HAL
open science

Analyse en retour d'expérience de deux effondrements miniers dans des mines de coalbrook (Afrique du Sud) et de Gardanne (France)

Christophe Didier, N. van Der Merwe

To cite this version:

Christophe Didier, N. van Der Merwe. Analyse en retour d'expérience de deux effondrements miniers dans des mines de coalbrook (Afrique du Sud) et de Gardanne (France). Revue française de Géotechnique, 2010, 131-132, pp.119-135. ineris-00961752

HAL Id: ineris-00961752

https://ineris.hal.science/ineris-00961752v1

Submitted on 20 Mar 2014

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Analyse en retour d'expérience de deux effondrements miniers dans des mines de charbon : cas des mines de Coalbrook (Afrique du Sud) et de Gardanne (France).

Back analysis of two collapses in underground coal mines : cases of Coalbrook (South Africa) and Gardanne (France)

Christophe DIDIER[(1)] et Nielen Van der MERWE[(2)]

(1) INERIS. Parc Technologique Alata. BP n°2 60550 Verneuil-en-Halatte. France.
tél : 03.44.55.68.36. fax : 03.44.5.67.00. Email : christophe.didier@ineris.fr
(2) University of the Witwatersrand, Johannesburg, South-Africa, Past president of ISRM.
tél : +27 11 680 5213. fax : +27 11 433 4561. Email : nielen@stablestrata.com

Résumé : Le présent article propose l'analyse en retour d'expérience de deux accidents miniers survenus au sein de mines de charbon. Le premier est la catastrophe minière de Coalbrook en Afrique du Sud qui a coûté la vie à plus de 400 mineurs. Le second correspond à l'effondrement de tout un secteur d'une mine située dans le bassin houiller de Provence (SE de la France) qui n'a pas engendré de victimes mais a induit de gros dégâts pour l'exploitation. Après une description détaillée des contextes de ces deux mines et de la manifestation des deux effondrements, l'article présente les principales avancées dans le domaine de la mécanique des roches qui ont résulté de l'analyse de ces évènements. Si les travaux consécutifs à Coalbrook ont été principalement consacrés à une meilleure caractérisation de la résistance des piliers in situ, le travail entrepris sur le bassin houiller de Provence a permis d'analyser, par le biais de la modélisation numérique, le mécanisme « piliers déformables -toit fragile » à l'origine des deux effondrements. Une mise ne perspective des résultats et l'identification de pistes de développement complètent le document.

Mots clés : mines, charbon, effondrement, retour d'expérience, résistance, piliers, rupture.

Abstract : The paper proposes the back analysis of two major accidents that have occurred within underground coal mines. The first one concerns the Coalbrook disaster, in South-Africa, that killed more than 400 miners. The second one deals with the collapse of a whole sector of a mine located in the Provence coal basin (SE of France). This one did not induce any victim but generated major damage for the exploitation. After a description of the contexts of the two mines as well as the manifestation of the collapses, the paper presents the major improvements in the field of rock mechanics, which resulted from the analysis of both events. In the case of Coalbrook, the researches were mainly devoted to a better characterisation of the in situ pillar strength. In the case of the Provence coal field, the development performed made it possible to analyse, with the help of numerical modelling, the mechanism "crushing pillars - brittle roof" identify at the origin of two brutal collapses. Some perspectives and identification future developments are finally proposed.

Keywords : mines, coal, collapse, back analysis, strength, pillars, failure.

1. Introduction

Le génie minier a toujours occupé une place à part dans le domaine de la mécanique des roches. Depuis la plus haute antiquité, les hommes se sont attachés à extraire du sous-sol les ressources minérales nécessaires au développement de leur société. Le dimensionnement et le creusement d'excavations souterraines ont ainsi constitué l'occupation principale de pionniers de la mécanique des roches. Leur expérience cumulée a progressivement contribué à l'élaboration de « l'art des mines » dont l'objectif principal a toujours été de combiner l'optimisation de la récupération du minerai avec la garantie d'une stabilité satisfaisante des ouvrages rocheux permettant d'assurer la sécurité des mineurs (Agricola, 1556).

Les développements technologiques ont progressivement transformé les pratiques. Les exploitations artisanales, de petite taille et peu profondes ont ainsi, peu à peu, laissé la place à des chantiers très mécanisés, de grande dimensions et dont la profondeur avoisine, aujourd'hui, les 4000 m pour certaines mines (Mines TauTona et Savuka par exemple, toutes deux exploitant l'or en Afrique du Sud). A l'origine, les connaissances et « bonnes pratiques », purement empiriques et « de bon sens », étaient transmises d'une génération à l'autre. Progressivement, des connaissances théoriques poussées dans le domaine notamment de la mécanique des terrains ont progressivement pris le relais (Hoek et Brown, 1980 ; Brady et Brown, 1993), complétées par de puissants outils de simulation numérique ou de caractérisation de laboratoire.

Pourtant, quelle que soit l'époque, la recherche et le développement des connaissances dans le domaine de la compréhension et de la maîtrise du comportement des massifs rocheux se sont toujours appuyés, pour une large part, sur le retour d'expérience. Notamment pour ce qui concerne l'analyse et la compréhension des accidents majeurs qui ont endeuillé l'histoire de l'activité minière et qui ont conduit les autorités responsables à identifier les phénomènes mis en jeu afin de prendre des mesures permettant d'éviter que de tels scénarios ne se reproduisent. En terme d'accidentologie minière, l'exploitation charbonnière a, sans nul doute, payé le plus lourd tribut en nombre de victimes. Les dix catastrophes les plus meurtrières de l'histoire minière se sont ainsi développées au sein de mines de charbon.

Bon nombre de ces catastrophes ont résulté d'explosions de poussières ou de gaz inflammables. C'est le cas des deux pires catastrophes jamais répertoriées. La première a endeuillé la Chine sous occupation japonaise, en 1942, engendrant la mort de 1546 mineurs (Honkeiko Colliery). La seconde, la catastrophe de Courrières, a fortement marqué les esprits en France. Elle a frappé le bassin houiller du Nord et du Pas-de-Calais (France), en 1906, faisant 1099 victimes. En marge de ce type d'accidents spécifiques des mines de charbon, plusieurs effondrements ont également généré des catastrophes majeures. Parmi celles-ci, la catastrophe de Coalbrook (Afrique du Sud) restera à jamais l'une des plus dramatiques et des plus marquantes de l'histoire minière internationale. Elle a couté la vie à 437 mineurs et engendré l'effondrement spontané d'un secteur de chambres et piliers sur plus de 300 ha.

Le présent article s'attache à décrire le contexte de l''exploitation, en insistant sur l'identification des mécanismes ayant conduit au déclenchement de la catastrophe. Il synthétise également les principales avancées scientifiques et techniques qui ont résulté des analyses en retour d'expérience menées sur cette tragédie. Ces progrès ont principalement porté sur l'évaluation de la résistance des piliers in situ, dans le court et le long terme. La compréhension de fonctionnement couplé « piliers déformables / recouvrement raide », pourtant crucial dans la survenue de l'effondrement de Coalbrook n'a pour sa part que peu été étudiée à l'époque.

Pour illustrer cette problématique particulièrement complexe, nous nous appuierons sur un autre cas d'effondrement qui s'est, pour sa part, développé, en 1879, au sein du bassin houiller de Provence (France). Après une brève description du contexte et des caractéristiques de cet effondrement, une démarche méthodologique s'appuyant sur une ambitieuse campagne de reconnaissance valorisée par le développement d'une modélisation numérique à grande échelle des ouvrages souterrains est présentée. Elle a permis, dans un contexte d'abandon des travaux, d'identifier et de localiser les secteurs d'exploitation susceptibles de subir, dans le long terme, un phénomène semblable à celui ayant affecté l'exploitation de Gardanne par le passé.

Il peut apparaître surprenant de regrouper deux évènements a priori très différents, tant pour ce qui concerne les dates de déclenchement (séparées de près d'un siècle), l'extension de la zone rompue (près de 20 fois plus importante à Coalbrook) mais également les conséquences de la rupture (l'une des pires catastrophes de l'histoire minière dans un cas, aucune victime dans l'autre). L'analyse des mécanismes mis en jeu dans le développement des effondrements met toutefois en évidence que ces deux évènements présentent des similitudes, pouvant parfois même se révéler troublantes.

A la lumière des différentes avancées techniques décrites, les principaux questionnements et défis scientifiques qui demeurent et qui représentent des priorités de recherche pour les années à venir sont, pour conclure, mis en perspective.

2. La catastrophe de Coalbrook

La plupart des informations transcrites dans ce qui suit sont tirées de Van der Merwe (2006b), qui s'appuie lui-même sur les conclusions du rapport d'enquête sur la catastrophe réalisé par le *Government Mining Engineer* (1965).

2.1 Contexte géologique et minier de l'exploitation

La mine de Coalbrook est située au sein du bassin houiller du Vaal, au nord-est de l'Afrique du Sud, dans la région administrative de Orange Free State, à une petite centaine de kilomètres au sud de Johannesburg (figure 1).

Le gisement houiller de la vallée du Vaal, découvert au début des années 1870, se présente sous la forme d'une succession de trois couches de charbon, situées à la base d'une série géologique d'âge permien, constituée, outre les veines de charbon, d'une alternance de grès, de grès schisteux, de schistes gréseux et de schistes calcaires. Le pendage des couches est subhorizontal, tout comme l'est la topographie des terrains de surface. La géologie du secteur est rendue particulièrement complexe par deux importants dykes de dolérite qui recoupent le secteur dans une direction NE-SW ainsi que par la présence d'un puissant filon horizontal de dolérite d'une quarantaine de mètres d'épaisseur, situé à 80 m à l'aplomb des travaux miniers (figure 2).

Le premier puits de la mine de Coalbrook fut foncé en 1905. La quasi-totalité des travaux miniers s'est, dès lors, développée au sein de la couche de charbon n°2, située à une profondeur voisine de 140 mètres, sensiblement constante sur l'ensemble de l'exploitation (figure 3). Durant une trentaine d'années, les travaux miniers se développèrent principalement vers l'Est et le Sud du puits principal, avec un schéma de dimensionnement globalement constant, à savoir des piliers carrés de 17 - 18 m de côté pour des largeurs de galeries voisines de 7 m, conférant à l'exploitation un taux de défruitement (noté τ) voisin de τ = 50 % pour une hauteur limitée à 2,4 m et des piliers barrières séparant chaque quartier constitués par des

bandes vierges de 24,4 m de largeur. A partir de 1932, la largeur des piliers fut réduite à des valeurs de 13 - 14 m, pour des galeries réduites pour leur part à 6 - 7 m, le tout conférant un taux de défruitement pouvant localement dépasser 55 %, la hauteur des travaux étant toujours limitée à 2,4 m et les piliers barrières faisant désormais l'objet de fréquentes recoupes.

En 1949, les dimensions de piliers avaient à nouveau été réduites, avec une largeur moyenne voisine de 12 m pour des galeries maintenues identiques aux précédentes (taux de défruitement, τ, pouvant atteindre 60 %). Les premières tentatives d'augmentation de la hauteur des galeries (jusqu'à 3,7 m) furent entreprises très localement sans toutefois être généralisées du fait de la mauvaise qualité du charbon abattu. Les dimensions des piliers barrières étaient, pour leur part, réduites à une valeur légèrement supérieure à 12 m.

A compter de 1950, l'implantation d'une centrale thermique dans le secteur fut entérinée et c'est la mine de Coalbrook qui fut retenue pour alimenter cette centrale. Ceci engendra un impact colossal sur l'exploitation de la mine dont la production eût à faire face à une augmentation de 1 600 à 10 000 tonnes par jour, et ce en moins de 4 années.

En dépit des conseils promulgués par un expert commis par la *« Electricity Supply Commission »* (qui avait conclu à la nécessité de ne pas augmenter l'ouverture des chantiers à plus de 2,9 m, de ne pas dépasser un taux de défruitement supérieur à 40 % et de ne pas réduire la largeur des bandes fermes entre quartiers à moins de 18 m), diverses modifications substantielles du schéma de dimensionnement furent progressivement entreprises. Ainsi, à compter de 1951, l'augmentation de l'ouverture des chantiers fut systématisée, d'abord jusqu'à 3,7 m, puis à partir de 1957 jusqu'à 4,3 m et même localement jusqu'à 5,5 m.

Ce nouveau dimensionnement des chantiers contribua grandement à poursuivre l'augmentation substantielle de la production, cette dernière passant de 134 240 tonnes en 1954 à 2 260 660 tonnes en 1958.

2.2 L'effondrement

2.21 L'expérimentation du quartier 10

En complément de l'évolution progressive du schéma de dimensionnement détaillé ci-dessus, les responsables de la mine décidèrent, pour répondre aux besoins colossaux d'augmentation de la production, de mettre en œuvre une reprise des anciens quartiers, sous la forme d'une reprise conjuguée du bas toit et des piliers. Pour évaluer la faisabilité de la démarche, une expérimentation fut entreprise dans l'un des quartiers les plus récemment exploités (1952), le « Quartier 10 », situé à l'Est de la mine (figure 3).

