

**Contribution à l'analyse des conditions
d'effondrement des gisements pentés des bassins
ferrifères de Soumont, May-sur-Orne et Segré
(Calvados, 14 et Maine-et-Loire, 49)**

DRIRE Basse-Normandie

7 JUIN 2004

Ce document comporte 49 pages (hors couverture).

	Rédaction	Vérification	Approbation
NOM	Vincent RENAUD	Marwan AL HEIB	Christian TAUZIEDE
Qualité	Ingénieur à l'Unité Modélisation et Evaluation des Risques Géotechniques à la Direction des Risques du Sol et du Sous-sol	Ingénieur à l'Unité Modélisation et Evaluation des Risques Géotechniques à la Direction des Risques du Sol et du Sous-sol	Directeur des Risques du Sol et du Sous-sol
Visa			

TABLE DES MATIERES

1. CONTEXTE ET OBJECTIFS	3
2. RÉTROANALYSE DE L'EFFONDREMENT DE 1966 À SOUMONT.....	4
2.1 DESCRIPTION DES CONDITIONS D'EXPLOITATION	9
2.2 GÉOMÉTRIE DES MODÈLES	10
2.3 CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉCANIQUES	10
2.3.1 <i>Caractéristiques proposées pour un comportement à petite échelle (laboratoire).....</i>	<i>10</i>
2.3.2 <i>Caractéristiques géomécaniques in-situ.....</i>	<i>12</i>
2.3.2.1 Effet de forme ou d'élançement	12
2.3.2.2 Effet d'échelle de l'échantillon	12
2.3.2.3 Effet du temps	13
2.3.2.4 Estimation de la résistance à adopter pour le modèle 2D	13
2.3.2.5 Application au cas de la zone effondrée en 1966 à Soumont	14
2.3.2.6 Synthèse des caractéristiques in-situ	15
2.3.2.7 Joints de stratification.....	16
2.3.3 <i>Etat de contraintes.....</i>	<i>16</i>
2.4 MODÉLISATION À L'ÉCHELLE DE LA MINE	17
2.4.1 <i>Coupes transversales.....</i>	<i>17</i>
2.4.2 <i>Coupes longitudinales</i>	<i>19</i>
2.4.3 <i>Prise en compte d'une loi de comportement non-linéaire</i>	<i>20</i>
2.4.4 <i>Chargement et conditions aux limites.....</i>	<i>22</i>
2.5 DÉMARCHE DE LA RÉTROANALYSE	22
2.6 RÉSULTATS	23
2.6.1 <i>Définition des points plastiques.....</i>	<i>23</i>
2.6.2 <i>Recherche d'un mécanisme d'effondrement.....</i>	<i>24</i>
2.6.3 <i>Vérification sur le 2^{ème} point de calage</i>	<i>29</i>
2.6.4 <i>Vérification sur le 3^{ème} point de calage</i>	<i>33</i>
2.6.5 <i>Influence de l'état de la stratification du toit.....</i>	<i>34</i>
2.6.6 <i>Influence de l'ouverture de l'exploitation</i>	<i>39</i>
3. ETUDE PARAMÉTRIQUE.....	40
3.1 DÉMARCHE.....	40
3.2 RÉSULTATS	43
4. CONCLUSIONS.....	49
5. BIBLIOGRAPHIE	52
6. LISTE DES ANNEXES	53

1. CONTEXTE ET OBJECTIFS

Les DRIRE des Pays de Loire et de Basse-Normandie ont confié à GEODERIS l'établissement de cartes d'aléa « mouvement de terrain » concernant les communes situées sur les anciennes exploitations ferrifères pentées de Segré « zone 1 », Soumont (flanc sud) et May-sur-Orne.

La recherche et la synthèse des informations (documents d'archives) ont été réalisées par l'INERIS et le BRGM dans le cadre des phases informatives des PPRM « mouvements de terrain » de ces trois exploitations.

Les gisements ferrifères de l'Ouest s'interstratifient dans les flancs de plusieurs synclinaux dont les pendages varient entre 35° et 90°. Sur les anciens bassins de Segré, Soumont et May-sur-Orne, dont les concessions ont été aujourd'hui renoncées, trois synclinaux ont été exploités, de manière similaire, par les méthodes des « chambres magasins » et, à Soumont, en chambres et piliers en « tailles montantes ».

Compte tenu des informations dont l'INERIS dispose et de l'expérience, il paraît difficile d'appréhender la stabilité à long terme et de définir précisément l'aléa « mouvements de terrain » en se fondant uniquement sur des méthodes analytiques simples telles que la théorie de l'aire tributaire. En effet, avec cette méthode, il n'est pas possible d'appréhender correctement les interactions participant aux comportements du toit et des piliers. Dans le rapport DRS-03-49161/R01, l'INERIS, en collaboration avec GEODERIS, a conclu à la pertinence d'une modélisation numérique du comportement de la phase post-exploitation des gisements pentés des bassins ferrifères de l'Ouest.

Sur l'emprise de la mine de Soumont, il s'est produit plusieurs effondrements en 1929, 1940, 1951, 1961, 1965 et 1966. Ces effondrements, dont la cause est la rupture de piliers proches de la surface ou le débouillage de puits, sont localisés. Le dernier effondrement (1966) est le plus documenté puisque des analyses de stabilité de la mine ont été menées en liaison étroite avec cet effondrement. C'est donc naturellement sur ce cas que nous effectuons, dans une première partie de cette étude, une rétroanalyse.

Suite à une réunion du 2 juillet 2003, à laquelle étaient présents Messieurs JOSIEN, VACHETTE, FRANCK (GEODERIS), BESNARD (DRIRE), DELAUNAY et RENAUD (INERIS), il a été décidé de :

- effectuer une rétroanalyse de l'effondrement de 1966 à Soumont : il s'agit d'une modélisation numérique à l'échelle de la zone effondrée pour simuler le mécanisme d'effondrement et fixer dans le cadre de cette modélisation les caractéristiques des piliers et du toit qui expliquent cet effondrement ;
- évaluer les critères pour préciser l'aléa en réalisant une modélisation numérique à l'échelle de la mine qui valorise la précédente étude (rétroanalyse) et en effectuant une étude paramétrique.

2. RÉTROANALYSE DE L'EFFONDREMENT DE 1966 À SOUMONT

A Soumont, en 1966, il s'est produit un effondrement entre les niveaux -120 et -250 m, l'affaissement maximal mesuré à cette époque était de 65 cm. Cet effondrement est survenu 40 ans après l'exploitation de ces niveaux (avec un taux de défructement élevé : 80-85%).

On observe actuellement une cuvette circulaire dont l'affaissement maximal est proche de 2,5 à 3 m (figure 1). Les différents points qui ont permis d'établir ce levé topographique (figures 1, 2 et 3) ont été réalisés par le BRGM en août 2003 à l'aide d'un GPS différentiel (note technique 03-295 de septembre 2003). La différence entre les valeurs d'affaissement mesuré après l'effondrement et aujourd'hui est peut être due à une activité karstique qui se trouverait dans la zone perturbée par l'affaissement minier.

D'autres quartiers se sont effondrés à Soumont en 1929, 1940, 1951, 1961 et 1965. Ces deux derniers effondrements ont induits des cuvettes d'affaissement en surface très proche de la cuvette résultant de l'effondrement de 1966 (figure 4). La valeur de l'affaissement maximal est de 65 cm pour les effondrements de 1961 et 1965. De plus, l'effondrement de 1966 est celui pour lequel nous possédons le plus de données. C'est pourquoi, nous avons décidé d'effectuer la rétroanalyse sur l'effondrement de 1966 à Soumont (en ne considérant qu'un affaissement de 65 cm).

La rétroanalyse se fonde sur une modélisation à l'échelle du quartier effondré. Le but est de préciser les conditions qui ont été à l'origine de l'effondrement. Elle permet également de préciser (d'évaluer) la résistance des piliers et du toit, dans le cadre de ce modèle, qui justifie l'effondrement de cette zone. Ce travail doit être effectué en respectant les trois points de calage suivants :

- un affaissement de 0,65 m en 1966 suite à un effondrement des piliers de la zone entourée sur les figures 3 et 4 (le décalage du centre de la zone affaissée entre la surface et le fond est dû au pendage, ce décalage peut être estimé à $h \cdot \tan(\text{pendage})$ soit $145 \tan(30) \approx 85$ m) ;
- les étages inférieurs à -220 m (par rapport à la surface) ne se sont pas effondrés ;
- les chambres-magasins (1 km plus à l'ouest, figure 5) sont toujours stables.

L'analyse des résultats permettra de mieux comprendre les mécanismes en jeu lors de l'effondrement et fournira des données d'entrée d'une modélisation de plus grande dimension. Après avoir décrit les conditions d'exploitation de la zone de l'effondrement de 1966 à Soumont, nous présentons un bilan des caractéristiques géomécaniques ainsi que du champ de contraintes. Ensuite, les modèles numériques nécessaires seront détaillés.

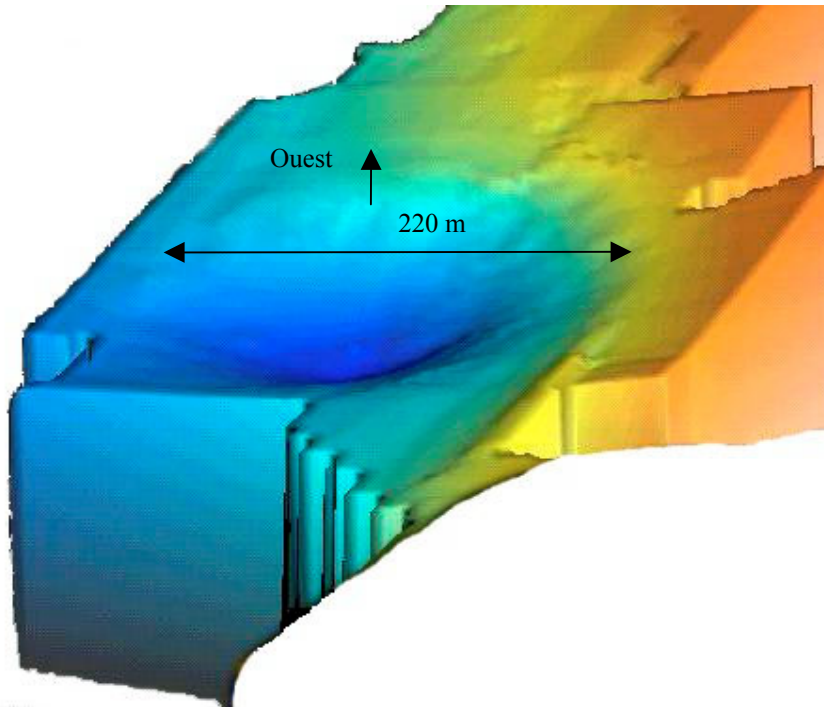


Figure 1 : Levé topométrique de la cuvette (en bleu) de l'affaissement de 1966 à Soumont (profil de calage du GPS réalisé en août 2003)

