traité dans un four à cuve, et la chaleur nécessaire à sa distillation est obtenue par la combustion d'une partie du coke produit, brûlant à la base même de la cuve.

L'intérêt de cette méthode réside dans le fait qu'elle permet de traiter des charbons à faible pouvoir cokéfiant, et d'en tirer, suivant l'allure à laquelle on fait marcher le four, soit du très bon semi-coke, soit du coke métallurgique passable, tout en récoltant des quantités considérables de gaz et de sous-produits de valeur.

Nous ne pouvons malheureusement suivre l'auteur dans l'exposé fort intéressant qu'il donne de l'historique de cette méthode, brevetée en 1913 par le chimiste écossais Robert Maclaurin. Nous nous bornerons à résumer, pour les lecteurs des Annales des Mines, la description de l'usine érigée à Grangemouth par la « Maclaurin Carbonisation Company Ltd », ainsi que les considérations émises par l'auteur sur l'avenir du procédé et le champ que l'on peut assigner à ses applications.