L'expérimentation consistait à créer des recoupes de 4 m de largeur et 2 m de profondeur au sein des piliers (pour atteindre un τ voisin de 65 %) et de rehausser l'ouverture des chantiers jusqu'à 4,3 m, voire localement 6,1 m. L'expérimentation fut appliquée à une centaine de piliers, soit une superficie environ égale à 3 ha. Le suivi du comportement de la zone expérimentale fut limité à de simples observations visuelles. Aucune mesure ne fut entreprise. Après deux mois d'observations, comme aucun signe particulier ne fut observé, on conclut au succès de l'expérimentation. Il fut donc décidé de généraliser le principe de reprise des anciens chantiers, tel qu'expérimenté au sein du Quartier 10, aux secteurs voisins, la mise en œuvre s'étendant progressivement vers le Sud au sein des anciens quartiers.

2.2.2 L'évènement précurseur

Le 28 décembre 1959, à environ 19h, le secteur nord du « Quartier 10 », incluant la zone où avait été mise en œuvre l'expérimentation, s'effondra. L'effet de souffle engendré blessa une personne pourtant éloigné de la zone rompue. Il n'y eut pas d'autres dommages, aucun mineur n'étant présent, à ce moment, au sein des travaux de reprise des anciens quartiers. L'effondrement affecta une superficie de 6 ha environ et fut confiné au sud par l'un des piliers barrières de 12 mètres de largeur.

Les travaux de reprise des anciens quartiers se développaient à cette date à environ 300 mètres au sud de la bordure de la zone effondrée. Pourtant, aucun signe précurseur de type craquements ou dégradations anormales de piliers n'avait été détecté durant le poste de jour du 28 décembre. Au cours des 3 jours qui suivirent l'effondrement, des craquements sourds et des dégradations de piliers furent en revanche observés autour du périmètre de l'effondrement, puis tout cessa à nouveau. On ne dispose malheureusement pas d'une description détaillée de l'état des piliers au sein et en périphérie de la zone éboulée La décision fut donc prise de redémarrer les travaux de reprise des anciens quartiers. Cet évènement n'était hélas que le précurseur de la catastrophe à venir qui frappa la mine 21 janvier 1960, soit 24 jours après le premier effondrement.

2.2.3 La catastrophe

Le 21 janvier 1960, à 16h00, le responsable en charge d'une équipe travaillant juste à l'ouest du Quartier 10 fut alerté par des bruits sourds provenant du dit quartier, accompagnés d'une dégradation rapide des piliers environnants. A 16h20, le responsable d'une autre équipe travaillant, pour sa part, en bordure sud du Quartier 10, lui aussi alerté par des indices sensiblement similaires, décida également de replier l'équipe dont il avait la charge mais, en chemin, ils furent surpris par un effet de souffle.

Les responsables de la mine, alertés par le rapport des responsables d'équipe entreprirent immédiatement une reconnaissance du fond pour comprendre l'origine du phénomène. Ils découvrirent de nombreux barrages d'aérage rompus induisant l'émanation de méthane dans les chantiers exploités. L'absence de monoxyde de carbone leur permit d'écarter l'hypothèse d'une explosion pour origine des évènements. Les craquements et la dégradation progressive des piliers se poursuivaient en bordure de la zone rompue de l'ancien Quartier 10. Le personnel de surface transmit l'information qu'une cuvette d'affaissement s'était développée, en surface, à l'aplomb du centre du quartier, délimitée par de larges fissures en périphérie.

Les responsables en conclurent que, la surface s'étant affaissée, « *la charge sur les piliers devait s'être dissipée*[1] » et que seul le Quartier 10 ayant posé problème, les autres secteurs pouvaient, pour leur part, être considérés comme sûrs. Ils décidèrent néanmoins d'évacuer les deux équipes situées à proximité immédiate du Quartier 10 et s'organisèrent pour assurer le remplacement rapide des barrages d'aérage endommagés. Les autres équipes en poste au sein des anciens travaux situés à l'est de la mine continuèrent à travailler normalement, aucune information signalant un quelconque dysfonctionnement n'ayant été émis par leurs responsables.

[1] Concept peu clair traduisant probablement l'idée que la convergence des travaux souterrains s'étant reportée en surface, c'est l'ensemble des terrains de recouvrement qui s'étaient affaissés, ne laissant pas ainsi un haut-toit « suspendu » au droit de piliers rompus.

Peu après 19h00, les mineurs en charge du remplacement des barrages d'aérage au sud du Quartier 10 furent alertés par le développement croissant de « coups de tonnerre » provenant du centre quartier ainsi que par l'augmentation des émissions de méthane. Ils décidèrent de se replier vers une zone sécurisée mais, avant qu'ils n'aient pu l'atteindre, ils furent engloutis par « *un ouragan de poussière accompagné de coups de tonnerre* ».

L'effet de souffle balaya la mine avec une extrême violence durant 10 mn puis diminua progressivement d'intensité pour finalement prendre fin 45 mn plus tard. De nombreux mineurs furent renversés par cet effet de souffle et l'ensemble du personnel évacua peu à peu la mine. Ce n'est qu'une fois cette évacuation achevée que l'on réalisa qu'aucun des mineurs travaillant au sein des quartiers situés à l'est de la mine n'avait pu remonter au jour.

Les reconnaissances aussitôt entreprises mirent en évidence que tous les accès menant aux quartiers est étaient effondrés. De nombreuses tentatives furent organisées pour forer des puits de secours depuis la surface mais le puissant filon de dolérite compliqua considérablement les travaux de forage. Au bout de quelques semaines, les travaux de recherche furent abandonnés. Tous les forages avaient mis en évidence les signes d'un effondrement généralisé de l'ensemble du secteur, accompagné localement de fortes venues d'eau et d'importantes émissions de gaz. Les corps des 437 mineurs qui périrent dans l'effondrement ne furent jamais retrouvés (figure 4).

En surface, la cuvette d'affaissement détectée suite à la rupture survenue à 16h s'étendit progressivement vers le sud-est pour atteindre une extension de 1200 m. A l'aplomb même de l'endroit où avait été menée l'expérimentation, une cuvette circulaire de 150 m de diamètre s'était développée, avec une profondeur d'environ 2 m, bordée par un réseau de fractures très largement ouvertes (0,5 m). La surface totale affectée par l'effondrement fut évaluée à 324 ha. En surface, l'amplitude moyenne de l'affaissement sur l'ensemble de la zone fut estimée à 0,6 m. Elle atteignait toutefois des valeurs plus élevées là où la reprise du bas-toit avait été menée de manière intensive.

2.3 Les principales avancées méthodologiques suite à la catastrophe

La catastrophe de Coalbrook engendra un véritable choc dans la communauté minière sud-africaine mais également internationale. Les experts gouvernementaux formulèrent des recommandations fortes parmi lesquelles la plus importante consistait à exiger, à l'avenir, une analyse argumentée des dimensions de piliers à mettre en œuvre au regard des différents contextes d'exploitation (*Government Mining Engineer*, 1965).

La priorité des travaux de recherche fut donc consacrée à l'établissement d'une méthodologie fiable permettant de définir la résistance effective de piliers *in situ* et, donc, de dimensionner efficacement les appuis. Les premières tentatives consistant à déterminer, en laboratoire, la résistance d'éprouvettes de petites dimensions (du dm^3 au m^3) puis à extrapoler les résultats vers des piliers de taille réelle étant trop complexes et sujettes à incertitudes, les recherches s'orientèrent vers deux approches menées parallèlement : la caractérisation de l'effet d'échelle dans la résistance des piliers et la prise en compte de l'effet d'élancement dans cette résistance.

2.3.1 Caractérisation de l'effet d'échelle dans la résistance des piliers

Bieniawski et van Heerden (1975) se consacrèrent, avec l'aide du CSIR (Council for Scientific and Industrial Research), à la caractérisation de la résistance d'échantillons de

charbon de grande taille, en constituant, in situ, de petits piliers de charbon soumis progressivement à des sollicitations de nature à les conduire jusqu'à la rupture. Leurs travaux conduisirent notamment à deux avancées importantes :

- au-delà d'une dimension d'échantillons d'environ 1,5 m, l'effet d'échelle n'est plus notable dans le cas du charbon,
- la résistance mécanique d'un échantillon de charbon est fonction croissante du rapport largeur sur hauteur (w/h)[2],

Bieniawski (1968) proposa ainsi une relation linéaire reliant la résistance des piliers de charbon, σ_c, au ratio *w/h* (w : largeur des piliers ; h : hauteur des piliers) pour des rapports *w/h* > 1 et des largeurs *w* > 1,5 m.

$$\sigma_c = 2{,}76 + 1{,}52\ w/h \text{ en MPa} \qquad (1)$$

Pour généraliser la prise en compte de cet effet d'échelle, Holland (1973) et Hustrulid (1976) notamment proposèrent, dans les <u>unités de mesure du système impérial</u>, une relation du type :

$$Rc_{d1} = Rc_{d2}\,(d_1/d_2)^{\alpha} \quad \text{(en psi)} \qquad (2)$$

Avec,

d_i : dimension du côté des échantillons testés (en pouces) ;

Rc_{di} : résistance à la compression uniaxiale d'un échantillon cubique de côté d_i (en psi);

α : constante établie par les différents auteurs pour les différents sites étudiés.

Connaissant la résistance en laboratoire d'un échantillon de dimension d_2, il est ainsi possible d'évaluer la résistance d'un pilier de dimension d_1 par ce processus de calcul[3]. Dans les faits, on n'affecte généralement pas à d_1 la largeur intégrale du pilier mais une valeur sensiblement égale à la taille représentative telle que proposée par Bieniawski (1968) ou Hustrulid (1976), à savoir entre 0,9 m et 1,5 m (taille minimale d'échantillon au-delà de laquelle il devient représentatif du massif et, de fait, l'effet d'échelle peut être négligé).

Pour Holland (1973), et Hustrulid (1976) ayant principalement travaillé sur des charbons sud-africains, les valeurs déterminées de α sont voisines de - 0,5.

2.3.2 Prise en compte de l'effet d'élancement dans la résistance des piliers

Salamon (1967) privilégia pour sa part une approche statistique du problème, s'attachant à mettre à profit une base de données de 27 piliers rompus et 92 piliers intacts. Avec l'aide de Munro, ils établirent une relation permettant de déterminer la résistance de piliers de charbon carrés afin de restituer, au mieux, le comportement observé des piliers constituant la base de retour d'expérience (Salamon et Munro, 1967) :

$$\sigma_p = 7{,}176\ (w^{0,46})/(h^{0,66}) \text{ en MPa (avec w et h initialement en pieds)} \qquad (3)$$

2 Dans la culture française où l'on parle plus généralement d'élancement des piliers (rapport largeur/hauteur), ce rapport w/h est fréquemment appelé « l'anti élancement».

3 Précisons à ce sujet que les échantillons testés étaient de section carrée, technique peu usitée dans l'approche française qui privilégie les éprouvettes cylindriques.

Contrairement à la relation proposée par Bieniawski (1968), les exposants du numérateur et du dénominateur sont ici différents. L'application de cette formule doit donc être restreinte à l'utilisation de dimensions de piliers transcrites en unités équivalentes à celles utilisées pour son élaboration (à savoir des mètres pour les valeurs de α et β présentées ci-dessus).

La valeur 7,176 MPa figurant dans la relation précédente correspond à la valeur de résistance d'un charbon « moyen », représentatif de la base de données mise à disposition de Salamon, et permettant de prévoir 50 % de cas de rupture pour l'ensemble des piliers présentant un facteur de sécurité de 1,0. Salamon déduisit de ses travaux que, pour un panneau minier « classique », un facteur de sécurité de 1,6 devait être recherché, valeur représentative des échantillons non rompus présents dans la base de données étudiée.

La formule de Salamon-Munro fut, dès lors, très largement adoptée et mise en pratique dans l'industrie minière sud-africaine au point d'être presque élevée au rang de dogme !

2.3.3 Evolution de la formule de Salamon

Différentes amélioration furent toutefois apportées, dans les années qui suivirent, à la formule fondatrice proposée par Salamon et Munro (1967). Son extension à des piliers, non plus carrés mais rectangulaires, fut ainsi étudiée par Wagner (1974), Salamon (1982) et Van der Merwe (1998).

Madden (1981) reprit l'analyse de Salamon et Munro en étendant la base de données initiale aux 17 nouveaux effondrements s'étant produits en Afrique du Sud entre 1960 et 1980. Il établit une nouvelle relation qui ne fut toutefois pas jugée suffisamment différente de celle de Salamon pour remettre en cause l'application de la formule « fondatrice » qui faisait désormais autorité dans l'industrie minière sud-africaine.

Van der Merwe (1993), étudiant l'application de la formule de Salamon et Munro (1967) à trois mines spécifiques du bassin houiller du Vaal (Sigma, Cornelia et Coalbrook) mit en évidence qu'elle ne permettait pas, en l'état, d'expliquer les nombreuses ruptures répertoriées sur ce seul secteur. Pour ce faire, il convenait de modifier le premier terme de la formule, le réduisant de 7,176 MPa à 4,5 MPa. Seule une réduction de cet ordre permettait de traduire le fait que le charbon du bassin du Vaal s'avère sensiblement moins résistant que la valeur moyenne que l'on est amené à retenir à l'échelle de l'Afrique du Sud. Il en résulte la constatation paradoxale suivante : la formule établie suite à la catastrophe de Coalbrook s'est avérée non parfaitement adaptée à l'environnement particulier de cette mine !