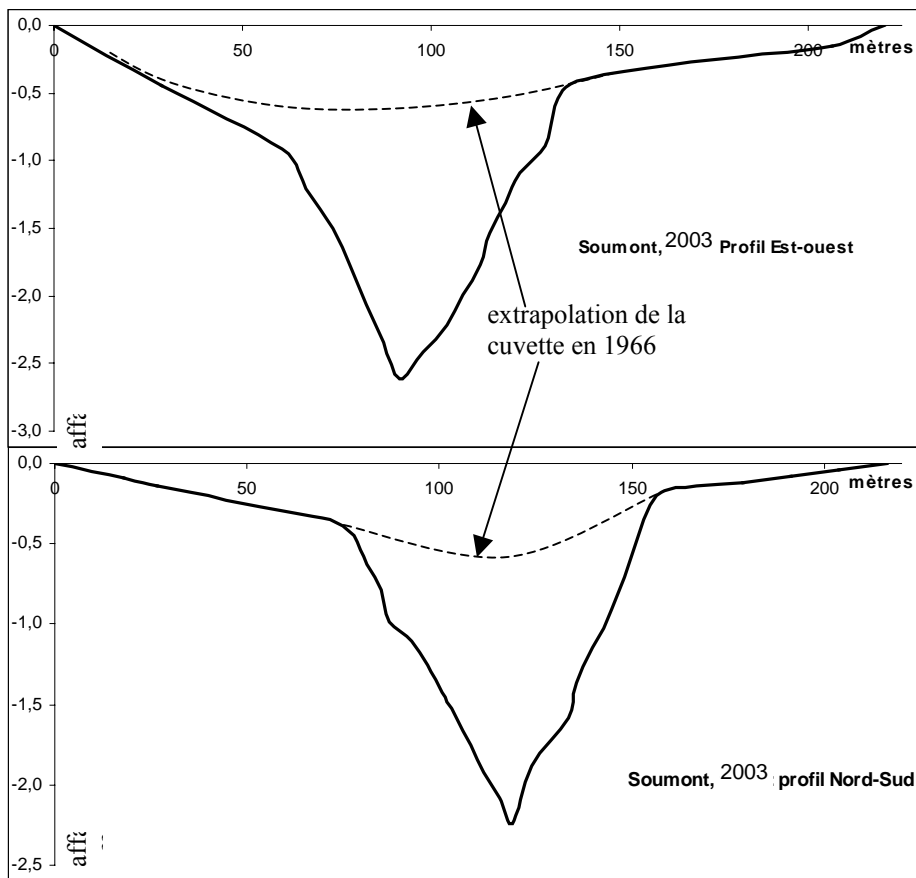


Figure 2 : Profils Nord-Sud et Est-Ouest de l'effondrement de 1966

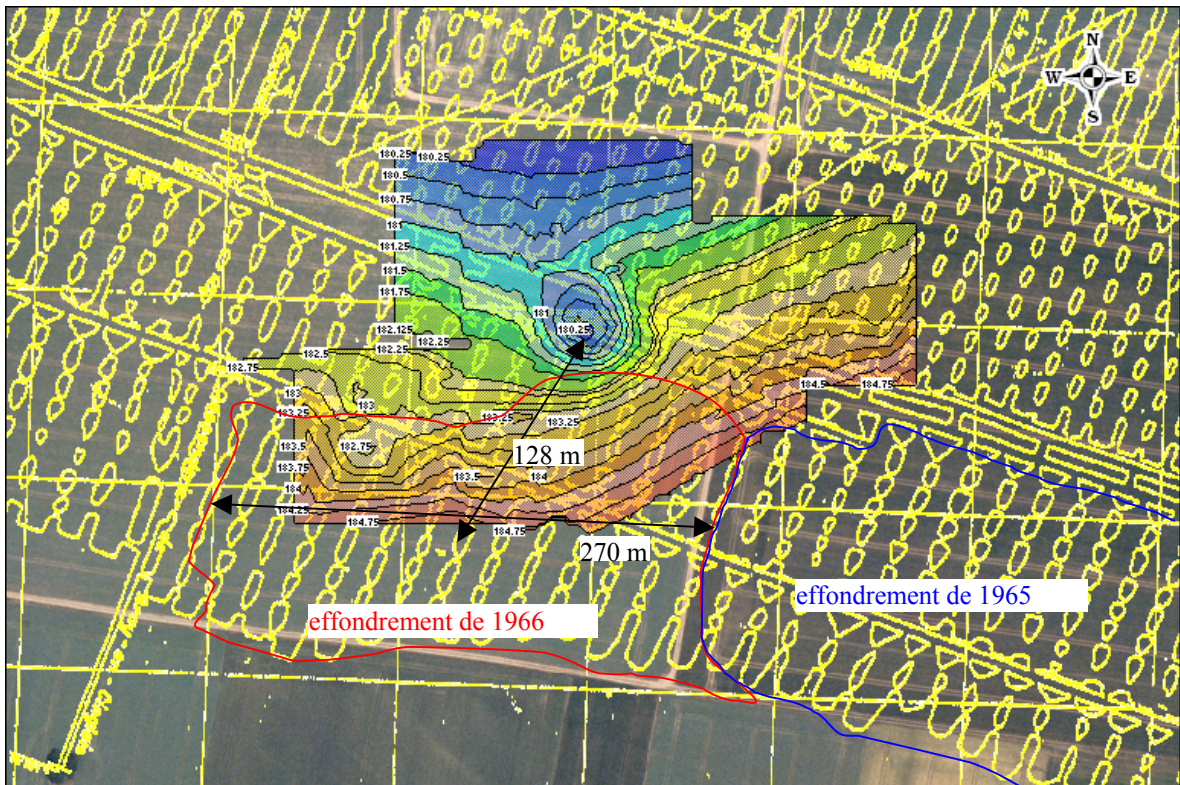


Figure 3 : Isovaleurs d'altitude du terrain naturel projeté sur les travaux du fond (distance horizontale du centre de la cuvette en surface au centre de la zone effondrée = 128 m)

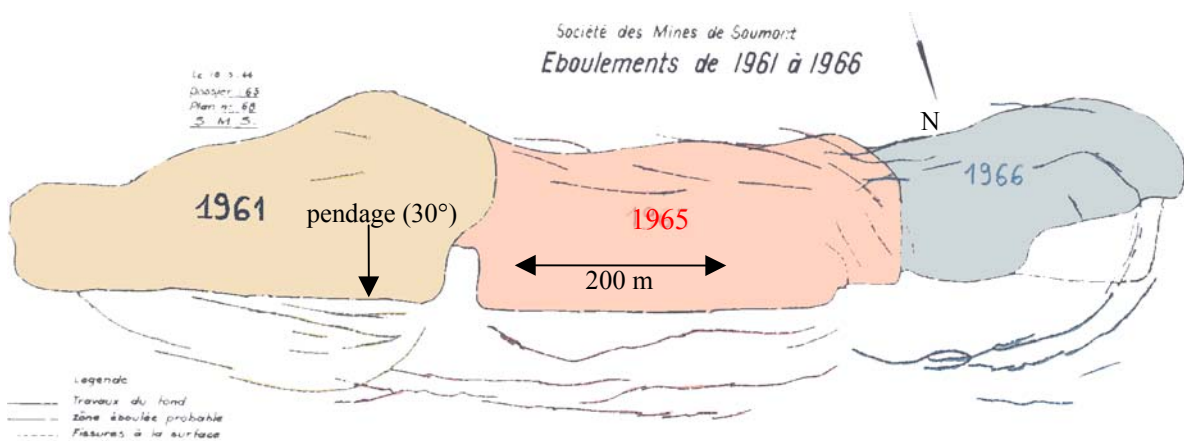


Figure 3bis : Limites des zones effondrées en 1961, 1965 et 1966 + positionnement des fissures en surface délimitant l'extension de la cuvette d'affaissement en 1966

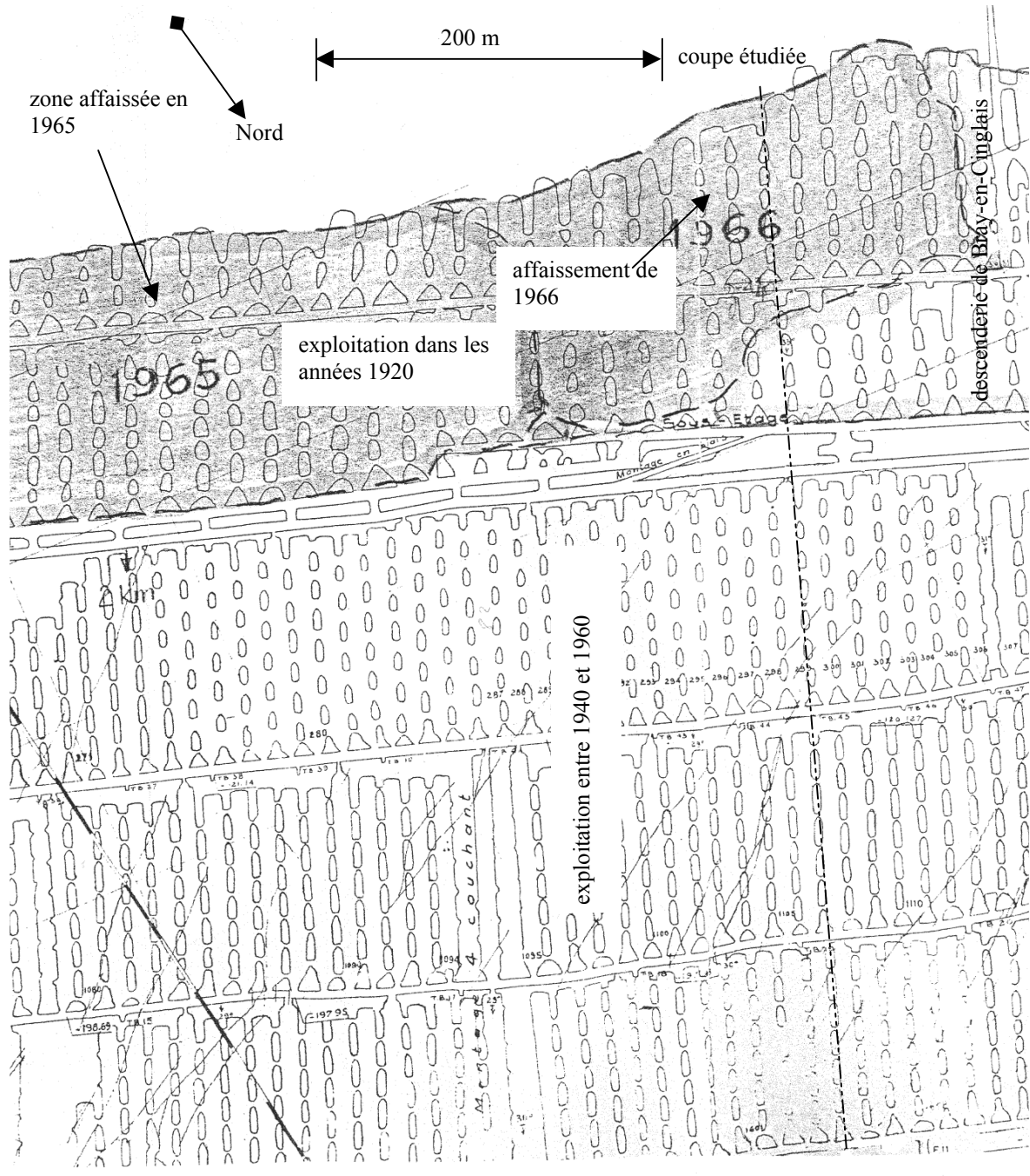


Figure 4 : Vue en plan de la couche exploitée par chambres et piliers à Soumont dans la zone de l'effondrement de 1966

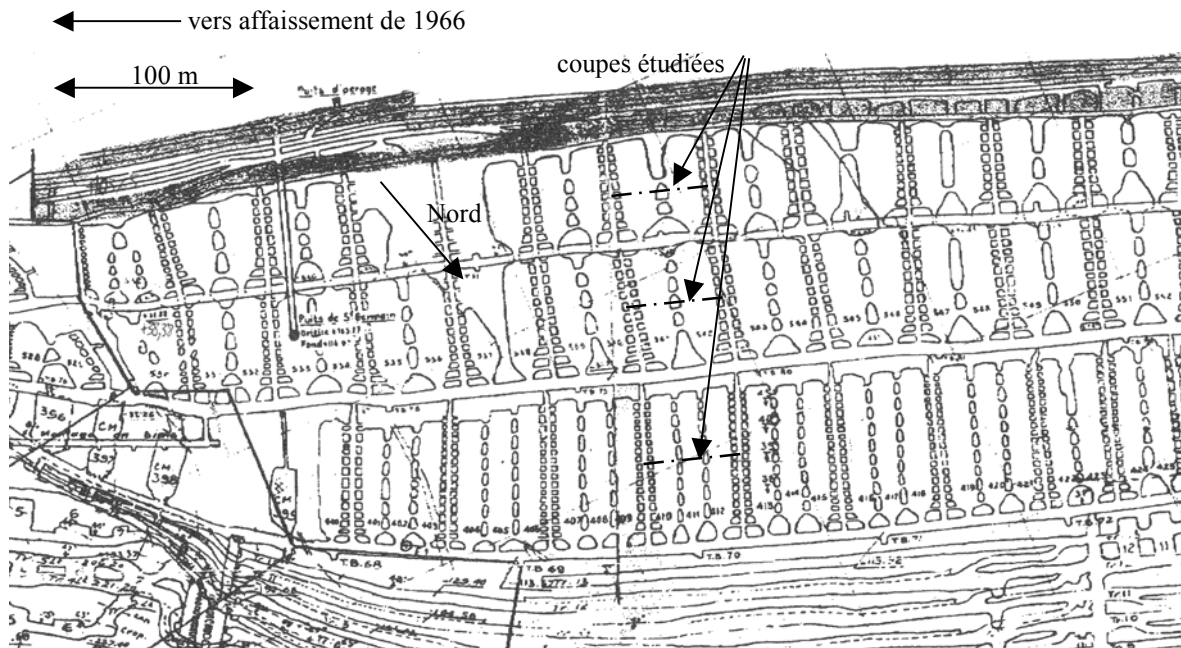


Figure 5 : Vue en plan dans la couche des exploitations par chambres-magasins à Soumont