Van der Merwe (2003), valorisant une base de données encore enrichie et s'appuyant sur une approche statistique légèrement différente de celle employée par Salamon, établit deux nouvelles relations, cette fois-ci linéaires vis-à-vis du rapport w/h.

Formule générale σ_p (MPa) = 3,5 w/h (4)

Charbons du bassin du Vaal σ_p (MPa) = 1,5 w/h (5)

2.4. Retour sur le mécanisme de déclenchement de la catastrophe

Si on applique les relations présentées ci-dessus aux caractéristiques des piliers exploités dans le secteur effondré de la mine de Coalbrook, il est possible d'évaluer, en retro-analyse, la résistance de ces appuis et d'en déduire leurs conditions de stabilité, indépendamment du

comportement du recouvrement. L'analyse en détail du plan d'exploitation de la zone effondrée met en évidence l'existence de différents schémas de dimensionnement coexistant au sein de la zone. Pour simplifier l'analyse et ne pas multiplier les simulations, on prendra un « schéma moyen », jugé le plus représentatif possible des travaux souterrains du secteur.

Ainsi, les dimensions caractéristiques retenues pour définir ce schéma d'exploitation représentatif correspondent à des galeries de 6,1 m de largeur pour des piliers carrés « équivalents » (intégrant l'existence de refentes locales) de 13,7 m de côté pour une hauteur moyenne de 4,9 m.

En limitant les applications numériques suivantes, aux fonctions les plus récentes et spécifiquement établies sur le bassin houiller du Vaal, il vient pour les valeurs de résistance des piliers à la compression (R_c) :

- Van der Merwe (1993), adaptation de la relation de Salamon et Munro au bassin houiller du Vall : R_c = 5,3 MPa,
- Van der Merwe (2003) appliqué au bassin houiller du Vall sur la base d'une base de données élargie : R_c = 4,2 MPa.

Dès lors, considérant une profondeur des travaux de 137 mètres, un poids volumique des terrains de recouvrement de 25 kN/m^3 et, considérant le dimensionnement des travaux précisés plus haut, un taux de défruitement dans la zone de l'ordre de 53 %, il vient, si on applique l'hypothèse de l'aire tributaire (à savoir un recouvrement entièrement pesant sur les piliers), une estimation de la contrainte verticale s'exerçant au sein des piliers :

$$\sigma_p = 7{,}2 \text{ MPa.}$$

De fait, on peut évaluer les valeurs du coefficient de sécurité des piliers de charbon de la zone de reprise des piliers, en fonction des relations proposées par Van der Merwe (1993 et 2003). Il vient ;

$$0{,}6 < F_s < 0{,}7 \quad \text{avec } F_s = R_c/\sigma_p$$

Il ressort de ces calculs que les piliers de charbon du quartier 10 de la mine de Coalbrook étaient largement sous dimensionnés pour pouvoir garantir, du fait de leur propre résistance, le poids des terrains de recouvrement. Pourtant, la stabilité du plot d'essai a été jugée satisfaisante au bout de quelques semaines et l'extension de la reprise des piliers a été mise en œuvre durant plusieurs années au sein du Quartier 10 avant le déclenchement de l'effondrement.

Seul un rôle majeur du recouvrement et notamment du banc massif de dolérite peut donc expliquer cette stabilité apparente des piliers pourtant largement sous-dimensionnés.

Cette estimation rapide de la résistance des piliers permet de valider l'interprétation du mécanisme de rupture proposée à la conclusion de l'enquête qui suivit la catastrophe *(Government Mining Engineer*, 1965). Selon les experts en charge du dossier, l'effondrement du 28 décembre 1959 s'est développé à l'aplomb de la zone d'expérimentation, fragilisant le filon de dolérite, sans pour autant le rompre totalement (aucune apparition de cuvette d'affaissement en surface). Du fait de cette rupture, le filon, qui présentait jusqu'alors un comportement mécanique sensiblement assimilable à celui d'une plaque encastrée (en appui

sur les bords fermes de l'exploitation, vit son comportement se transformer en un appui en « porte-à-faux[4] ».

Le 21 janvier, la rupture totale du filon de dolérite induisit un report de l'ensemble du poids du recouvrement sur les piliers qui étaient largement sous-dimensionnés pour supporter cette charge transmise de manière dynamique. Le phénomène d'effondrement se généralisa alors à tous les quartiers environnants, la rupture ne s'arrêtant que sur les bords fermes de l'exploitation ou au contact de piliers barrières intacts et présentant des largeurs supérieures à 12 m. Seuls des appuis de ce type étaient en effet capables de reprendre l'intégralité du poids des terrains de recouvrement.

3 L'effondrement de Rocher Bleu

3.1 Contexte géologique et minier de l'exploitation

Le bassin houiller de Provence est situé dans le Sud-Est de la France, entre les villes d'Aix-en-Provence et de Marseille. D'orientation principale Est-Ouest, il s'étend sur 70 km de long et 12 km de large. Le pendage des couches, limité à environ 5° et régulier, est principalement orienté vers le Nord et l'Ouest. Hormis quelques accidents structuraux en bordure de bassin, les formations constituant le cœur du synclinal présentent une grande régularité et apparaissent peu déformées malgré la présence d'accidents transverses (figure 5).

Le gisement houiller est entièrement compris dans une formation calcaire massive d'âge Crétacé Supérieur, d'une puissance voisine de 200 m et constituée de bancs continus, souvent très résistants et très raides, recouverte, dans les parties les plus profondes du bassin par d'épais dépôts argilo-marneux. Il se compose de sept couches de charbon d'épaisseurs variables dont seules les 4 plus profondes ont été très largement exploitées. Parmi celles-ci, la couche la plus profonde, mais également la plus puissante, dite "Grande Mine" a fait l'objet de la grande majorité des travaux souterrains. Son épaisseur varie entre 2 et 5 m selon les secteurs du bassin (une valeur moyenne de 3 mètres peut être considérée comme représentative).

L'exploitation, qui débuta au XVIème siècle, prit son essor industriel vers le milieu du XIXème siècle et connut son apogée durant les périodes succédant aux guerres mondiales, avant de décliner progressivement à compter des années 1980. La dernière taille s'est arrêtée fin janvier 2003, portant la superficie totale des terrains sous-minés à un peu moins de 200 km².

Jusqu'en 1930, la veine Grande Mine fut intégralement exploitée par chambres et piliers abandonnés (superficie de plus de 3000 ha). Le schéma d'exploitation (piliers carrés de 10 m de côté et des galeries de 10 m de largeur) et le taux de défruitement résultant (τ voisin de 75 %), n'a que relativement peu varié avec le temps et la profondeur (depuis les affleurements jusqu'à 400 m environ).

A compter de 1930, la technique des longues tailles s'est progressivement substituée aux chambres et piliers abandonnés, notamment pour ce qui concerne les secteurs plus profonds (de 500 m à 1300 m). A compter de 1970, seule la technique d'exploitation par longues tailles

[4] On parle de « porte-à-faux »lorsqu'une extrémité d'un élément se trouve sans support immédiat sous-jacent. La structure comporte dès lors un risque de rupture car sa stabilité repose principalement sur sa résistance au cisaillement au niveau de l'appui résiduel .

profondes était mise en œuvre dans le bassin houiller de Provence, la technique par chambres et piliers ayant été définitivement abandonnée (figure 6).

Les différentes sources d'informations consultées (enquête orale, photographies aériennes, archives écrites) convergeaient toutes pour indiquer que, du fait de la très grande résistance du toit calcaire notamment, les quartiers exploités par chambres et piliers abandonnés dans le bassin de Provence n'avaient pas généré de ruptures majeures en surface durant les deux derniers siècles d'exploitation. Toutefois, presque par le plus grand des hasards, nous avons retrouvé une très ancienne monographie (Villot, 1889), oubliée de tous ou presque, qui décrit un effondrement en masse ayant affecté le bassin houiller il y a 120 ans de cela, évènement lui-aussi disparu de la mémoire collective (probablement du fait de l'absence de victimes). Cet effondrement s'est développé au sein d'un secteur d'exploitation dit « du Rocher Bleu ». Ce sont sa description puis l'analyse du mécanisme déclencheur qui font l'objet de la suite du présent article.

3.2 Description de l'effondrement

Dans le tome XVI des Annales des Mines (année 1889), un article de M. Villot (Inspecteur Général des Mines), fait référence à un effondrement brutal ayant affecté, dans la nuit du 29 au 30 avril 1879, l'exploitation houillère de Provence en couche Grande Mine dans le secteur dit de Rocher Bleu (figure 6), dans un quartier où la profondeur moyenne des travaux est de 170 m (elle varie entre 160 et 190 m sur l'ensemble de la zone effondrée).

Dans le secteur concerné, la couche Grande Mine (de 2,5 m de puissance) était principalement exploitée en damier, avec un dimensionnement classique déjà évoqué plus haut (galeries de 10 m de largeur, piliers carrés de 10 m de côté) induisant un taux de défruitement de 75 %.

Quelques années avant l'effondrement, « *sous l'influence des hauts prix qu'avaient atteints les combustibles* » une expérimentation fut menée pour tenter d'améliorer la productivité de la mine. Entre 1873 et 1876, les exploitants ont ainsi réduit, au sein d'un secteur expérimental, les dimensions des piliers pour les limiter à des carrés de 6 m de côté pour des galeries de 14 m de large, augmentant, par là même, le taux de défruitement à une valeur proche de 90 %. Comme ce fut le cas à Coalbrook, l'expérimentation consista à dégraisser des piliers déjà existants et non à réaliser de nouveaux piliers avec le taux de défruitement expérimental. Ceci explique en partie pourquoi, du fait des plans d'exploitation non tenus à jour, il est très délicat de circonscrire, avec précision, les contours, a priori assez étendus, du secteur d'expérimentation. On sait toutefois que ce secteur était contenu dans la zone effondrée.

Dès 1877, constatant les inconvénients de cette modification de la méthode d'exploitation sur la stabilité des ouvrages, la Société de Charbonnage est revenue aux dimensions initiales des piliers. Mais c'est environ 6 années après le début de l'expérimentation, nouvelle similitude intéressante avec le cas de Coalbrook, que le bien fondé de la démarche allait trouver ses limites. Dans une circulaire du Ministère de l'Industrie recensant les principaux accidents ayant affecté des exploitations souterraines menées par piliers abandonnés, il est précisé que :

> *« Depuis quelques temps avant l'éboulement, la partie exploitée par piliers plus faibles travaillait fortement. Les piliers s'écaillaient, les plus chargés se fissuraient, certains s'effondraient et on percevait des craquements ».*

Villot (1889) décrit la manifestation de l'effondrement de Rocher Bleu en ces termes :

« Dans la nuit du 29 au 30 avril 1879, un craquement formidable suivi de trépidations se produisit tout à coup ; fort heureusement les chantiers de cette région n'étaient pas occupés à ce moment. Une galerie de roulage qui les traversait, fût écrasée sur une longueur de près de 700 m ; par places, le toit et le mur se touchaient…

La partie éboulée semble avoir été assez nettement circonscrite par un quadrilatère délimité au Nord, par une zone où la couche s'était avérée argileuse et moins résistante ; à l'Est, par une faille bien connue ; à l'Ouest, par une « moulière », terme local décrivant une faille remplie de boues argileuses *prédisposant les épontes à des glissements* ; enfin au Sud par la bordure de l'exploitation. L'effondrement s'est ainsi développé sur une superficie légèrement inférieure à 20 ha. Au regard de l'extension de la zone touchée et de la violence du phénomène, l'absence de victimes résulte d'une combinaison de facteurs favorables (évènement survenu en pleine nuit à la veille d'un jour férié, chantiers déserts). Si le phénomène s'était déclenché en d'autres circonstances, tout porte à croire que la mine du Rocher Bleu serait venue compléter la longue liste des exploitations endeuillées par l'occurrence d'accidents collectifs meurtriers.

En s'appuyant sur la description de la zone éboulée fournie dans la note de Villot, il a été possible de recaler, au mieux, le secteur effondré sur un ancien plan d'exploitation (figure 7). On notera que, sur ce plan, les quartiers situés au sud-est de la zone effondrée (figuré sombre en bas à gauche du plan) sont postérieurs à la rupture et n'existaient donc pas à la date du 30 avril 1879.

Les manifestations en surface sont mal décrites, du fait notamment du caractère très accidenté et végétalisé des terrains de surface. On ne dispose d'aucune information sur l'extension ou sur la profondeur de la cuvette d'affaissement. Il ne fait en revanche aucun doute que l'éboulement se soit propagé au sein du recouvrement car l'exploitant a reconnu plus tard, à l'aplomb de la rupture, une veine de charbon située plusieurs dizaines de mètres plus haut que la veine Grande Mine intensément déformée voire broyée du fait du mouvement de masse ayant affecté le toit.

On sait par ailleurs que d'importantes secousses furent ressenties en surface, notamment dans le village de Gréasque, situé à proximité de la zone effondrée, à la périphérie duquel une maison s'effondra. Ces secousses furent d'ailleurs ressenties jusqu'à Gardanne, commune située à une dizaine de kilomètres de l'éboulement. Faisant suite à l'éboulement principal, plusieurs « répliques » d'intensité moindre furent à nouveau perçues le lendemain et le surlendemain.

3.3 Analyse en retour d'expérience de l'effondrement

3.3.1 Collecte des informations

Au moment de l'arrêt des travaux et de la réalisation de l'analyse des aléas résiduels, l'ensemble des quartiers exploités par chambres et piliers abandonnés étaient abandonnés et n'avaient plus été visités depuis plus de 30 années. Plusieurs visites de reconnaissance au sein des rares anciens quartiers encore accessibles furent donc entreprises (uniquement toutefois au sein des quartiers les plus « récents » qui sont aussi les plus profonds). Les observations mirent toutes en évidence un écrasement des piliers accompagné d'une flexion importante du toit calcaire avec des valeurs de convergence pouvant avoisiner le mètre pour une ouverture initiale des travaux de 2 mètres (figure 8).

Les piliers se présentent désormais sous la forme de « tas de charbon » écrasés entre les épontes et présentant des élancements résiduels très faibles (rapports w/h supérieurs à 10). Si on ajoute à cela le faible volume de vide résiduel (les « tas de charbon » adjacents allant jusqu'à se rejoindre à leur base), on peut raisonnablement considérer que ce type de « piliers » se trouvent dans un état de « post-rupture ». Ce type de secteurs n'est donc pas sensible au développement de mécanismes de type « rupture dynamique en chaîne de piliers résiduels par effet domino ».

En revanche, la forte convergence subie par les piliers doit conduire à s'interroger sur la capacité d'un toit aussi raide que celui du bassin houiller de Provence à encaisser des flexions importantes sans se rompre.

Par ailleurs, du fait de la très vaste étendue des travaux exploités par chambres et piliers (plusieurs milliers d'hectares) et de la grande diversité de configurations qui en résultaient (notamment du fait de la variabilité de la profondeur et de l'extension des panneaux), rien ne permettait d'affirmer que les observations réalisées lors des visites de reconnaissance pouvaient être généralisées à l'ensemble des secteurs exploités par chambres et piliers.

Pour disposer d'éléments de calage fiables, une campagne de forages et de diagraphies fut donc entreprise en différents secteurs du bassin désormais inaccessibles par le fond, dans le but de caractériser la hauteur de vide résiduel au centre de panneaux représentatifs situés à des profondeurs variées. Ces forages mirent en évidence, pour la totalité des quartiers situés à une profondeur supérieure à 250 m environ, une réduction sensible de la hauteur de vide (1 m résiduel sur les 2 m initiaux en cohérence avec les observations visuelles menées lors des reconnaissances).

A l'inverse, pour les quartiers situés à des profondeurs moindres, inférieurs à 200 m environ, des vides résiduels francs sensiblement identiques à l'ouverture initiale des chantiers furent mis en évidence, attestant que les piliers n'étaient pas rompus. Ce fut notamment le cas des forages réalisés dans le secteur de Rocher Bleu au sein duquel s'était développé l'effondrement de 1879.

3.3.2 Evaluation de la stabilité des piliers

L'évaluation de la résistance à long terme de piliers de charbon in situ n'est pas chose aisée. La structure même du charbon (matériau très micro-fracturé, souvent affecté par de nombreuses hétérogénéités) rend en effet complexe l'évaluation de la résistance des ouvrages dimensionnés en son sein. Comme mentionné plus haut dans cet article, la démarche sud-africaine s'est basée sur une approche empirique visant à établir, à l'aide de bases de données aussi complètes que possible, des relations permettant d'estimer la résistance *in situ* des piliers.

Principalement par culture, l'ingénierie française a, de tout temps, montré un intérêt sensiblement moindre pour les approches empiriques que ne l'ont fait les experts anglo-saxons. La constitution d'une base de données équivalente pour la France à celle utilisée par Salamon en Afrique du Sud n'a donc jamais été entreprise. L'estimation de la résistance des piliers du bassin houiller de Provence se doit donc d'être entreprise au travers d'une approche plutôt analytique qui s'appuie néanmoins pour partie sur les avancées résultant de la catastrophe de Coalbrook.

L'approche analytique consiste à mesurer la résistance d'une éprouvette de charbon en laboratoire puis de lui affecter une série de facteurs correctifs permettant d'extrapoler cette valeur à celle de la résistance d'un pilier in situ dans le long terme.

Ces différents facteurs sont notamment :

- la prise en compte de l'effet d'échelle particulièrement importante dans le cas du charbon [Holland (1964), Bieniawski (1968), Hustrulid (1976)],

- la prise en compte de l'effet d'élancement qui dépend évidemment des dimensions des piliers [Holland (1964), Salamon and Munro (1967), Obert et Duvall (1967)],

- la prise en compte de l'altération des propriétés mécaniques dans le temps et de la présence possible à terme d'eau au sein des travaux miniers.

Dans le cas particulier du charbon, le cumul de ces coefficients de pondération contribue à expliquer pourquoi la résistance in situ d'un pilier est considérablement inférieure à celle de la résistance instantanée d'un échantillon obtenue en laboratoire. Ainsi, on retiendra, à titre d'exemple, les ordres de grandeur suivants :

$$R_{LT} = R_i \cdot f_s \cdot f_{hp} \cdot f_t \cdot f_w \qquad (6)$$

- R_{LT} : résistance à long terme du massif de charbon in situ (en MPa)

- R_i : résistance instantanée à la compression uniaxiale d'une éprouvette de charbon de Provence de diamètre 5 cm et d'élancement 2 : environ 25 MPa

- facteur multiplicatif correctif résultant de l'effet d'échelle : f_s voisin de 0,18.

- facteur correctif lié à l'effet d'élancement, pour des piliers moyens de 10 m de côté et 2 m d'ouverture : $1,5 < f_{hp} < 1,8$

- facteur correctif lié à l'effet du temps : $0,6 < f_t < 0,8$

- facteur correctif lié à l'effet de l'eau : $0,6 < f_w < 1$

On aboutit, dans le long terme et en présence possible d'eau au sein des travaux miniers, à des valeurs de résistance *in situ* des piliers voisines de R_{LT} = 5 MPa pour des dimensions de piliers caractéristiques de l'exploitation de Provence (10 m de côté pour 2 m d'ouverture). Cette valeur apparaît très cohérente avec la littérature internationale et parfaitement en adéquation avec les estimations de la résistance des piliers sud-africains évoquées plus haut.

Elle met par ailleurs clairement en évidence l'importance de bien différencier les valeurs de résistance en laboratoire de celles de résistance des piliers in situ. Ceci est particulièrement sensible dans le cas du charbon (même si c'est également vrai, à un degré moindre, pour les autres matériaux). Ainsi, on retrouve ici un rapport voisin de 5 entre ces deux grandeurs (25 MPa de résistance instantanée en laboratoire pour 5 MPa de résistance long terme in situ).

Dès lors, considérant de telles valeurs, il apparaît que, pour un taux de défruitement moyen voisin de 75 % et en appliquant le principe de l'aire tributaire (recouvrement pesant) :

- au-delà d'une cinquantaine de mètres de profondeur, les coefficients de sécurité à long terme des piliers (définis par le rapport entre la résistance à long terme du massif R_{LT} et la contrainte s'exerçant au sein des piliers définie par le principe de l'aire tributaire) deviennent inférieurs à 1 ;

- à une profondeur de 150 à 200 m (caractéristique du secteur du Rocher Bleu), ces coefficient de sécurité à long terme sont proches de 0,3 ;

- à une profondeur moyenne de 350 m caractéristique du centre des panneaux ayant fait l'objet de reconnaissance visuelle, les coefficients de sécurité chutent à 0,1 ou 0,2.

Ces calculs basés sur des approches analytiques utilisées à l'échelle internationale et appliquées au contexte de Provence mettent clairement en évidence que les piliers laissés en place au sein des anciens travaux miniers de Provence ne peuvent supporter, par eux-mêmes, l'ensemble du poids du recouvrement situé à leur aplomb si celui-ci est entièrement pesant.

Les observations (figure 9) menées au sein de quartiers relativement profonds (350 m environ) confirment cet état de fait en mettant en évidence des piliers systématiquement rompus. En revanche, les mesures effectuées au sein des travaux situés à moindre profondeur (de 150 m à 200 m) infirment, pour leur part, ce diagnostic puisque les forages de reconnaissance réalisés dans ce contexte ont tous mis en évidence l'absence de convergence des chantiers et donc de ruine des piliers.

Une telle divergence entre le diagnostic analytique (coefficients de sécurité de l'ordre de 0,3 pour des quartiers de plus d'un siècle d'ancienneté et partiellement ennoyés) et les observations (absence de convergence des appuis) ne peut s'expliquer que par une prise en compte de l'interaction « piliers déformables – toit raide » qui joue un rôle essentiel dans le comportement des terrains du bassin houiller de Provence tout comme cela était le cas dans le développement de la catastrophe de Coalbrook. Dans ce type de situation, l'hypothèse de l'aire tributaire selon laquelle l'intégralité du poids du recouvrement s'applique sur les piliers sus-jacents n'est en effet plus applicable. Dans le contexte du bassin houiller de Provence, les bancs calcaires fuvéliens massifs contribuent, par « effet dalle » à reporter une partie du poids des terrains de recouvrement sur les bords fermes de l'exploitation, soulageant, par là-même, les piliers sous-jacents. Un tel comportement du toit le rend, en contrepartie, sensible au risque de rupture par flexion.

Tout l'enjeu de l'analyse menée lors de la fermeture des travaux miniers de Provence était donc de :

- comprendre les mécanismes conduisant au développement de deux comportements radicalement différents entre les secteurs profonds et les secteurs moins profonds,

- identifier dans quels contextes un risque de remobilisation des terrains de surface était envisageable dans le long terme, à l'aplomb des différents secteurs d'exploitation.

3.3.3 Choix et développement d'un modèle

Seule une modélisation numérique du massif rocheux à l'échelle globale de plusieurs panneaux d'exploitation permet d'envisager une prise en compte satisfaisante de l'interaction "toit – pilier". Les mécanismes de déformation et de rupture pressentis dans le bassin de Provence étant fortement influencés par la présence d'hétérogénéités, notamment

stratigraphiques, le choix du code de calculs s'est porté sur le logiciel UDEC, dans la mesure où cet outil permet de prendre en compte l'existence et le comportement de discontinuités nombreuses (massif très stratifié dans le cas du bassin de Provence).

Le modèle a été développé en déformations planes (approche bidimensionnelle du problème). Pour ce faire, afin de conserver, en moyenne, l'intensité de la sollicitation s'exerçant au sein des piliers, la largeur des chambres a été artificiellement modifiée. Les conditions aux limites ont été fixées en déplacement et non en contraintes aux bords du modèle. Ceci permettait entre autre d'éviter tout effet de glissement artificiel des bancs le long des nombreux joints de stratification du modèle.

Devant la complexité du milieu et des mécanismes à modéliser, une approche « pragmatique » a été retenue, de manière à privilégier le calage du modèle à l'aide des données collectées lors de la phase d'investigation. Un modèle robuste capable de restituer fidèlement les mécanismes observés ou suspectés, tout en gardant une souplesse suffisante pour pouvoir être adapté aux différentes configurations rencontrées dans le bassin, a ainsi pu être bâti. Pour chaque secteur représentatif, une analyse paramétrique (principalement sur les paramètres de la loi de comportement du charbon) a donc permis de caler le modèle sur les informations collectées lors de la phase de reconnaissance (ouverture résiduelle des chantiers).

Pour restituer au mieux le comportement en post-rupture des piliers, nous avons retenu un modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb présentant un comportement post-rupture radoucissant pour modéliser le calcaire et le charbon. Pour ce qui concerne le charbon, nous avons retenu une valeur d'angle de frottement ϕ_c de 35° et une cohésion c_c variant approximativement de 5 MPa à 0,5 MPa. Pour simuler au mieux l'effet de « vieillissement » des piliers de charbon, nous avons, en effet, pris le parti de ne faire évoluer, au travers d'analyses paramétriques réduisant progressivement les propriétés mécaniques des piliers, la seule cohésion du charbon, l'angle de frottement interne étant jugé moins prédisposé à dégradation. La résistance en compression simple R_c peut s'exprimer par la formule : $R_c = 2c\ (\cos\phi/1\text{-}\sin\phi)$ dont on déduit que la gamme de résistance équivalente des piliers de charbon étudiés varie de 20 MPa (résistance à court terme) à 2 MPa (résistance à très long terme). Pour ce qui concerne le calcaire, la valeur d'angle de frottement ϕ_l retenue est de 60° et la cohésion c_l de 6,5 MPa, soit R_c équivalente voisine de 50 MPa.

Les raideurs des terrains, caractérisées à la fois à l'aide des essais de laboratoire mais également d'un rétro-calage du modèle à l'aide des données de convergence recueillies, sont définies respectivement par les valeurs du module de Young de E_c = 3500 MPa pour le charbon et de E_l = 28000 MPa pour le calcaire.