2.1 DESCRIPTION DES CONDITIONS D'EXPLOITATION

La zone étudiée est proche de la descenderie de Bray-en-Cinglais (figure 4). La partie effondrée (étage supérieur) a été exploitée dans les années 1920 par la méthode des chambres et piliers abandonnés avec un taux de défrèvement de 85 % (les piliers sont irréguliers). Elle est limitée vers le bas par une voie de base de profondeur 206 m. Des piliers d'étage ou stots de 20 m de large séparent cette voie de la voie de tête de l'étage inférieur (-220 m). Le pendage de la couche est estimé à 30° vers le Nord-Est. Les étages inférieurs ont été exploités par la même méthode entre 1940 et 1960. Le taux de défrèvement des étages inférieurs diminue avec la profondeur. Il est de 82 % pour l'étage compris entre les profondeurs 220 m et 302 m. Les étages encore plus profonds ont été exploités avec un taux de défrèvement de 76 %. La section de la voie est trapézoïdale et l'ouverture de ces niveaux est de 4,5 m. Les chambres et les piliers des étages inférieurs sont réguliers. La largeur des piliers varie entre 4,5 m et 6 m.

Au-dessus de la couche de minerai, si l'on considère l'ensemble du recouvrement, on rencontre des bancs de schistes massifs et résistants pour une épaisseur totale de 120 m, puis des bancs de grès sur 95 m, puis une alternance de schistes et de grès de puissance faible (10 m) et enfin de nouveau des grès (figure 7). En dessous de la couche de minerai, il y a un banc de schistes de 10 m d'épaisseur puis une série de grès renfermant un aquifère. L'ensemble de ces formations est recouvert par une « dalle » calcaire d'épaisseur variable (entre 0 et 50 m) jusqu'à la surface. L'épaisseur de cette dalle peut être évaluée à 30 m au niveau du secteur concerné (Tincelin & Vouille, 1992). Ces calcaires renferment également un aquifère et peuvent être karstiques.

2.2 GÉOMÉTRIE DES MODÈLES

Nous avons choisi de ne pas exagérer la largeur des chambres (solution 2D qui consiste à se donner une largeur de chambre équivalente sans modifier la valeur des résistances des piliers). De ce fait, nous avons diminué la valeur des résistances à la compression et à la traction pour tenir compte de l'effet inhibiteur de la modélisation 2D sur le développement de la plasticité (voir § 2.3.2.4).

D'autre part, nous avons dû modifier les dimensions horizontales des piliers pour ne pas rigidifier exagérément l'exploitation lorsque le modèle est réalisé selon une coupe transversale (figure 4). En effet, la coupe d'étude traverse des piliers rectangulaires par leur grande largeur. Donc, si la géométrie d'exploitation n'est pas modifiée selon cette coupe, les piliers seraient très larges et les chambres trop petites. Cela a pour effet de minimiser artificiellement le volume des vides. Afin d'éviter ce biais, nous avons décidé, en accord avec GEODERIS, de transformer les piliers rectangulaires en piliers carrés de section horizontale équivalente : $L_{\text{pilier carré}} = \sqrt{L_{\text{pilier rectangle}} l_{\text{pilier rectangle}}}$. Ensuite, nous avons recalculé une largeur de chambre qui conserve le taux de défruitement (qui est une donnée sûre pour chaque étage) : $L_c = L_p \left(\frac{1}{\sqrt{1-\tau}} - 1 \right)$. L'ouverture de l'exploitation n'est pas modifiée par cette méthode.

Nous avons récapitulé dans le tableau 1 l'ensemble des caractéristiques géométriques des exploitations des différents niveaux de la mine de Soumont.

	largeur moyenne du pilier	longueur moyenne du pilier	largeur moyenne de pilier carré	taux de défruitement	largeur moyenne de chambre
étage supérieur	5,5 m	15 m	9,08 m	85 %	14,37 m
étage -302 -220	4,5 m	10 m	6,71 m	82 %	9,10 m
étage -379 -302	4,5 m	15 m	8,22 m	76 %	8,55 m
étage -453 -379	4,5 m	14 m	7,94 m	76 %	8,26 m
chambres magasins			8,00 m	$\tau_{2D} = 70 \%$	18,67 m

Tableau 1 : Géométrie des différents étages de la mine de Soumont

2.3 CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉCANIQUES

La caractérisation géomécanique des différents matériaux du flanc sud de la mine de Soumont n'est pas complète (voir le tableau 1 du rapport INERIS DRS-03-49161/R01). Seuls la couche de minerai de fer et ses toit et mur immédiats ont fait l'objet d'essais de caractérisation en laboratoire. C'est pourquoi nous avons estimé les données d'après différentes sources (mentionnées après le tableau 2).

2.3.1 Caractéristiques proposées pour un comportement à petite échelle (laboratoire)

Le tableau 2 résume les caractéristiques mécaniques prises en compte (les valeurs retenues sont en gras). La dilatance est supposée égale à 6° pour tous les matériaux.

<i>Matériaux¹</i>	E (MPa)	ν	ρ (MN.m ⁻³)	C (MPa)	\varnothing (°)	Rt (MPa)	Rc (MPa)	RI (MPa)
calcaire, valeurs minimales	<u>2500</u>	<u>0,22</u>	<u>0,015 - 0,0176</u>	<u>5</u>				
calcaire, valeurs maximales	<u>13300</u>	<u>0,28</u>	<u>0,0223 - 0,0234</u>	<u>10</u>				
calcaire altéré du recouvrement	5000	0,25	0,021	0,5	35	0,2	2	1
calcaire dur du recouvrement	13000	0,25	0,023	3,2	25	1	10 ²	5
calcaire tendre du recouvrement	10000	0,25	0,022	2,2	25	0,7	7	3,5
schiste	<u>27000³</u>	<u>0,17</u>	0,028	34	37	<u>5</u>	134	61
minerai de fer	79750	0,23	0,027	35	28	10	115	52
grès, valeurs minimales	<u>20000 - 17000</u>	<u>0,16 - 0,17</u>	<u>0,026 - 0,0245</u>	<u>4</u>	<u>20</u>	<u>1,7</u>	<u>30 - 47</u>	
grès, valeurs maximales	<u>55000 - 53000</u>	<u>0,3 - 0,29</u>	<u>0,027 - 0,027</u>	<u>16</u>	<u>60</u>	<u>20</u>	<u>155 - 122</u>	
grès⁴	55000	0,25	0,026	34	40	10	145	68

Tableau 2 : Caractéristiques mécaniques (valeurs déterminées en laboratoire) pour la modélisation de l’effondrement de 1966 à Soumont

E : module d’Young (MPa)

ν : coefficient de Poisson

ρ : poids volumique du matériau (MN.m⁻³)

C : cohésion (MPa)

\varnothing : angle de frottement interne du matériau (°)

Rt : résistance à la traction (MPa)

Rc : résistance à la compression (MPa)

RI : résistance limite élastique (MPa)

Sources :

- **valeurs obtenues en laboratoire : étude bibliographique réalisée lors de la phase préliminaire (rapport INERIS DRS-03-49161/R01) ;**

¹ Ces valeurs correspondent à des caractéristiques relevées dans la bibliographie.

² La résistance du calcaire de Caen est généralement comprise entre 15 et 20 MPa.

³ Il s’agit de valeurs valables dans la direction parallèle à la schistosité qui est aussi celle du pendage dans notre étude.

⁴ Nous avons supposé que la borne haute de l’intervalle de variation des modules de Young des grès vosgiens était représentative des grès armoricains modélisés dans cette étude.

- données issues d'une étude sur la carrière de schistes ardoisiers de Misengrain (rapport INERIS DRS-00-25078/R01) ;
- données provenant du livre de Fine (Le soutènement des galeries minières ,1993) ;
- données issues de la synthèse des caractérisations géomécaniques des HBL (rapport INERIS SSE-CMe/ATh-98-25EP51) ;
- *valeurs proposées* ;
- données provenant de la carte géologique de Mézidon à 1/50000 (BRGM) ;
- valeurs calculées ($C = \frac{R_c}{2 \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)}$ et $R_t = 0,1 \times R_c$ quand cette valeur est inconnue).

2.3.2 Caractéristiques géomécaniques in-situ

2.3.2.1 Effet de forme ou d'élançement

Il est nécessaire de prendre en compte, dans la correction des caractéristiques géomécaniques, l'effet d'élançement (ou effet de forme) lorsque l'élançement de l'échantillon⁵ est différent de 2 et/ou lorsque la méthode utilisée pour l'analyse de la stabilité ne prend pas implicitement en compte cet effet. Le logiciel (UDEC, Itasca 2000) que nous utilisons prend naturellement en compte cet effet, il n'y a donc pas lieu de corriger les caractéristiques géomécaniques relativement à l'effet d'élançement.

2.3.2.2 Effet d'échelle de l'échantillon

Les essais géomécaniques réalisés en laboratoire sont souvent menés sur des échantillons de très petites dimensions en regard des dimensions des piliers. Or, d'une manière générale, la résistance d'un échantillon diminue lorsque ses dimensions croissent. Ceci résulte notamment du fait que, plus les échantillons sont de grande taille, plus la probabilité qu'ils soient affectés par des discontinuités macroscopiques est élevée (on ne choisit en effet pas d'échantillons trop fracturés pour mener à bien les essais).

Connaissant la résistance en laboratoire d'un échantillon de dimension d_2 , il est possible d'évaluer la résistance d'un pilier de dimension d_1 à l'aide d'une relation intégrant ces deux variables. Dans les faits, on n'affecte généralement pas à d_1 la largeur intégrale du pilier mais une valeur sensiblement égale au pas de fracturation caractérisant le massif. En effet pour les échantillons de taille supérieure à cette largeur critique, la résistance demeure inchangée quelle que soit la taille de l'échantillon.

En se référant à la courbe classique de Jahns obtenue sur des échantillons cubiques de minerai de fer de 5 cm de côté (courbe en haut de la figure 6), on trouve une valeur du coefficient de 0,47.

⁵ L'élançement standard d'un échantillon pour un essai en mécanique des roches vaut 2.

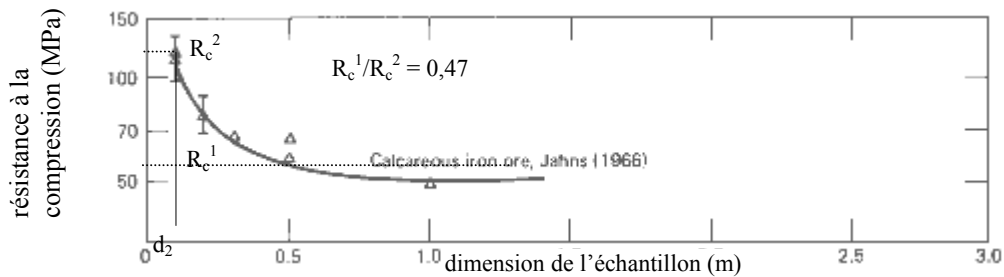


Figure 6 : Effet d'échelle sur des échantillons de minerai de fer non confinés (d'après Bieniawski et Van Heerden, 1979)

2.3.2.3 Effet du temps

La diminution dans le temps de la résistance apparente résulte d'une altération progressive des caractéristiques pétrophysiques et géomécaniques de la matrice rocheuse. Cette altération se propage classiquement des parements vers le cœur du pilier. L'altération dans le temps des caractéristiques mécaniques des roches peut résulter de plusieurs facteurs.