Les discontinuités sont, pour leur part, caractérisées par une cohésion et une résistance à la traction des joints de stratification et des failles nulles. Les raideurs normales et tangentielles sont, pour leur part, considérées proportionnelles à la contrainte normale, les coefficients de proportionnalité étant calés sur une capacité optimale du modèle à restituer un comportement cohérent aux points de calage (mesures de convergence).

Ce modèle ainsi constitué permet de localiser les éléments de maillage pour lesquels le critère de rupture a été violé (terminologie de « points plastiques »). Dans les faits, on considère le critère de rupture en grand d'un panneau d'exploitation comme la combinaison entre une forte densité de points de plasticité affectant la majorité des bancs du toit et une descente sensible des terrains de recouvrement.

3.3.4 Analyse en retour d'expérience de l'effondrement de 1879

Le pendage des couches (voisin de 5°) vers l'Ouest est intégré dans les calculs tout comme le sont les principaux bancs calcaires au toit de la couche de Grande-Mine. L'épaisseur des bancs calcaires introduite dans le modèle varie ainsi de 4 à 30 m environ.

Deux failles verticales ont été introduites dans le modèle pour restituer les informations transcrites par Villot (1889). Seule la moulière a été considérée comme présentant une résistance très faible aux contraintes de cisaillement, l'autre se voyant affecter des caractéristiques sensiblement plus résistantes.

La mise en œuvre du modèle se développe selon le phasage suivant :

- Phase 1 : traçage de piliers de 10 m (τ = 75 %) de l'Est vers l'Ouest en s'approfondissant et en s'arrêtant légèrement avant la moulière ;
- Phase 2 : reprise de quelques piliers (réduction de la largeur de 10 m à 6 m) au milieu du quartier, soit suffisamment loin de la moulière ;
- Phase 3 : traçage de piliers supplémentaires, en s'approfondissant, de manière à atteindre la zone affectée par la présence de la moulière (modélisée par une faille verticale).

Plusieurs simulations ont été réalisées, pour mener à bien une analyse paramétrique en retour d'expérience, afin de caler au mieux les caractéristiques géomécaniques du charbon et du calcaire utilisées dans le modèle. Les résultats du scénario le plus convaincant sont présentés ci-dessous.

Phase 1 : on observe une stabilité globale de l'ensemble du modèle. Les points plastiques dans les piliers et dans le toit immédiat apparaissent relativement peu nombreux ; le chantier peut être considéré comme stable (figure 9).

Phase 2 : le modèle reste globalement stable jusqu'au dégraissage du quatrième pilier qui a pour conséquence d'accentuer sensiblement la flexion des bancs du recouvrement : développement de contraintes de traction dans le recouvrement, apparition d'une cuvette d'affaissement d'une dizaine de cm d'amplitude à l'aplomb des 4 piliers dégraissés (figure 10).

Phase 3 : l'approfondissement des travaux jusqu'en bordure de la moulière induit l'amorce de deux lignes de rupture, l'une au niveau de la moulière, l'autre à proximité de la seconde faille (figure 11). Les affaissements induits en surface restent modérés mais le cisaillement le long de la moulière devient significatif (0,30 m). En terme qualitatif, cette simulation reproduit donc assez fidèlement la nature et la chronologie des faits relatés. En terme quantitatif, l'absence de mesures d'affaissement en surface ne permet pas de caler précisément le modèle.

Le calage du modèle en retour d'expérience sur l'effondrement de 1879 a permis de définir les caractéristiques géomécaniques les plus adaptées à une restitution aussi fidèle que possible du fonctionnement du massif rocheux. Ce sont ces caractéristiques qui ont ensuite été prises comme base pour le calage des modèles « prédictifs » qu'il s'est agi de mettre en œuvre en s'appuyant également sur les données de convergence tirées de la campagne de forages.

3.3.5 Secteurs les plus profonds (au-delà de 250m)

Retrouvés au sein des archives, divers témoignages d'anciens mineurs ayant opéré dans ce type de secteurs d'exploitation décrivent qu'au-delà d'une certaine largeur de quartier n'excédant pas quelques travées de piliers, des affaissements pluridécimétriques des chantiers étaient constatés au niveau des piliers et du toit, et ce dès les premiers jours suivant le creusement des piliers.

A ces profondeurs, bien que l'extraction ait été menée par la technique des chambres et piliers, l'exploitation se comportait donc de manière sensiblement identique à une taille classique avec un « front de dégradation » du toit progressant avec le front d'abattage, à ceci près que les terrains de recouvrement ne se foudroyaient pas intégralement mais se contentaient de fléchir progressivement, prenant appui sur les piliers rompus persistant au sein des chantiers (technique d'exploitation connue sous le nom de piliers affaissables ou « yielding pillars »). La flexion du toit était rendue possible par la création de fractures au sein des bancs constituant le recouvrement. Les calculs mettent clairement en évidence que, compte tenu de l'épaisseur et de la raideur du recouvrement, seule une rupture importante se développant au sein des bancs calcaires permet d'obtenir une convergence aussi élevée que celle observée au sein des travaux souterrains (voisine du mètre).

Les résultats des nombreuses simulations réalisées restituent bien qu'à moyenne ou forte profondeur, les piliers de charbon étaient, dès l'extraction (caractéristiques mécaniques non réduites par effet de vieillissement), soumis à des contraintes trop importantes pour qu'ils puissent y résister sans s'écraser. Ils entraînaient alors dans leur ruine la flexion puis la rupture progressive et maîtrisée du recouvrement. Cet affaissement se traduisait de manière très souple et souvent imperceptible en surface (pas effet sur les structures).

Les simulations numériques réalisées mettent en évidence que, pour obtenir une convergence prononcée du toit et donc un calage satisfaisant du modèle, la cohésion attribuée au charbon dans le court à moyen terme doit être inférieure à 2 MPa (figure 12), soit une résistance à la compression uniaxiale équivalente inférieure à 10 MPa.

En considérant un pilier situé vers le centre d'un panneau profond, nous avons calculé, pour dix modalités (avant exploitation, puis la valeur de cohésion c_c variant de 4,5 à 0,5 MPa en diminuant progressivement la cohésion par pas de 0,5 MPa), la valeur moyenne de la contrainte verticale issue du calcul numérique et s'exerçant au sommet du pilier (figure 13).

Avant extraction, la valeur de 7,3 MPa obtenue est cohérente avec le poids des terrains sus-jacents. Après extraction, en tenant compte du taux de défruitement de l'ordre de 75 %, on serait en droit d'attendre une contrainte normale voisine de 24 MPa selon une approche de type « aire tributaire ». Pour des piliers très résistants (cohésion supérieures ou égales à 3,5 MPa correspondant à R_c supérieure ou égale à 15 MPa), c'est bien cette valeur qui est restituée par la modélisation numérique. Les piliers sont en effet capables de supporter le poids des terrains de recouvrement sans se déformer significativement.

Pour des modalités caractérisées par des cohésions variant de 3 MPa à 2 MPa (8 MPa < Rc < 12 MPa), on observe, du fait de l'écrasement progressif des piliers et de la mise en flexion du toit, une contrainte verticale s'exerçant au sein des piliers très sensiblement inférieure à la valeur théorique obtenue par l'aire tributaire (jusqu'à 13 MPa à comparer à 24 MPa, soit proche de 50 % de la valeur attendue). Ces simulations traduisent le fait que le toit contribue à soulager fortement le pilier en reportant une partie de la charge sur les bords fermes du panneau.

Enfin, lorsqu'on poursuit la réduction de la valeur de cohésion du charbon (environ c = 1,5 ou 1 MPa, équivalent à Rc variant entre 4 et 6 MPa), l'écrasement des piliers induit une flexion trop importante du recouvrement qui finit par se rompre. Le toit fracturé n'est alors plus capable de reporter la charge des terrains de recouvrement sur les stots de bordure et le poids des terrains de recouvrement s'applique intégralement sur les piliers qui s'écrasent, augmentant ainsi la convergence des chantiers. On déstructure dès lors intégralement le toit raide. Ceci a pour conséquence de reporter progressivement le poids des terrains sus-jacents sur les piliers (disparition de « l'effet voûte »). Ainsi, pour une valeur de cohésion de c = 0,5 MPa (Rc = 2 MPa), on retrouve, au cœur des piliers, une contrainte normale très voisine de celle induite par un recouvrement entièrement pesant (21 MPa simulés à comparer aux 24 MPa de l'approche « aire tributaire »).

Dans cette configuration, une fois l'exploitation du panneau terminée et l'affaissement réalisé, l'énergie totale disponible est considérablement réduite, à la fois dans les piliers (écrasés et en état de post-rupture résiduel) et dans le toit (fracturé et reposant de tout son poids sur les piliers sous-jacents). Une telle configuration permet d'exclure le risque de rupture brutale du recouvrement à terme. En revanche, une poursuite (ou reprise) des affaissements souples est toujours envisageable en cas d'une poursuite du fluage des piliers rompus, liée notamment à l'intrusion possible d'eau.

3.3.6 Secteurs les moins profonds (en-deçà de 200m)

La figure 14 illustre la convergence calculée au sein des chantiers moins profonds en fonction de la valeur de la cohésion attribuée aux piliers de charbon.

L'analyse du résultat de ces simulations numériques (sachant qu'aujourd'hui les chantiers concernés n'ont pas subi de convergence sensible), conjuguée à celle du résultat d'une démarche identique menée sur les quartiers voisins plus profonds (qui ont pour leur part déjà subi une convergence importante) permet d'identifier les caractéristiques équivalentes les plus adaptées au modèle développé.

On en déduit ainsi que, dans le moyen terme, pour restituer de manière fidèle les mécanismes de dégradation des chantiers, les valeurs équivalentes de cohésion du charbon les plus adaptées aux observations varient entre 1 et 2 MPa. On notera que cette gamme de cohésion, obtenue par simple rétro-analyse dans le cadre du modèle, correspond à une gamme de résistance in situ à long terme très classique (4 MPa < R_c < 8 MPa).

Il devient alors possible d'extrapoler le comportement à très long terme des chantiers en réduisant, de manière sensible mais réaliste, les caractéristiques des piliers (effet possible du phénomène de « vieillissement ultime » des roches, notamment en présence d'eau, ce phénomène étant susceptible de se produire dans certains secteurs peu profonds du bassin).

La simulation de la dégradation des caractéristiques du charbon entre les modalités c = 1 MPa puis c = 0,5 MPa mettent en évidence une différence de comportement très sensible (figure 15).

Si la modalité c = 1 MPa confirme bien l'état de stabilité actuel des chantiers (stabilité assurée par « l'effet dalle » du toit raide et non le dimensionnement des piliers), la modalité c = 0,5 MPa met en évidence l'appariation d'une ligne de rupture franche se développant en bordure du panneau. Plusieurs scénarios sont alors envisageables pour ce qui concerne l'évolution à long terme de ces configurations.

Le premier considère que les chantiers sont désormais stabilisés car une diminution très sensible de la résistance du massif est aujourd'hui difficile à justifier. Le principal argument en faveur de ce scénario résulte du fait que les secteurs concernés ont tous plus d'un siècle d'ancienneté et que certains ont déjà subi des ennoyages et dénoyages successifs.

Malgré cette hypothèse a priori vraisemblable, il est difficile, dans une approche sécuritaire imposée par la présence d'enjeux possibles en surface, d'exclure catégoriquement toute évolution des quartiers concernés vers une rupture de l'ensemble « toit-piliers ». La principale difficulté consiste alors à identifier le caractère brutal ou progressif d'éventuelles instabilités.

La modélisation fournit des indications importantes sur ce questionnement crucial. Si, dans les secteurs profonds, l'écrasement des piliers et la dégradation du toit se développaient durant la phase d'exploitation et progressaient avec le front d'extraction, il n'en va pas de même dans les secteurs moins profonds, comme c'est le cas du Rocher Bleu, qui n'ont, pour leur part, pas subi de convergence élevée. Dans ce cas, c'est l'éventuel affaiblissement du massif (effet de vieillissement) qui pourrait être à l'origine d'une instabilité.

Une telle dégradation ne se propagerait alors pas de manière lente et progressive dans l'espace (de manière semblable à l'avancement d'un front de taille), mais affecterait de manière homogène et concomitante, tout ou partie d'un secteur d'exploitation. La dégradation et l'écrasement progressif mais généralisé de l'ensemble des piliers serait, dès lors, susceptible d'induire une mise en flexion globale du toit raide avec risque de rupture au niveau des bords fermes. Une telle rupture, comme ce fut le cas en Provence et à Coalbrook, engendrerait un report soudain de l'ensemble du poids des terrains sur les piliers non dimensionnés pour supporter une telle sollicitation. Le phénomène serait, dans ce cas, potentiellement brutal.

Ainsi, dans un souci de précaution vis-à-vis des enjeux présents en surface, l'occurrence possible de mouvements à caractère brutal na pas été catégoriquement exclu à l'aplomb des vastes secteurs exploités par la technique des chambres et piliers à des profondeurs inférieures à 250 m. La probabilité d'occurrence de tels phénomènes demeure néanmoins, a priori, très faible. Des mesures adaptées de gestion du risque ont, de fait, été mises en œuvre (surveillance micro-sismique) dans les zones concernées par la possibilité de déclenchement d'un tel mécanisme et présentant de forts enjeux.

4 Conclusions et perspectives

4.1 Points communs aux deux évènements et avancées scientifiques et techniques

L'une des principales missions d'un expert en mécanique des roches est de se prononcer sur l'évolution prévisible d'une structure rocheuse. L'analyse en retour d'expérience constitue, pour ce faire, une source fondamentale de savoir pour les experts et, à ce titre, elle mérite d'être systématisée.

La description et l'interprétation d'instabilités passées, lorsqu'elles bénéficient de données suffisamment nombreuses et précisément renseignées, fournissent en effet des indications précieuses sur l'origine, la nature et la manifestation des ruptures. Elles constituent également un vecteur privilégié de formalisation et de transmission du savoir, à destination notamment des plus jeunes, qui seront appelés, à leur tour, à prendre les dispositions requises pour que de telles catastrophes ne puissent se reproduire à l'avenir.

Les deux effondrements présentés dans cet article illustrent parfaitement cette importance du partage des connaissances. En effet, bien que très différents à première vue (séparés par près de 10 000 km, menés dans des contextes géologiques différents, ayant donné lieu à des catastrophes d'ampleur non comparable), ces deux évènements se sont, en revanche, révélés très semblables en terme de mécanisme d'initiation.

Dans les deux cas, un banc massif et raide, jouant le rôle de « dalle armée » (dolérite à Coalbrook, bancs calcaires massifs en Provence) au sein du recouvrement, permettait de soulager les ouvrages miniers sous-jacents en reportant une partie du poids des terrains sus-jacents sur les zones vierges situées en périphérie de l'exploitation. Dans les deux cas, l'expérience des mineurs leur avait permis de dimensionner des piliers qui, bien que non capables de supporter l'ensemble du poids du recouvrement, l'étaient en revanche suffisamment pour conférer une stabilité satisfaisante à l'ensemble « piliers déformables – toit raide » ainsi constitué.

Dans les deux cas également, suite à des pressions économiques, une « zone test » destinée à évaluer la faisabilité d'une augmentation substantielle du taux de défruitement fut initiée. Dans les deux cas, ce plot pilote a été jugé suffisamment satisfaisant, dans le très court terme, pour être progressivement étendu aux quartiers voisins avant que des premiers signes de « travail » des chantiers ne laissent augurer des problèmes à venir. Dans les deux cas enfin, c'est l'effondrement de ce plot pilote, près de 10 ans après son traçage, qui a contribué à rompre le banc raide du toit, induisant, un report brutal de l'ensemble du poids des terrains de recouvrement sur les piliers non dimensionnés pour pouvoir supporter une telle contrainte. S'en est alors induit une rupture généralisée de l'ensemble des piliers situés au sein d'un secteur défini par l'absence d'appuis suffisamment massifs (piliers barrières, stots, bords fermes) pour arrêter la propagation du phénomène.

Rien ne permet d'affirmer qu'une large diffusion du retour d'expérience de l'effondrement du Rocher Bleu, survenu plus de 60 ans avant la catastrophe de Coalbrook, aurait contribué à faire prendre conscience aux responsables sud-africains du risque qu'ils prenaient en réduisant inconsidérément la dimension des piliers sous un recouvrement aussi raide. Dès lors que certaines priorités, notamment économiques entrent en jeu, l'espèce humaine ne s'est pas toujours illustrée par sa capacité à savoir tirer les leçons du passé. Les drames qui ont parsemé l'histoire et qui débordent bien au-delà du domaine de la mécanique des roches en sont une triste confirmation. En revanche, si l'effondrement de Rocher Bleu s'était développé en pleine journée et avait engendré une catastrophe humaine retentissante à l'échelle internationale, le choc aurait sans conteste eu une portée bien plus grande. Une recherche plus poussée de la compréhension du phénomène aurait probablement été entreprise et des dispositions plus radicales en auraient résulté (cf. catastrophe de Courrières quelques années plus tard). Dans ce cas, et dans ce cas seulement, on peut se laisser aller à penser que le nom de Coalbrook ne serait pas aussi tristement célèbre dans le milieu de la géotechnique.

Il faut trop souvent attendre la survenue de catastrophes majeures pour enclencher des réformes salutaires. Pourtant, dans bien des cas, le recoupement de « signaux faibles » précurseurs aurait pu contribuer à engager les recherches avant le déclenchement d'accidents meurtriers. Voilà pourquoi la publication de retour d'expérience sur des échecs, non forcément catastrophiques, bien que trop souvent considérée comme peu valorisante par les responsables, est essentielle pour la communauté scientifique.

Dans le cas de Coalbrook, les recherches ont été entreprises dans une logique d'exploitation minière en plein essor. Ceci explique en grande partie pourquoi elles ont principalement été orientées sur la problématique de dimensionnement des piliers de charbon. La communauté minière a considéré qu'en présence de piliers suffisamment résistants, le comportement du

recouvrement importait peu puisqu'il ne disposerait d'aucun « degré de liberté » pour se rompre. Les avancées réalisées dans le domaine demeurent encore d'actualité. Quelques améliorations lui ont été apportées depuis mais l'esprit de l'approche initiée par Salamon et Munro (1967) est encore largement appliquée aujourd'hui de par le monde pour le dimensionnement des piliers de charbon. Van der Merwe (2006), s'appuyant sur les plus récentes données disponibles, a mis en évidence que, bien que des ruptures de piliers continuent à se développer au sein des mines sud-africaines depuis l'élaboration de ces principes de dimensionnement, la fréquence de ces instabilités s'est considérablement réduite dans le temps comparativement à ce qu'elle aurait été si aucun cadre réglementaire et technique n'avait été fourni.

L'augmentation de la taille des piliers a contribué à laisser en place plus de 600 millions de tonnes de charbon qui auraient été exploitées. En contrepartie de quoi, sur les 114 effondrements qui auraient risqué de se produire si les pratiques initiales avaient été poursuivies, ce sont seulement 23 qui ont dû être déplorés au sein des quartiers exploités postérieurement à 1967. Ceci correspond à environ 80 % d'effondrements évités et, de fait, à de nombreuses vies sauvées et d'importantes économies réalisées pour les exploitations.

L'analyse en retour d'expérience de l'effondrement du bassin houiller de Provence a été réalisée dans des circonstances très différentes de celle entreprise à Coalbrook. Elle s'est en effet opérée dans un contexte de fermeture et d'abandon des travaux, à une période où toute exploitation avait définitivement cessé. L'objectif premier de l'analyse n'était, de fait, pas de dimensionner convenablement les futurs ouvrages miniers mais d'identifier les secteurs susceptibles d'être affectés, dans le long terme, pas de possibles mouvements de terrain en surface. Dès lors, l'analyse devait impérativement se porter sur le système couplé « piliers déformables – recouvrement raide », relativement peu étudié dans le cas de Coalbrook, bien qu'il en soit sans équivoque à l'origine.

Elle a contribué à mettre en lumière l'apport fondamental des outils scientifiques, désormais communément utilisés, mais non disponibles à l'époque de la catastrophe de Coalbrook. Les codes de calcul numérique, en constante évolution et s'appuyant sur des capacités de calculs toujours plus puissantes permettent en effet d'appréhender le comportement mécanique de systèmes complexes et ouvrent des perspectives intéressantes pour les années à venir. Ils ont ainsi permis d'identifier, au sein d'un très vaste secteur d'exploitation concerné par la présence de chambres et piliers (plusieurs milliers d'hectares), les zones (quelques centaines d'hectares) susceptibles de subir, à long terme, les conséquences en surface de ruptures dynamiques des travaux miniers résiduels.

4.2 Perspectives et défis scientifiques

De nombreuses questions soulevées lors les analyses en retour d'expérience des deux effondrements demeurent sans réponse. Parmi elles, la prise en compte du temps constitue, sans nul doute, l'un des principaux défis de la mécanique des roches. Le temps intervient à la fois dans le phénomène de « vieillissement » des structures rocheuses (réduction de leurs propriétés mécaniques, notamment la résistance) et donc dans l'évaluation, même très approchée, de la date de rupture prévisible. On citera, sur ce sujet, les travaux du GISOS sur le vieillissement des roches (Auvray et al., 2008) et notamment le minerai de fer de Lorraine (Grgic et al., 2006).

Van der Merwe (2006) précise pour sa part qu'en analysant les ruptures ayant affecté divers piliers de charbon, l'âge moyen, au moment de leur rupture, des piliers dimensionnés avant l'élaboration de la formule de Salamon est légèrement supérieure à 8 ans. Celui des piliers rompus bien que dimensionnés après 1967 est, pour sa part, supérieure à 21 ans. Seule une mise en commun des rares bases de données disponibles consacrées à l'effet du temps sur la stabilité des structures rocheuses permettra à la communauté scientifique internationale de progresser dans ces questions, aussi complexes que cruciales pour la profession.

Le temps intervient également à travers la cinétique des mécanismes d'instabilité. Sa prise en compte est donc essentielle en terme de sécurité des personnes et des biens. La différenciation entre le déclenchement de phénomènes progressifs (de type affaissements) ou, au contraire, brutaux (effondrements en masse) n'est pas chose aisée. Le développement, commun à diverses disciplines complémentaires (mécanique de la rupture, calcul numérique), d'outils numériques performants et innovants devrait néanmoins permettre des avancées significatives dans ce domaine. Une réflexion précise et détaillée sur la nature des mécanismes à l'origine de la rupture doit, d'ici-là, permettre d'orienter l'expert vers le type de manifestation le plus prévisible et, de fait, le renseigner sur sa dangerosité (Didier et Josien, 2003).

Les deux effondrements décrits dans cet article contribuent à poser une question cruciale dans l'élaboration d'une démarche de gestion des risques liés à la présence de mines abandonnées. Comme c'est le cas de ces deux évènements, la plupart des effondrements majeurs qui se sont développés en phase d'exploitation ont résulté soit d'une extension progressive des travaux vers une zone de moindre résistance, soit du dimensionnement déficient d'un secteur de la mine qui, se rompant rapidement après le traçage, a induit une propagation, de proche en proche (effet domino) de la rupture aux travaux voisins non suffisamment résistants pour s'opposer au phénomène.

Dans le contexte de l'après-mine, il est nécessaire de recenser et d'analyser précisément les mécanismes permettant d'expliquer comment, de très nombreuses années après l'arrêt des travaux, alors que la géométrie des vides n'évolue plus, un phénomène aussi brutal et dévastateur peut être possible. Là encore, la mise en commun, à l'échelle internationale, des exemples disponibles, suffisamment renseignés et interprétés s'avère de toute première importance. Elle permettra de ne pas négliger certains facteurs peu connus et mal maîtrisés, au regard du faible nombre de cas disponibles dans la littérature. A l'inverse, elle permettra de ne pas généraliser, au travers d'une approche trop conservatrice, la crainte de voir se développer systématiquement, du simple fait de la présence d'anciens piliers abandonnés dans les travaux souterrains, des instabilités majeures dont l'occurrence ne peut être comparée sans analyse préalable à celle correspondant au contexte très différent d'une ancienne mine en phase d'exploitation.

4 Références

Agricola, G., 1556. *De Re Metalica*. Traduit en de nombreuses langues. Existe en diverses éditions.

Auvray, C., Homand, F., Hoxha, D., 2008. The influence of relative humidity on the rate of convergence in an underground gypsum mine. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci*. Vol 45 pp 1454–1468. Pergamon Press 2008.

Bieniawski, Z.T., 1968. The effect of specimen size on compressive strength of coal. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci*. Vol 5 pp325 – 335. Pergamon Press 1968.

Bieniawski, Z.T., Van Heerden, W.L., 1975. The Significance of In Situ Tests on Large Rock Specimens. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci*. Abstr. Vol 12.

Brady, B.H.G., Brown, E.T., 1993. *Rock Mechanics for Underground Mining*. Chapman & Hall, London. 2nd Ed. 571 p.

Didier, C., Josien, J.P., 2003. Importance of failure mechanisms for management of surface instability risk above abandoned mines. *Proc. 10th ISRM Congress*. 8-12 September 2003. Sandton, South Africa. Symposium Series S33 Volume 1 pp. 243-248.

Government Mining Engineer, 1965. *Historical and technical review of the Coalbrook disaster*. Department of Minerals and Energy, Republic of South Africa, 1965.

Grgic, D., Homand, F., Giraud, A., 2006. Modelling of the drying and flooding of underground iron mines in Lorraine (France). *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* Vol 43. pp 388 – 407. Pergamon Press 2006.

Hoek, E, Brown, E.T., 1980. *Underground Excavations in Rock*. The Institution of Mining and Metallurgy, London.

Holland, C.T., 1964. The strength of coal in mine pillars. *Proc. 6th Symp. on Rock Mech*., Univ. Of Missouri, Rolla, USA. pp. 450-466.

Holland, C.T., 1973. Pillar design for support of the overburden in coal mines. *Proc. 9th Can. Symp. Rock Mech.*, McGill Univ., Montreal, pp.114-139.

Hustrulid, W.A., 1976. A review of coal pillar strength formulas. *Rock Mechanics*, vol. 8, pp. 115-145.