Le premier peut être appelé « effet de fluage ». Il trouve son origine dans le fait que la résistance instantanée d'un échantillon rocheux diffère de la résistance de ce même échantillon soumis à une charge durant une longue période. Nous ne disposons d'aucun résultat d'essai de fluage réalisé pour la caractérisation mécanique du minerai de fer des mines de Soumont, Segré et May/Orne.

Une autre technique pour évaluer cette résistance différée consiste à prendre la résistance élastique du matériau, considérant que si le massif est soumis, même durant une longue période, à une contrainte inférieure à cette résistance, puisqu'il n'y a aucune initiation de rupture, il ne peut pas y avoir propagation de fissures évoluant vers la ruine de la structure. Les essais disponibles sur le minerai de Soumont, le mur et le toit immédiat (tableau 2) mettent en évidence, au travers de l'interprétation des courbes d'essais, un ratio résistance élastique sur résistance au pic variant entre 0,45 et 0,47.

Le second mécanisme résulte d'une altération possible dans le temps des caractéristiques intrinsèques du matériau. Ce mécanisme, encore très mal connu et mal maîtrisé, résulte principalement de phénomènes physico-chimiques se développant au sein de la structure des roches. On ne dispose d'aucune information ni d'aucun retour d'expérience pour quantifier ce mécanisme pour ce qui concerne le minerai de fer du site de Soumont.

En conséquence, compte tenu des grandes incertitudes demeurant sur le comportement à terme du minerai de fer, nous avons retenu de manière forfaitaire une résistance ultime à 0,46 fois (moyenne de 0,45 et 0,47) la résistance instantanée. La rétroanalyse permettra de mieux quantifier cet effet.

2.3.2.4 Estimation de la résistance à adopter pour le modèle 2D

Notre stratégie de modélisation consiste à rechercher les conditions de la rupture du toit. Le modèle étant adopté en 2D, ce choix impose de transformer les piliers rectangulaires en piliers carrés (voir § 2.2).

Ce choix implique aussi de diminuer la valeur des résistances (à la compression et à la traction) du minerai pour tenir compte de l'effet inhibiteur de la modélisation 2D sur le développement de la plasticité par rapport à une modélisation en 3D du cas réel (nous n'avons pas opté pour la solution qui consiste à augmenter la largeur des chambres pour conserver le même taux de défrètement).

Le principe consiste à se donner le même rapport résistance/contrainte (facteur de sécurité) pour le pilier en 2D et en 3D. Pour cela, il existe deux techniques : augmentation de la masse volumique de tous les matériaux du modèle ou diminution de la résistance à la compression de la couche exploitée.

Nous avons privilégié la deuxième solution parce qu'elle ne modifie que les résistances (traction et compression) de la couche qui ne correspond pas aux hypothèses de déformations planes (couche exploitée). En effet, tous les autres bancs du recouvrement étant effectivement en condition de déformations planes, le fait de changer aussi (en l'augmentant) leur masse volumique conduit à surestimer la plastification du recouvrement : le rapport résistance/contrainte est alors artificiellement diminué. De plus, nous savons d'expérience que cette méthode montre ses limites en milieu fracturé (Didier, 2003).

Il faut donc diminuer d'autant la résistance du pilier que l'on aurait augmenté la masse volumique des matériaux (pour garantir la conservation de la contrainte verticale) :

$$\sigma_{\text{pilier}} = \frac{\rho g z}{1 - \tau_{3D}} = \frac{1}{\alpha} \frac{\rho g z}{1 - \tau_{2D}} \text{ soit } \frac{1}{\alpha} = \frac{1 - \tau_{2D}}{1 - \tau_{3D}}, \quad \alpha : \text{coefficient de correction.}$$

Rappelons que pour des chambres et piliers carrés :

$$\tau_{2D} = \frac{L_c}{L_c + L_p} \text{ et } \tau_{3D} = 1 - \frac{L_p^2}{(L_c + L_p)^2} \text{ ainsi } \frac{1}{\alpha} = 1 + \frac{L_c}{L_p} = \frac{1}{\sqrt{1 - \tau_{3D}}}. \text{ Donc } \boxed{\alpha = \sqrt{1 - \tau_{3D}}}.$$

Nous avons toutefois comparé sur le même modèle la méthode proposée ici (1) et celle qui consiste à diviser la masse volumique (2) de tous les matériaux par α . Globalement, nous obtenons le même mécanisme dans les deux cas. Mais, en ce qui concerne la méthode (2), pour obtenir la continuité de la zone de rupture en cisaillement au-dessus du pilier d'étage séparant le 1^{er} et le 2^{ème} étage, nous avons dû diminuer de 9° l'angle de frottement initial des joints de stratification. De plus, les calcaires du recouvrement sont exagérément plastifiés en raison des contraintes qui sont multipliées par un facteur $1/\alpha$ avec la méthode (2). Enfin, la valeur de l'affaissement maximal est deux fois trop élevée avec la méthode (2), en modifiant les masses volumiques. Nous avons donc retenu la méthode (1).

2.3.2.5 Application au cas de la zone effondrée en 1966 à Soumont

Les caractéristiques géométriques de la zone effondrée sont les suivantes :

- largeur des piliers : 4,5 à 6 m ;
- le taux de défrètement : 76 % à 85 %.

Rappelons avant tout les paramètres mécaniques et les différents coefficients retenus :

- résistance à la compression instantanée du minerai de fer : valeur retenue $R_{CO} = 115 \text{ MPa}$;

- effet d'échelle de l'éprouvette : valeur retenue = 0,47 (Jahns, 1966) ;
- effet du temps : 0,46 à long terme.

Le tableau 3 présente une synthèse de l'ensemble des résistances obtenues en fonction des différents effets pris en compte.

		Minerai de fer			Autres matériaux
Taux de défrètement		85 % (étage supérieur)	82 % (étage entre z = -202 et z = -302 m)	76 % (étages inférieurs à z = -302 m)	
résistance instantanée	résistance initiale de l'échantillon en laboratoire (MPa)	R_{c0}			
	prise en compte de l'effet d'échelle (MPa)	$0,47 R_{c0}$			
1966	effet 2D/3D (MPa)	$0,182 R_{c0}$	$0,199 R_{c0}$	$0,230 R_{c0}$	$0,47 R_{c0}$
	résistance à long terme (MPa)	$0,084 R_{c0}$	$0,092 R_{c0}$	$0,106 R_{c0}$	$0,216 R_{c0}$

Tableau 3 : Synthèse des résistances à la compression pour les différents matériaux de l'étude

L'effondrement de 1966 s'étant produit 40 ans après l'exploitation des niveaux qui se sont effondrés, nous considérons que les résistances des matériaux en 1966 sont comprises entre la valeur instantanée corrigée (effets d'échelle et 2D/3D) et la valeur à long terme.

2.3.2.6 Synthèse des caractéristiques in-situ

Les cinq sous-paragraphes précédents sont dédiés à l'évaluation des résistances in-situ. Nous allons maintenant récapituler ces valeurs (intégrant l'effet d'échelle et l'effet 2D/3D pour le minerai) ainsi que les autres caractéristiques géomécaniques dans le tableau (4) de synthèse. Ainsi chaque résistance (R_c , R_l et R_t) du tableau 2 est modifiée en utilisant les facteurs de correction synthétisés dans le tableau 3. La cohésion est recalculée en fonction

$$\text{de } R_c \text{ et } \phi : C = \frac{R_c}{2 \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)}$$

Nous avons tenu compte d'une diminution forfaitaire de 20 % (effet d'échelle) pour le module de Young (tableau 4). Cela correspond à la moyenne de l'effet d'échelle concernant le module de Young. D'autre part, nous avons forfaitairement augmenté la valeur de l'angle de frottement de tous les matériaux de 2° pour tenir compte de l'endommagement dû aux perturbations (mécaniques, hydrauliques, d'aérage, etc.) liées à l'exploitation : le matériau endommagé a une rugosité plus élevée que le matériau vierge.

Les témoignages de visites au fond mentionnent la qualité exceptionnelle du toit : il n'y a donc pas lieu à dégrader plus que nécessaire les valeurs des propriétés géomécaniques des matériaux autres que le minerai de fer (qui est ici une variable de calage). Nous n'avons pas inclus l'effet du temps à long terme dans ce tableau de synthèse.

<i>matériau</i>	\varnothing (°)	Rc (MPa)	Rl (MPa)	Rt (MPa)	ρ (MN.m ⁻³)	E (MPa)	ν	C (MPa)
calcaire altéré	37	0,9	0,5	0,1	0,021	4000	0,25	0,2
calcaire dur	27	4,7	2,4	0,5	0,023	10400	0,25	1,4
calcaire tendre	27	3,3	1,6	0,3	0,022	8000	0,25	1,0
schiste (// à la schistosité)	39	63,2	28,9	2,4	0,028	21600	0,17	15,1
grès	42	20,9	9,4	1,8	0,027	44000	0,25	6,0
minerai ($\tau= 85\%$)	30	68,2	32,0	4,7	0,026	63800	0,23	15,2
minerai 2^{ème} étage ($\tau= 82\%$)	30	22,9	10,3	2,0	0,027	63800	0,23	6,6
minerai 3-4^{ème} étage ($\tau = 76\%$)	30	26,5	11,9	2,3	0,027	63800	0,23	7,6
minerai chambre magasin	30	29,6	13,3	2,6	0,027	63800	0,23	8,5

Tableau 4 : Caractéristiques mécaniques in-situ retenues pour la modélisation de l’effondrement de 1966 à Soumont

2.3.2.7 Joints de stratification

En ce qui concerne les joints de stratification, qui correspondent aux interfaces entre les bancs, le tableau 5 montre les valeurs choisies qui découlent aussi d’une estimation en fonction des caractéristiques des terrains. Elles proviennent d’une étude de la carrière de schistes ardoisiers de Misengrain (rapport INERIS DRS-00-25078/R01). Les raideurs normale (Kn) et tangentielle (Ks) sont ici variables (elles peuvent augmenter au fur et à mesure que la contrainte normale sur les lèvres de l’interface croît). Le modèle adopté de comportement pour les joints considère que la résistance à la traction et la cohésion sont supposées nulles. Nous avons toutefois testé ce choix par la suite en effectuant une modalité avec une loi de comportement plus classique de type Mohr-Coulomb.

Joint	Kn (MPa.m⁻¹)	Ks (MPa.m⁻¹)	\varnothing^r	\varnothing^i
de stratification	[400 ; 2000]	[200 ; 1000]	15	30
joints fictifs ⁶	[800 ; 4000]	[400 ; 2000]	50	70

Tableau 5 : Caractéristiques des joints

\varnothing^r : angle de frottement résiduel des joints Kn : raideur normale variable [min. ; max.]

\varnothing^i : angle de frottement initial des joints Ks : raideur tangentielle variable [min. ; max.]

2.3.3 Etat de contraintes

Le bilan de la campagne de mesures de contrainte in situ effectuée en 1979 (Tincelin & Vouille, 1981) a montré que $\sigma_h = 0,5\sigma_v$. Ce résultat pose problème, car à notre connaissance, toutes les mesures de contrainte effectuées dans l’Ouest de la France, au sein de structures synclinales, montrent que la contrainte horizontale est toujours supérieure ou égale à la contrainte verticale (cela se comprend aisément dans une zone plissée lors d’une phase tectonique de compression). Pour les sites de Grais (Orne) et de St-Sigismond (Maine-et-Loire), le rapport de la contrainte horizontale sur la contrainte verticale varie

⁶ Ces joints sont nécessaires pour délimiter des zones de maillage différent : cela permet de diminuer le nombre de zones triangulaires à mailler (taille du modèle) et donc le temps de calcul.

entre 1 et 1,5 (Denis BURLET, 1991). Ce rapport diminue avec la profondeur (mesures réalisées jusqu'à -250 m).

Le tenseur des contraintes étant sujet à caution, nous avons considéré trois valeurs pour le rapport σ_h/σ_v : 0,5 ; 1 et 2.

2.4 MODÉLISATION À L'ÉCHELLE DE LA MINE

Nous avons utilisé un logiciel 2D capable de prendre en compte la fracturation, à savoir le code UDEC d'Itasca. Ce logiciel étant un code de calcul bidimensionnel, nous avons fait l'hypothèse des déformations planes. Une coupe verticale perpendiculaire à l'axe du synclinal (transversale sud-ouest nord-est) a été adoptée (figure 4).

Nous avons réalisé différents modèles. Tout d'abord, nous avons conçu un modèle à l'échelle de l'étage supérieur (cadre bleu de la figure 7) afin d'isoler le mécanisme d'effondrement-affaissement et d'approcher les caractéristiques d'affaissement observées en 1966 (1^{er} point de calage). Ensuite, nous avons créé un modèle à l'échelle de la mine (figure 7) en coupe transversale (figure 4), en conservant les caractéristiques géomécaniques qui ont permis d'expliquer l'effondrement, pour vérifier que le mécanisme se produit uniquement pour l'étage supérieur (2^{ème} point de calage).

Enfin, pour le 3^{ème} point de calage (chambres-magasins stables), il a été nécessaire d'effectuer 3 coupes longitudinales et verticales à 3 profondeurs différentes (figure 5) ainsi qu'une coupe transversale dont le schéma d'exploitation a été transformé en chambres et piliers carrés avec un taux de défruitement identique. La coupe transversale est nécessaire pour intégrer l'effet du pendage mais ne représente pas fidèlement la géométrie des chambres magasins. D'un autre côté, les trois coupes longitudinales respectent la géométrie de la chambre mais ne peuvent pas rendre compte du pendage.

Nous avons défini la stratification à partir des résultats d'une étude menée par l'INERIS (rapport INERIS DRS-00-25078/R01) pour élaborer un dossier de demande d'abandon pour les carrières de Misengrain (site de Noyant, ardoisières d'Angers). Cette étude avait montré qu'un espacement entre joints principaux de 8 m dans les schistes était raisonnable. Nous avons arrondi cette valeur à 10 m. D'autre part, dans les massifs de schistes ardoisiers, il existe des joints subverticaux (d'ouverture décimétrique) appelés torsins dont l'espacement varie entre 50 et 100 m (figure 7).

2.4.1 Coupes transversales

Concernant les coupes transversales, les dimensions du grand (petit) modèle sont de 470 (300) m de haut et 870 (480) m de large. La profondeur $z = 0$ correspond à la surface du terrain naturel. La coupe géologique modélisée provient des travaux de phase informative (rapport INERIS DRS-03-44270/R01).

Sur la figure 7, nous présentons les différents matériaux définis dans le tableau 2 ainsi que leur épaisseurs modélisées :

- le calcaire altéré du recouvrement (épaisseur = 5 m) ;
- le calcaire dur du recouvrement (épaisseurs = 15 et 5 m) ;
- le calcaire tendre du recouvrement (épaisseur = 5 m) ;
- le grès (épaisseurs = 95 et 150 m au toit, supérieure à 200 m au mur) ;
- le schiste (épaisseurs = 10 et 120 m au toit, 10 m au mur) ;

- le minerai de fer (celui-ci peut avoir différentes propriétés puisque les résistances dépendent, selon notre méthodologie de modélisation, du taux de défrusement pour tenir compte de l'effet 2D/3D). La couche a une puissance de 4,5 m.

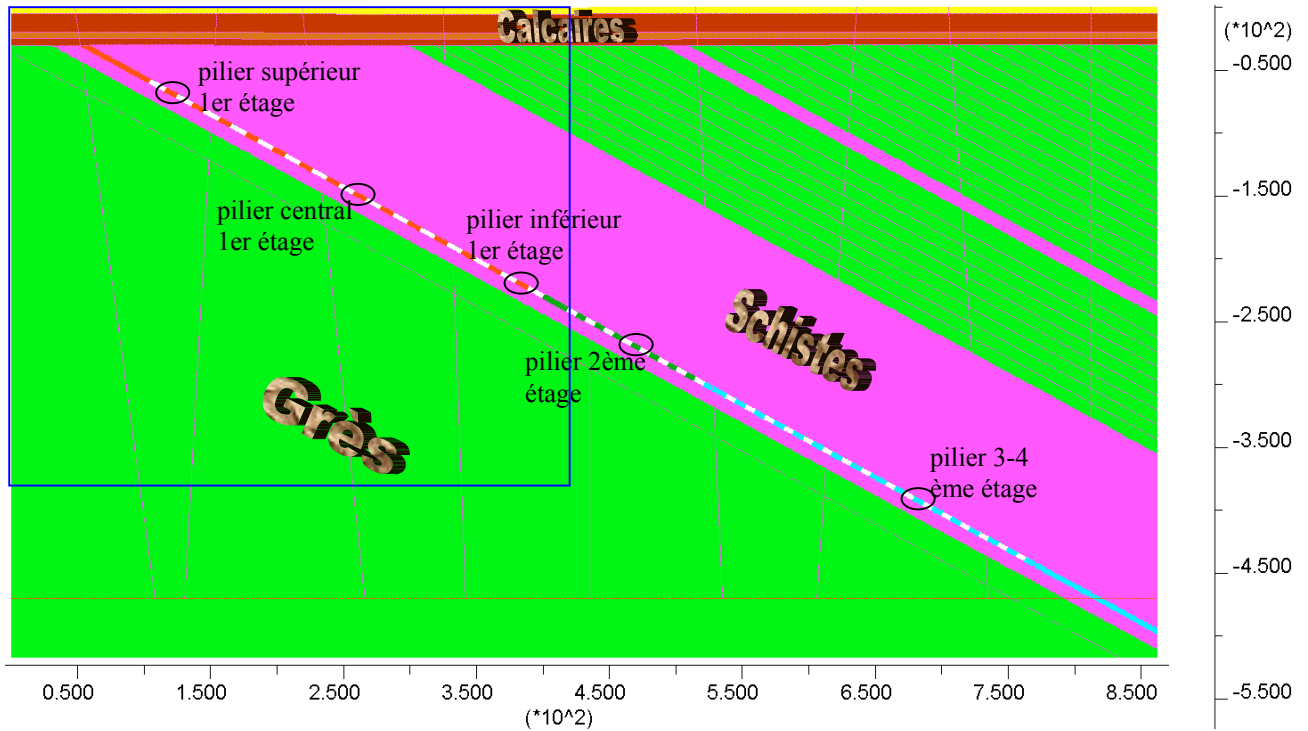


Figure 7 : Visualisation des différentes couches modélisées dans une coupe perpendiculaire à l'axe du synclinal (échelles en m)

Nous avons généré un maillage composé d'éléments triangulaires à trois nœuds. Il est composé de 229 (133 pour le petit modèle) blocs maillés en 223845 (118068) triangles et 120046 (63991) nœuds (figure 8), et est plus affiné à proximité de la couche de minerai de fer.

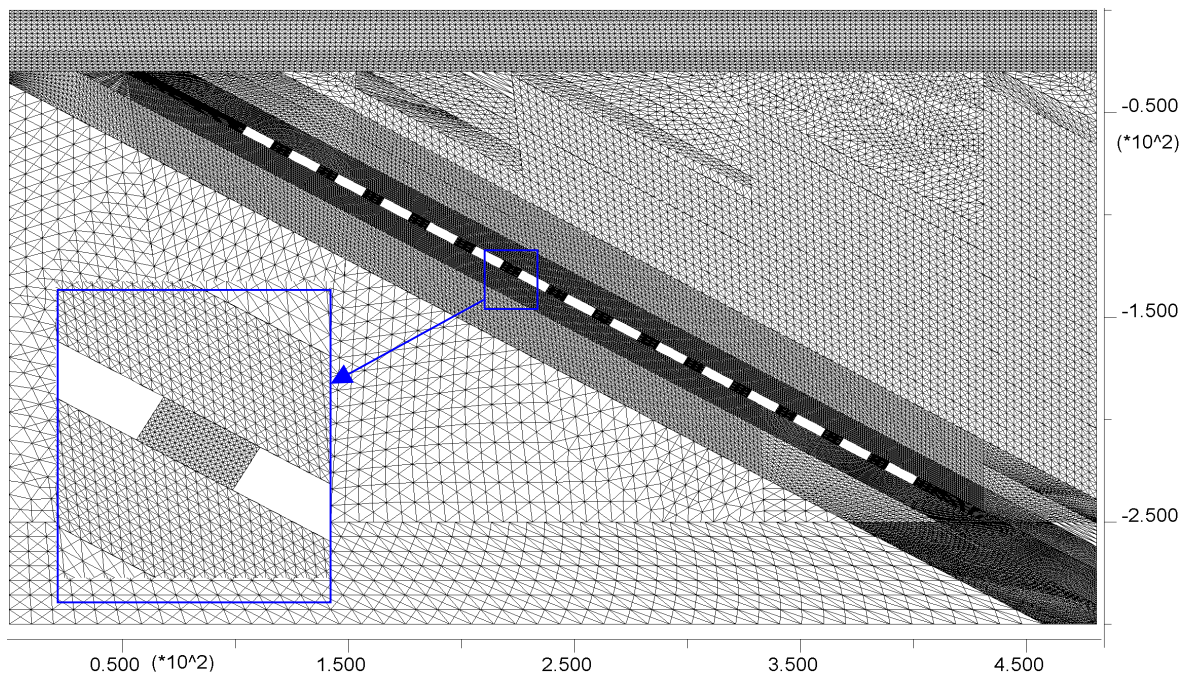


Figure 8 : Maillage du domaine d'étude (étage supérieur) avec zoom sur un pilier

2.4.2 Coupes longitudinales

Concernant les coupes longitudinales, les dimensions et maillages des trois modèles ont été résumés dans le tableau 6. Elles correspondent aux dimensions relevées sur la figure 5. La profondeur $z = 0$ correspond à la surface du terrain naturel. Sur la figure 9, les codifications de couleurs des différents matériaux sont les mêmes que celles de la figure 7. La largeur du modèle correspond à deux chambres et deux piliers. Les deux limites latérales sont deux axes de symétrie verticaux simulant une chambre magasin de longueur infinie perpendiculairement au pendage (sens de la sécurité).

	largeur du modèle	hauteur du modèle	nombre de zones	nombre de nœuds	nombre de blocs
Coupe 1	46 m	162,5 m	16900	9041	19
Coupe 2	46 m	230,5 m	17928	9628	23
Coupe 3	50 m	271 m	19140	10346	28