Madden, B.J., 1991. A re-assessment of coal pillar design. *J. S. Afr. Inst. Min. Metall*. January 1991, pp 27 – 37.

Obert, L., Duvall, W., 1967. *Rock mechanics and the design of structure in Rock*. J. Wiley & Sons Inc. New York London Sydney.

Salamon, M.D.G., 1967. A Method for Designing Bord and Pillar Workings. J. South Afr. Inst. Min. Metall. September vol. 68. n°2. pp. 68-78.

Salamon, M.D.G., Munro, A.H., 1967. A study of the strength of coal pillars. *J. S. Afr. Inst. Min. Metall*. September 1967, pp 56-67.

Salamon, M.D.G., 1982. Unpublished report to Wankie Colliery

Van der Merwe, J.N., 1993. Revised strength factor for coal in the Vaal Basin. *J. S. Afr. Inst. Min. Metall*. March 1993 pp 71 – 77.

Van der Merwe, J.N., 1998. *Handbook: Practical coal mining strata control*, 2nd Ed. ITASCA Africa (Pty) Ltd, Johannesburg. March 1998.

Van der Merwe, J.N., 2003. Linear coal pillar strength formula for South African Coal. *J. S. Afr. Inst. Min. Metall*. June 2003. pp 281-292.

Van der Merwe, J.N., 2006a. South African coal pillar data bases. *J. S. Afr. Inst. Min. Metall*. February 2006. pp 115 – 128

Van der Merwe, J.N., 2006b. Beyond Coalbrook: what did we really learn? *J. S. Afr. Inst. Min. Metall*. Volume 106. December 2006. pp 857 – 868.

Villot, M., 1889. Note sur la propagation latérale des mouvements d'effondrement dans les mines. *Annales des Mines*. Recueil Tome XVI.

Wagner, H., 1974. The determination of the complete load-deformation characteristics of coal pillars. *Proc. 3rd ISRM Congress*. Denver, USA. September 1974, pp 1076 – 1081.

Figure 1 : Situation géographique de la mine de Coalbrook (source www.sa-venues.com).

Figure 1 : Location of the Coalbrook mine (from www.sa-venues.com).

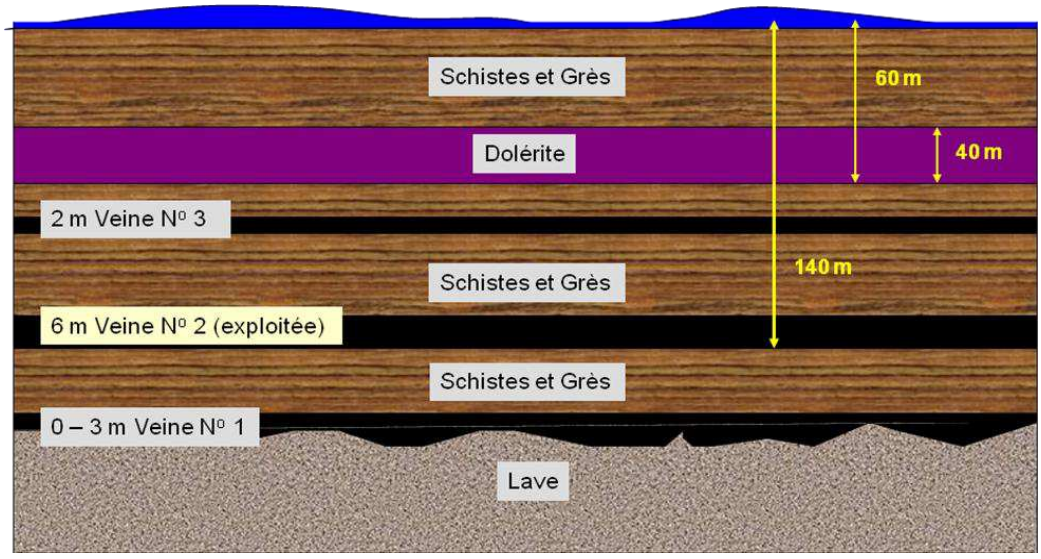

Figure 2 : Contexte géologique de la mine de Coalbrook (exploitation menée en couche 2).

Figure 2 : Geological context of the Coalbrook mine (extraction within seam n°2).

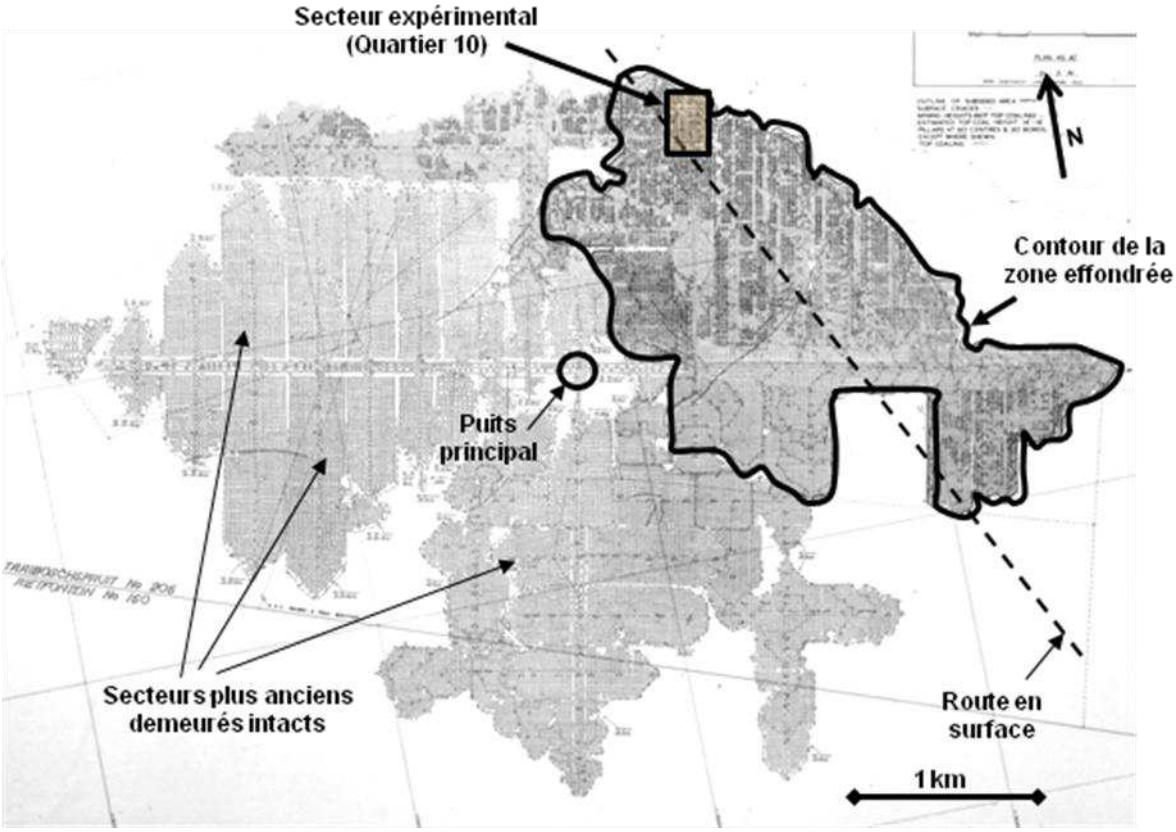

Figure 3 : Plan de la mine au moment de l'effondrement. Les zones en gris plus foncé ont été reprises sur le même principe que l'expérimentation menée au sein du « quartier 10 » (d'après Van der Merwe, 2006b).

Figure 3 : Map of the mine at the time of the collapse. The darker grey sectors have been re-mined on the same principle of what has been performed in experimental « sector 10 » (from Van der Merwe, 2006b).

Daily Rand Mail

It will take a week to reach them, says one rescuer

400 MEN IN MINE SEEM DOOMED

Hundreds of tons of rock still bar the way

And no one answered their cry

SECURITY SCREEN IMPOSED IN NDOLA

Gelignite scare at Macmillan's hotel

ARLOW TRIAL OPENS FEB. 15

Figure 4 : Coupure de presse au lendemain de la catastrophe.

Figure 4 : Press headline the day after disaster.

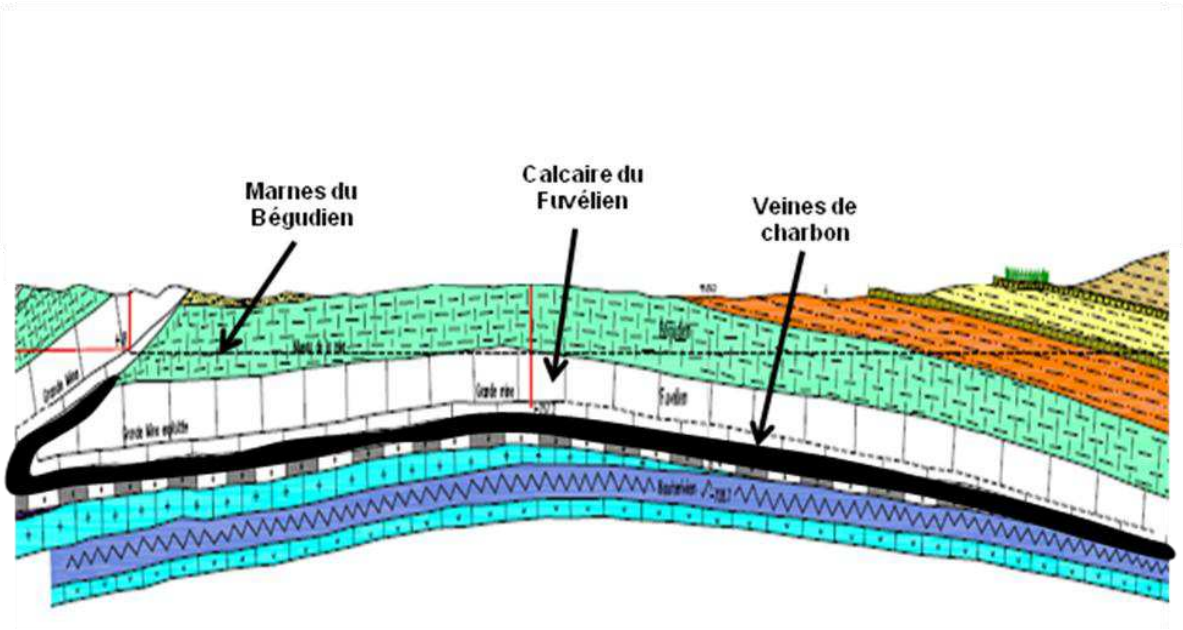

Figure 5 : Contexte géologique du bassin houiller de Provence (source Charbonnages de France).

Figure 5 : Geological context of Provence coal field (from Charbonnages de France).

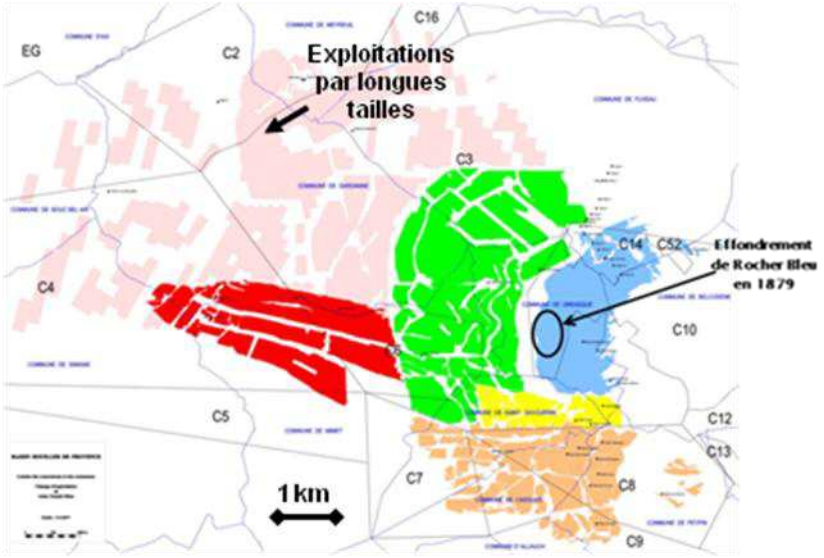

Figure 6 : Emplacement de la zone effondré dans le secteur de Rocher Bleu.
En rose pâle, secteurs exploités par longues tailles.
En couleur plus vives, différents secteurs exploités par chambres et piliers abandonnés.

Figure 6 : Location of the Rocher Bleu collapse.
In pink, sectors mined by longwall method.
In other colors, several sectors extracted by room and abandoned pillars method.