Tableau 6 : Dimensions et maillages des trois coupes longitudinales

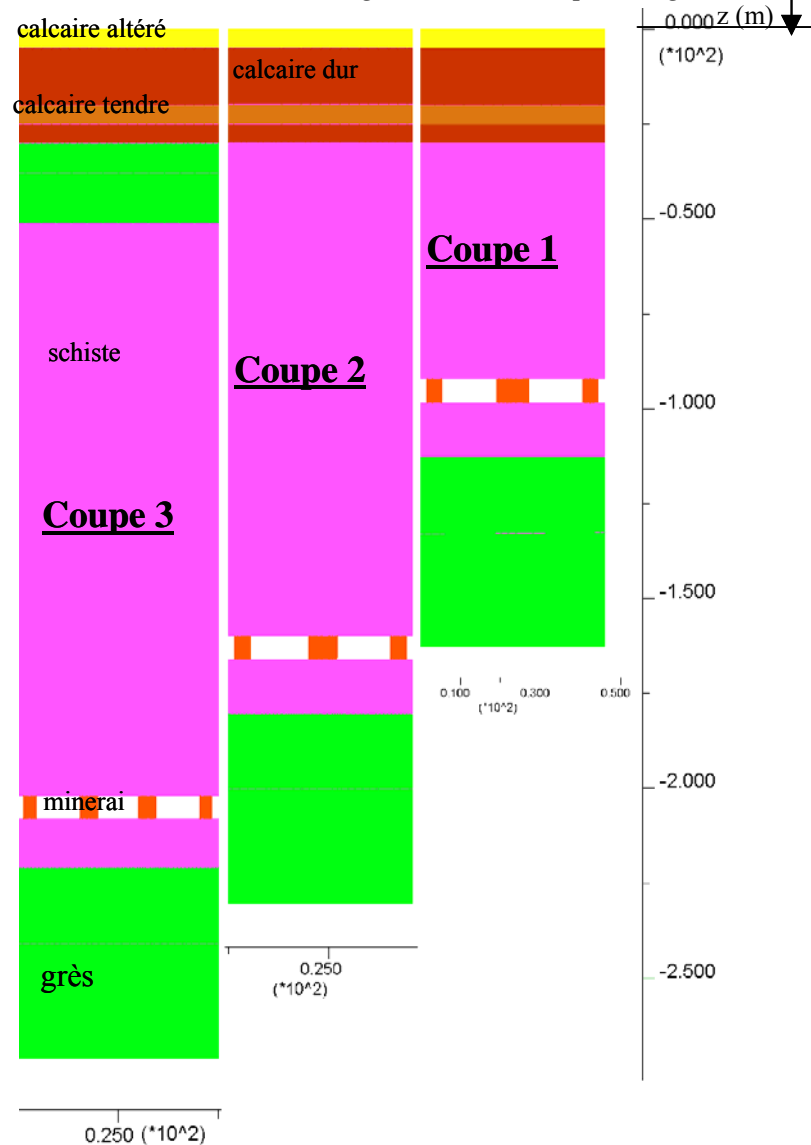


Figure 9 : Visualisation des couches modélisées dans 3 coupes (// à l'axe du synclinal)

2.4.3 Prise en compte d'une loi de comportement non-linéaire

La modélisation classique du comportement non-linéaire des roches utilise très souvent le critère de Mohr-Coulomb. Ce dernier impose un écoulement plastique du matériau à l'infini sans diminution de la contrainte, ce qui est assez éloigné de la réalité des comportements des roches rencontrées dans le bassin minier (figure 10). En général, la stabilité des ouvrages est, de ce fait, surestimée. Nous avons donc utilisé la loi de comportement non-linéaire (modèle Softening Hardening Strain ou SHS) développée par ITASCA et notamment incluse dans le logiciel d'éléments distincts UDEC.

La figure 10 montre, sur une courbe contrainte-déformation, les apports du modèle SHS vis-à-vis du modèle Mohr-Coulomb. Le modèle SHS utilisé ici est une extension du modèle Mohr-Coulomb, permettant un écrouissage positif ou négatif implicite par le biais de l'évolution des paramètres ϕ , ψ , C et R_t . Le grand avantage de l'utilisation de ce modèle dans le calcul des ouvrages est la possibilité de tenir compte du comportement post-pic.

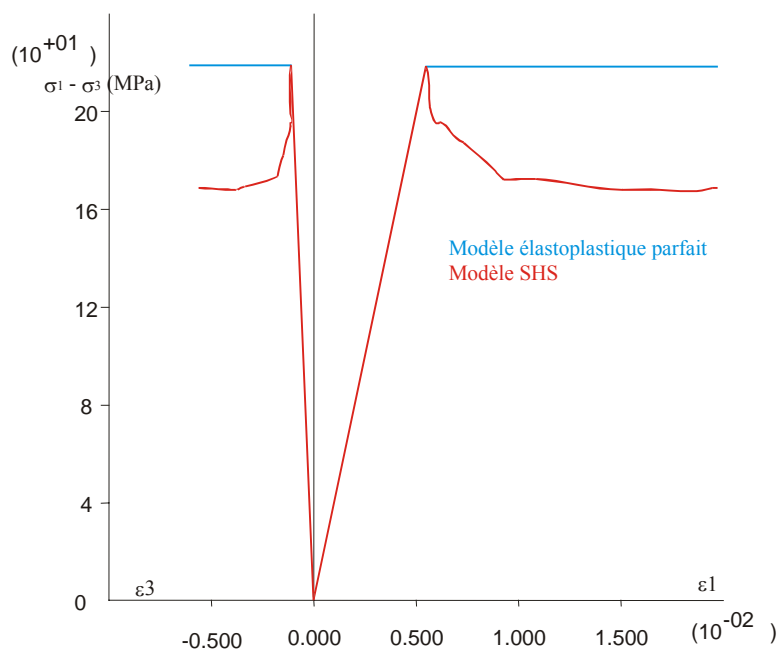


Figure 10 : Apports du modèle SHS vis-à-vis du modèle Mohr-Coulomb (σ_1 est la contrainte axiale, σ_3 le confinement, ϵ_1 la déformation axiale et ϵ_3 la déformation latérale).

La loi de comportement (durcissant puis radoucissant) est donnée à UDEC sous forme tabulaire. Pour différentes déformations plastiques données, nous avons défini des valeurs pour l'angle de frottement et la cohésion.

Nous avons considéré que la déformation plastique correspondant à la valeur au pic de la résistance (R_c) est égale à : $\frac{R_c - R_t}{0,7 \times E}$.

0,7 E correspond à une diminution de 30 % du module de Young après la limite élastique : c'est une estimation provenant de l'analyse des courbes contraintes-déformations d'essais en laboratoire. Nous avons ensuite supposé un comportement fragile des matériaux étant donné les valeurs élevées des modules de Young et des résistances obtenues en laboratoire. Ainsi, nous avons supposé que ϵ_2^p est faible (10^{-4}) et que la résistance résiduelle vaut le cinquième de la résistance au pic (figure 11).

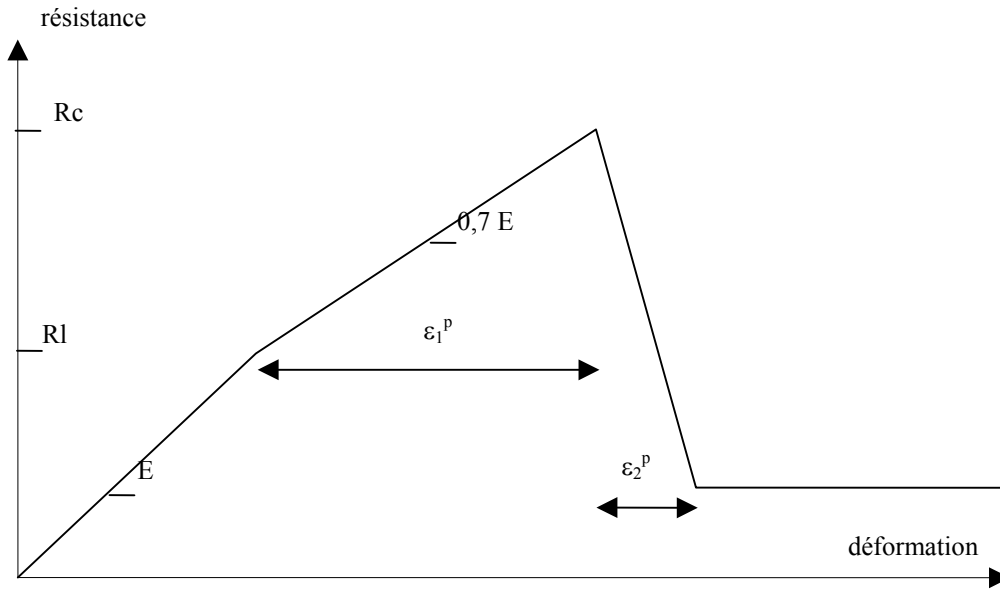


Figure 11 : Détermination des déformations plastiques de la loi SHS.

L'application de cette démarche au minerai de l'étage supérieur est illustrée par le tableau 7. La figure 12 montre l'influence du taux de défruitement sur la variation de la résistance à la compression en fonction de la déformation plastique pour le minerai de fer de différents niveaux de la mine de Soumont (la réduction sur RI est la même que sur Rc).

ϵ^p	Rc (MPa)	C (MPa)
0	11,0	3,2
$\epsilon_1^p = 3,0 \cdot 10^{-4}$	24,4	7,3
$\epsilon_2^p = 4,0 \cdot 10^{-4}$	4,9	1,5

Tableau 7 : Variations de la cohésion en fonction de la déformation plastique – étage supérieur de la mine de Soumont

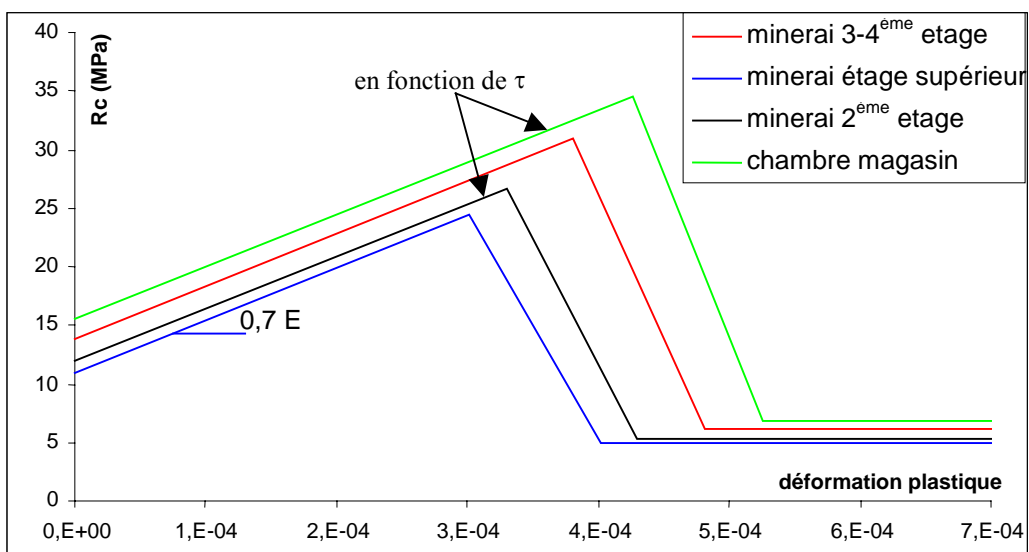


Figure 12 : Variations de la résistance à la compression en fonction de la déformation plastique – minerai de fer de la mine de Soumont.

2.4.4 Chargement et conditions aux limites

Les conditions aux limites du modèle correspondent aux déplacements normaux nuls sur la frontière inférieure et les limites latérales, aux déplacements bloqués aux 4 coins du modèle, ainsi qu'à une surface libre sur la limite supérieure conformément à la figure 13.



Figure 13 : Conditions aux limites du modèle pour les coupes transversales

2.5 DÉMARCHE DE LA RÉTROANALYSE

Le but de ce paragraphe est d'exposer synthétiquement la démarche que nous avons suivie au cours de cette rétroanalyse.

Comme nous l'avons écrit précédemment, les données sont incomplètes, tant au niveau de la caractérisation géomécanique, du champ de contrainte que de la caractérisation des joints. Il en ressort donc que le problème que nous étudions n'est pas assez contraint : il existe alors de nombreuses solutions (d'un point de vue modélisation) qui permettent d'expliquer l'effondrement de 1966.

C'est pourquoi, nous avons choisi de considérer certaines données comme étant sûres (taux de défrètement, dimensions des différents étages, largeur des piliers d'étage, ouverture de l'exploitation, géologie) et d'autres comme étant des variables d'étude. A ce stade, il reste encore trop de variables pour effectuer la rétroanalyse. Nous avons donc décidé de ne pas étudier la variation des paramètres issus de la caractérisation géomécanique des matériaux autres que le minerai de fer. Cela ne concerne pas les joints ou failles présents dans ces matériaux.

Dans le tableau de synthèse suivant (8), nous avons mentionné les variables du problème ainsi que les critères permettant de statuer que cette variable est désormais fixée.