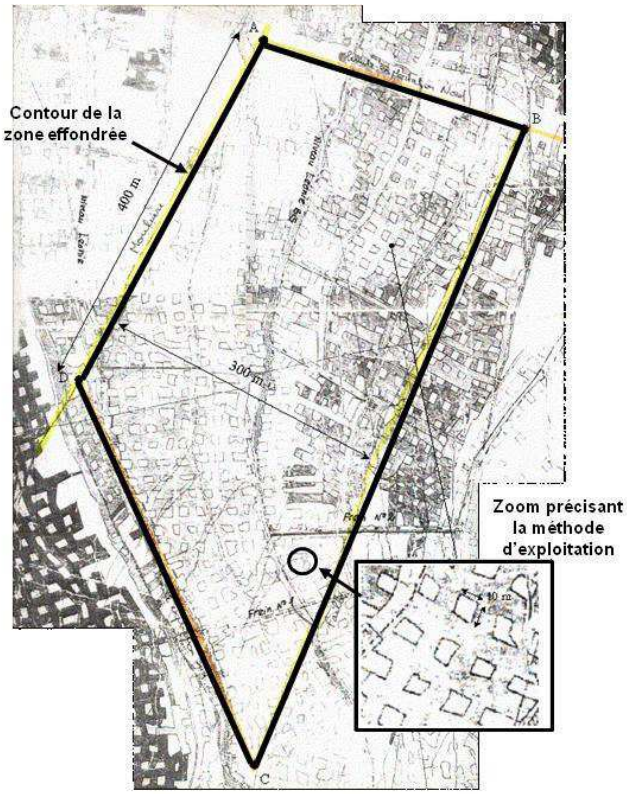

Figure 7 : Ancien plan de l'exploitation de Rocher Bleu.
Figure 7 : Old map of the Rocher Bleu mine.

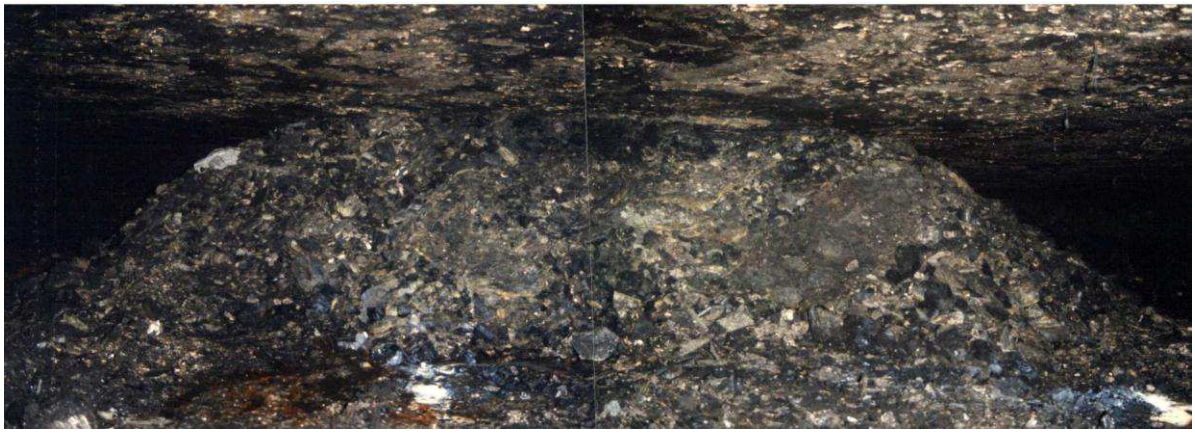

Figure 8 : Pilier de charbon ruiné au sein d'un ancien quartier profond.

Figure 8 : Crushed coal pillars within an old mining sector.

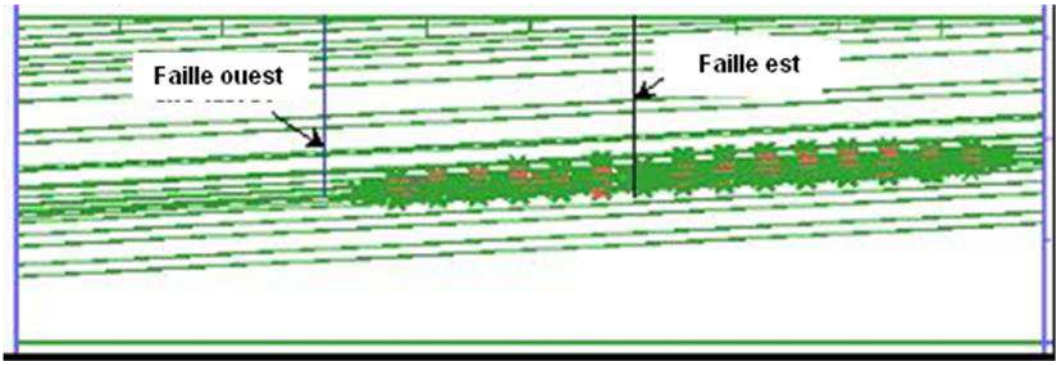

Figure 9 : Stabilité globale de l'exploitation en phase de traçage, peu de points en rupture (en rouge sur le graphique) (phase 1)

Figure 9 : Global stability of the mine during extraction phase,
few failure points (in red) (phase 1)

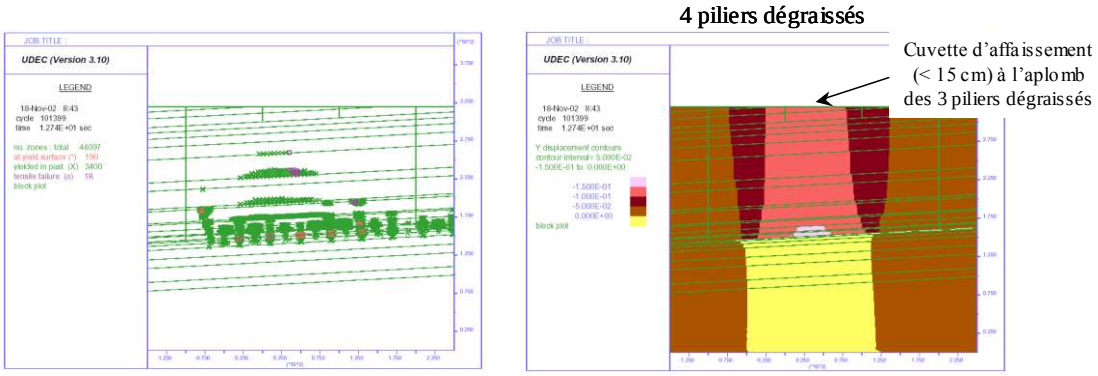

Figure 10 : Développement des points en rupture et des iso-déplacement à l'issue du dégraissage du 4ème pilier (phase 2).

Figure 10 : Failure points and displacement development after the re mining of the 4th pillar (phase 2).

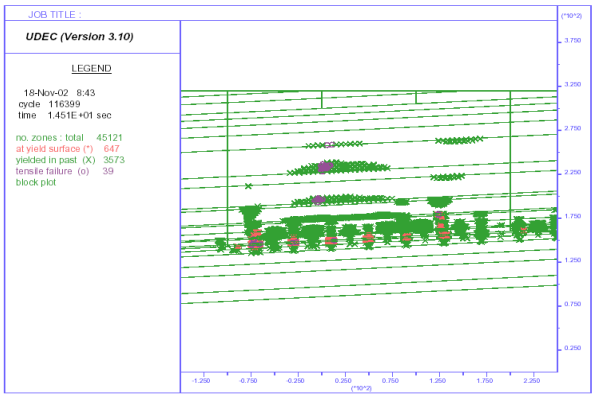

Figure 11 : Développement des points en rupture suite au dégraissage des piliers (phase 3).

Figure 11 : Failure points development due to re-mining of pillars (phase 3).

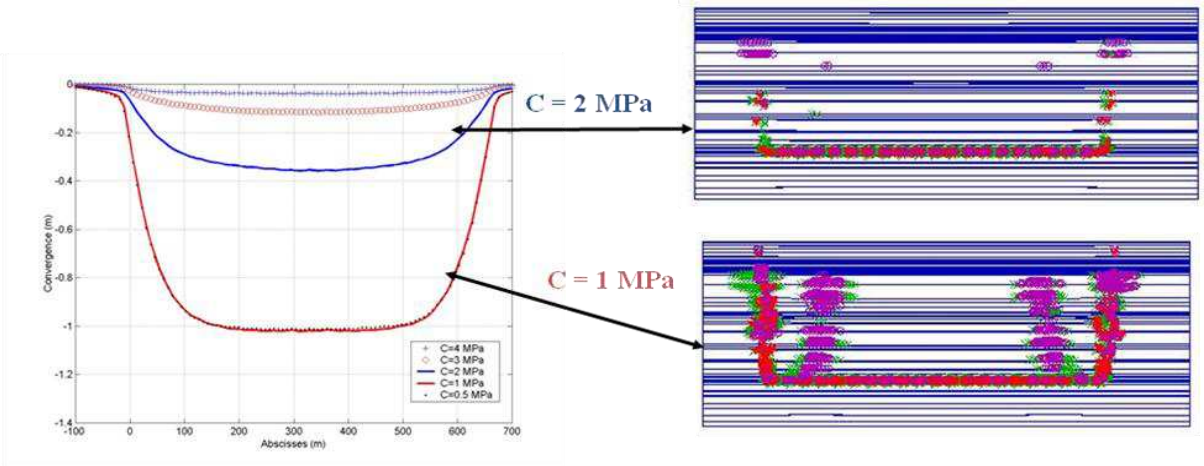

Figure 12 : Effet de la cohésion attribuée aux piliers de charbon (1 et 2 MPa) sur la simulation du comportement d'un panneau profond avec ruine systématique des piliers et fracturation du recouvrement. A gauche : convergence des chantiers, à droite zones en plasticité (en rouge) et en traction (en violet).

Figure 12 : Effect of the cohesion value affected to coal pillars (1 et 2 MPa) on the modelling of deep panels behaviour with systematic pillar failure and overburden fracturing. On the left : mine workings convergence, on the right plastic zones (in red) and traction zones (in violin). .

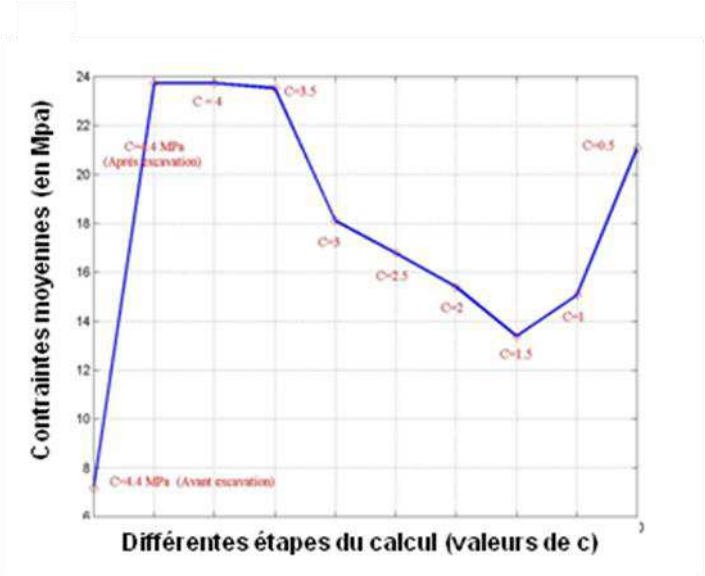

Figure 13 : Evolution de la contrainte moyenne au sommet d'un pilier situé au centre d'un panneau profond situé avant exploitation (cas 1) et, après exploitation, pour des valeurs de cohésion de charbon variant de 4 à 0,5 MPa (autres cas).

Figure 13 : Evolution de la contrainte moyenne au sommet d'un pilier situé au centre d'un panneau profond situé avant exploitation (cas 1) et, après exploitation, pour des valeurs de cohésion de charbon variant de 4 à 0,5 MPa (autres cas).

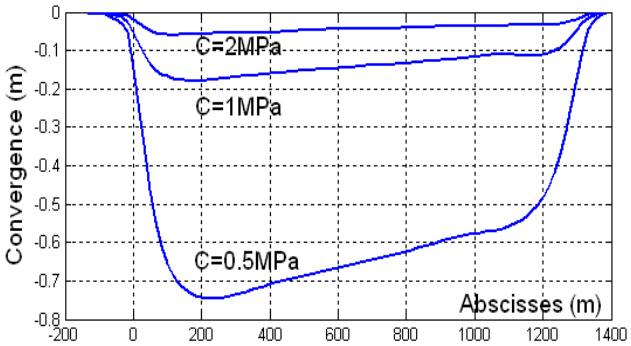

Figure 14 : Convergence calculée dans les chantiers peu profonds en fonction de la valeur attribuée à la cohésion du charbon.

Figure 14 : Convergence evaluated within the shallow sectors depending on the cohesion value used for coal pillars.

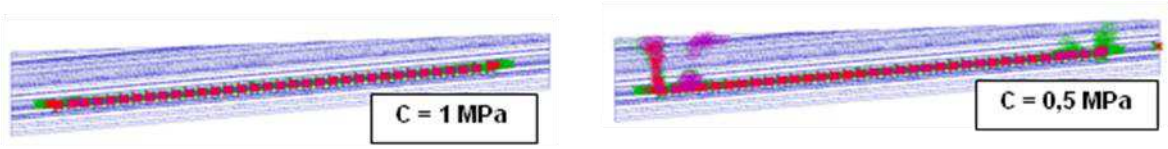

Figure 15 : Simulation du comportement des travaux peu profonds pour les modalités c = 1 MPa et c = 0,5 MPa.

Figure 15 : Behaviour simulation of shallow sectors for values of cohesion for coal pillars : c = 1 MPa and c = 0,5 MPa.