VARIABLES	CRITÈRES
Résistance des piliers	Extension de la zone plastifiée
Etat de contrainte	
Stratification des bancs du toit (espacement, angle de frottement)	Affaissement maximal similaire à celui mesuré en 1966
Présence de torsin (joints verticaux)	
Largeur d'exploitation	Pas d'effondrement des étages inférieurs

Tableau 8 : Synthèse des variables à étudier pour achever la rétroanalyse de l'effondrement de Soumont en 1966

Pour effectuer la rétroanalyse de l'effondrement de 1966 à Soumont, nous avons été amené à réaliser de nombreuses modalités (plus de 100). En effet, nous avons dû explorer de nombreuses pistes car des données importantes nous étaient inconnues (état de fracturation des piliers et donc leur résistance équivalente, état des contraintes dans le massif, le niveau de stratification du toit, etc.) et nous ne devons privilégier aucun mécanisme d'effondrement (rupture par cisaillement, influence de la largeur d'exploitation, rupture par traction due à la flexion des bancs du toit, etc.).

2.6 RÉSULTATS

Chacune des modalités de calcul de cette étude a été analysée en terme d'affaissement en surface (figure 17), de distribution de la plasticité (figure 14), de déplacements (figure 18), de contraintes principales (figure 20) et de déformation plastique (figure 19) dans cinq piliers témoins (figure 7).

En résumé, les modalités de calcul réalisées ont permis d'étudier l'influence :

- du champ de contraintes par le biais du rapport σ_h/σ_v (3 valeurs : 0,5 ; 1 et 2) ;
- de la densité de la stratification du toit ;
- de l'angle de frottement des joints de stratification ;
- des torsions sur le mécanisme d'effondrement ;
- de la loi de comportement des joints ;
- de la résistance des piliers ;
- de la largeur d'exploitation ;
- de l'ouverture des chambres.

Nous n'avons pas modifié les caractéristiques géomécaniques du toit schisteux puisque les visites au fond ont montré que ce dernier était très sain. De plus, nous n'avons pas à prendre en compte l'effet de l'eau puisque le rabattement de nappes était effectif au cours de l'exploitation (qui s'est terminée bien après l'effondrement de 1966).

2.6.1 Définition des points plastiques

A ce stade du rapport, une explication concernant la terminologie utilisée s'impose. Elle concerne plus précisément la notion de points plastiques.

L'étape préalable de toute modélisation consiste à discrétiser le milieu en éléments dont les sommets constituent les nœuds du maillage. Dans le cadre de cette étude nous avons utilisé le code de calcul UDEC basé sur la méthode des différences finies. Le principe de cette méthode (dite explicite) consiste à procéder à une résolution locale pas à pas (le « temps » est également discrétisé en une succession de « pas de temps » suffisamment petits pour que le système soit stable numériquement) du système d'équation reliant la réponse du milieu rocheux (déformations, variations de contrainte) à une perturbation (perte de résistance des matériaux par exemple).

Dans ce rapport, on dira qu'une partie du massif est « plastifié » lorsque dans le modèle qui le représente, les éléments de maillage correspondant ne se comportent plus de manière élastique, soit parce qu'ils sont rompus en traction (dans ce cas cela signifie qu'une fracture a pu apparaître localement même si cela n'est pas simulé explicitement dans le modèle), soit parce qu'ils se déforment de manière inélastique en suivant une relation définie par le critère de rupture en cisaillement (les ruptures en cisaillement peuvent s'interpréter également physiquement comme une microfracturation).

Si une simulation laisse apparaître une densité de points plastiques élevée, cela signifie que la perturbation imposée (par l'exploitation) ou subie (perte de résistance des matériaux au cours du temps) du secteur a induit une fracturation importante. Cela ne signifie nullement que le secteur ne sera plus en mesure de soutenir les bâtis et les infrastructures sus-jacents. Il est possible que cette fracturation s'accompagne de mouvements à la surface. Toutefois, dès lors que le massif a retrouvé un nouvel état d'équilibre il récupère toute sa portance.

2.6.2 Recherche d'un mécanisme d'effondrement

Dans un premier temps, nous nous sommes attachés à trouver un mécanisme d'effondrement caractérisé par une cuvette d'affaissement en surface. Pour simplifier l'analyse et accélérer le temps de calcul, nous avons tout d'abord restreint notre champ d'étude à l'étage supérieur (de -58 m à -202 m).

Nous avons effectué plusieurs modalités de calculs avec différentes valeurs de cohésion et de résistance à la traction dans le but de trouver le seuil de résistance des piliers qui permet la plastification de tous les bancs du toit. Ce travail a été fait pour trois valeurs du rapport de contraintes σ_h/σ_v (0,5 ; 1 et 2).

Les résultats synthétisés dans le tableau 9 (2^{ème} colonne) montrent que l'état des contraintes initiales a une influence relativement faible sur les seuils de résistance (variation entre 34 et 39 MPa). Par seuils, on entend les valeurs suffisamment faibles (selon le rapport σ_h/σ_v) permettant la reproduction du mécanisme d'effondrement.

σ_h/σ_v	Rc pic 1 ^{er} étage (MPa)	affaissement surface max 1 ^{er} étage (m)	déplacement max pilier supérieur 1 ^{er} étage (m)	déplacement max pilier central 1 ^{er} étage (m)	déplacement max pilier inférieur 1 ^{er} étage (m)	contrainte <i>moyenne</i> /max pilier supérieur 1 ^{er} étage (MPa)	contrainte <i>moyenne</i> /max pilier central 1 ^{er} étage (MPa)	contrainte <i>moyenne</i> /max pilier inférieur 1 ^{er} étage (MPa)	déformation plastique max pilier supérieur 1 ^{er} étage (m/m)	déformation plastique max pilier central 1 ^{er} étage (m/m)	déformation plastique max pilier inférieur 1 ^{er} étage (m/m)
1	34	0,60	0,12	0,97	0,39	6 /13,2	6,9 /31,8	5,6 /24,4	0,12	0,5	0,3
1	36	0,01	0,003	0,006	0,006	4,1 /5	9,9 /11,9	12,7 /15,5	0	1,6E-04	1,8E-04
0,5	36	0,55	0,10	0,88	0,42	5,7 /16	7 /33,1	6,2 /21,5	0,09	0,5	0,3
2	39	0,39	0,01	0,63	0,31	9,3 /18	7,3 /28,6	6,4 /21	2,0E-04	0,4	0,25
0,5	Aire tributaire					3,8	8,8	13,0			
1						4,3	10,0	14,9			
2						4,7	11,0	16,3			

Tableau 9 : Comportement des piliers pour la valeur seuil des résistances en fonction de l'état des contraintes – étage supérieur de la mine de Soumont

Pour $\sigma_h/\sigma_v = 0,5$ et 1 , nous remarquons que la valeur de l'affaissement maximal en surface (figure 15) est proche de celle mesurée en 1966 : 65 cm.

L'examen de la figure 14 montre que les piliers (de l'étage supérieur) sont complètement plastifiés. De plus, une plastification s'est développée aux extrémités de la zone exploitée (300 m de large) et est connectée jusqu'à la surface. Ces extrémités correspondent à des points d'appui rigides au-dessus desquels une rupture par cisaillement s'est produite.

Le pilier central est celui qui est le plus sollicité. Les déplacements y sont au moins deux fois plus élevés que dans les piliers situés aux extrémités de cet étage. Il en est de même en ce qui concerne les déformations plastiques. Les contraintes sont plus élevées dans les piliers centraux que dans les autres. Le contraste entre la valeur moyenne et la valeur maximale est plus marqué. Cela s'explique par le fait que, seul le cœur du pilier n'est pas complètement plastifié : cela lui permet de reprendre des charges importantes localement (figure 20). Les piliers centraux ont donc perdu leur rôle d'appui.

Le fait que ce pilier central soit plus sollicité crée un tassement différentiel qui permet la flexion des bancs du toit (comme une poutre soumise à des dénivellations d'appui) comme l'atteste la figure 14. Cette flexion provoque localement une rupture par traction des bancs du toit et une rupture par cisaillement (au-dessus du pilier d'étage) qui se propage perpendiculairement à la stratification jusqu'à la surface.

Nous remarquons aussi que ce mécanisme est très sensible à la résistance des piliers. En effet, nous avons très peu augmenté la résistance des piliers (de 34 à 36 MPa) et constaté que la plastification reste concentrée sur les piliers sans se répercuter sur le toit (figure 16).

De plus, nous constatons que le torsin le plus à l'ouest dans le modèle (à droite sur la figure 14) joue un rôle barrière vis-à-vis des déplacements verticaux (figure 17). Cela s'explique par le fait que les blocs à l'est (à gauche) de ce torsin ont pu s'affaisser grâce au tassement des piliers sous-jacents tout en étant « guidé » par le torsin.

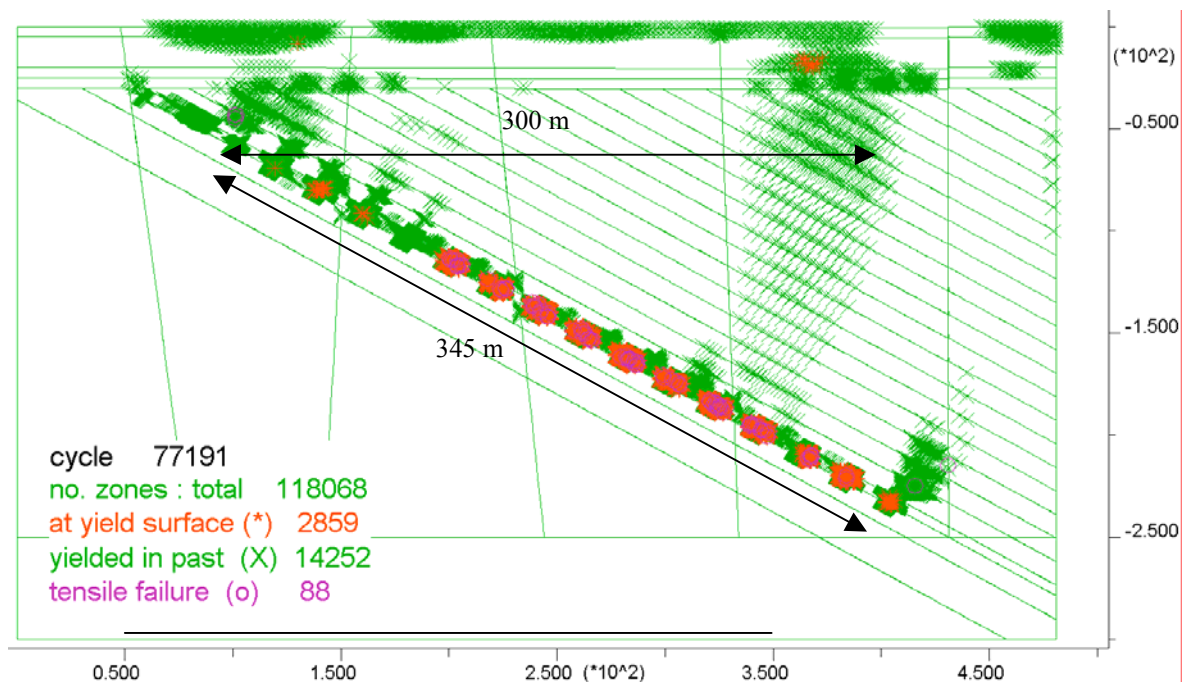


Figure 14 : Distribution de la plasticité dans l'étage supérieur, $R_c = 34$ MPa, $\sigma_h/\sigma_v = 1$

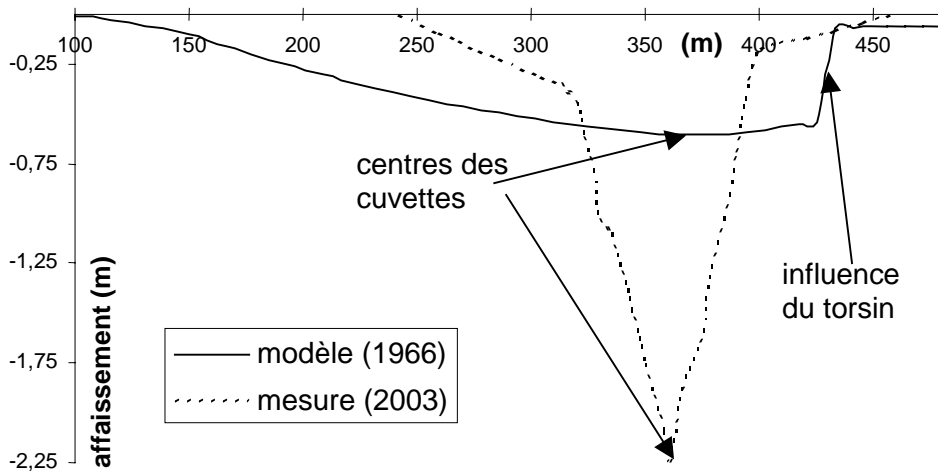


Figure 15 : Profil d'affaissement (SO-NE), $R_c = 34 \text{ MPa}$, $\sigma_h/\sigma_v = 1$ comparé avec le profil d'affaissement NS mesuré en 2003

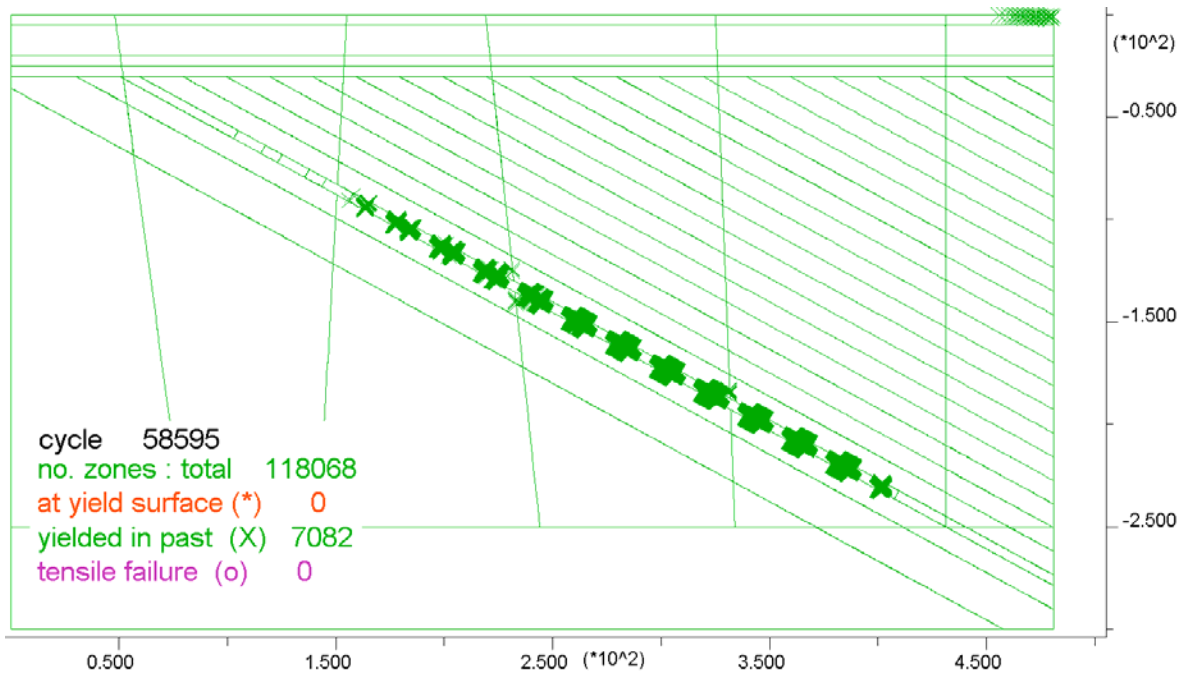


Figure 16 : Distribution de la plasticité dans l'étage supérieur, $R_c = 36 \text{ MPa}$, $\sigma_h/\sigma_v = 1$

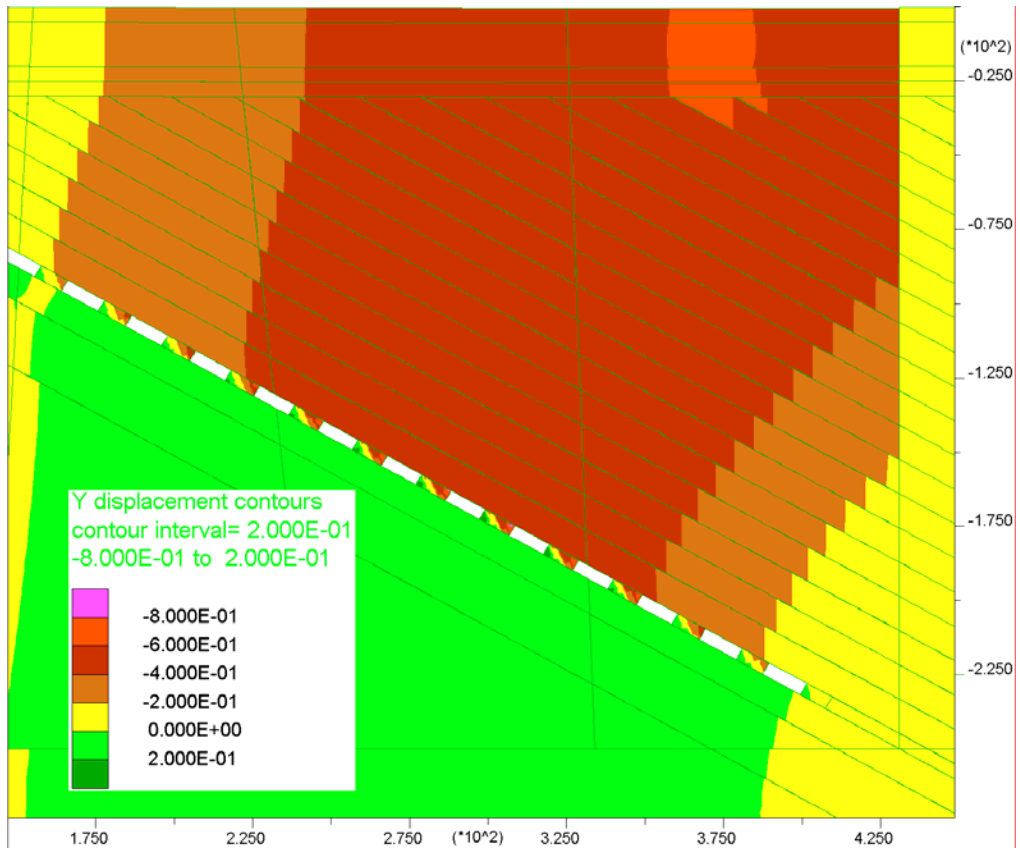


Figure 17 : Distribution du déplacement vertical dans l'étage supérieur, $R_c = 34 \text{ MPa}$, $\sigma_H/\sigma_V = 1$

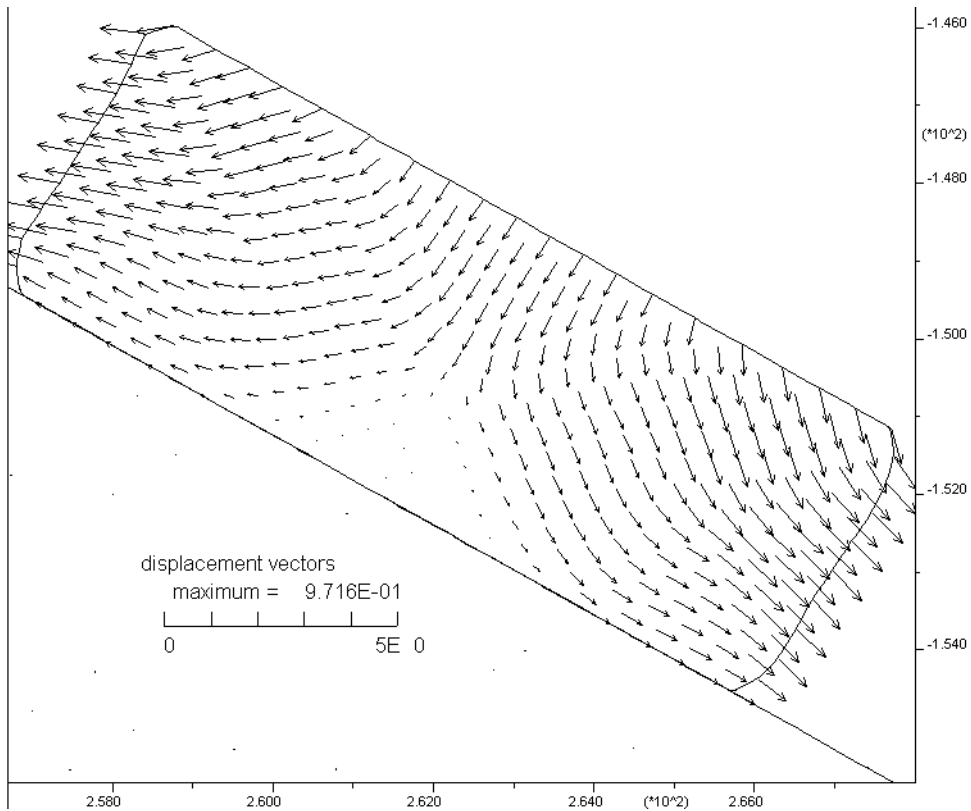


Figure 18 : Distribution du déplacement dans le pilier central de l'étage supérieur, $R_c = 34 \text{ MPa}$, $\sigma_H/\sigma_V = 1$

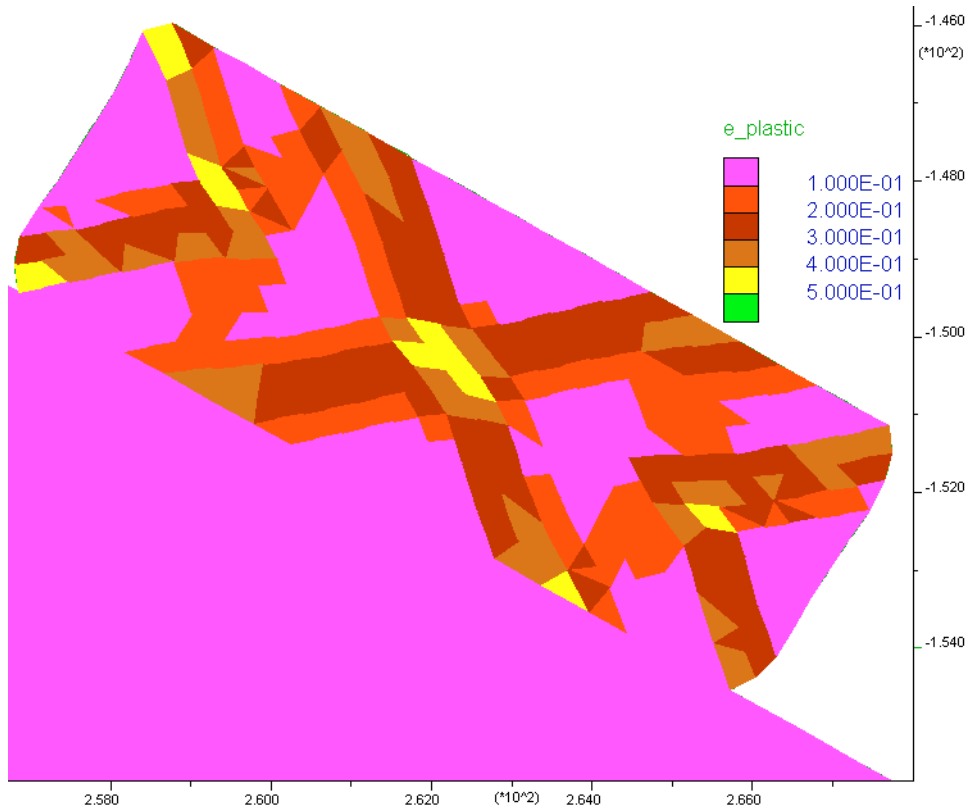


Figure 19 : Distribution de la déformation plastique dans le pilier central de l'étage supérieur, $R_c = 34 \text{ MPa}$, $\sigma_H/\sigma_V = 1$

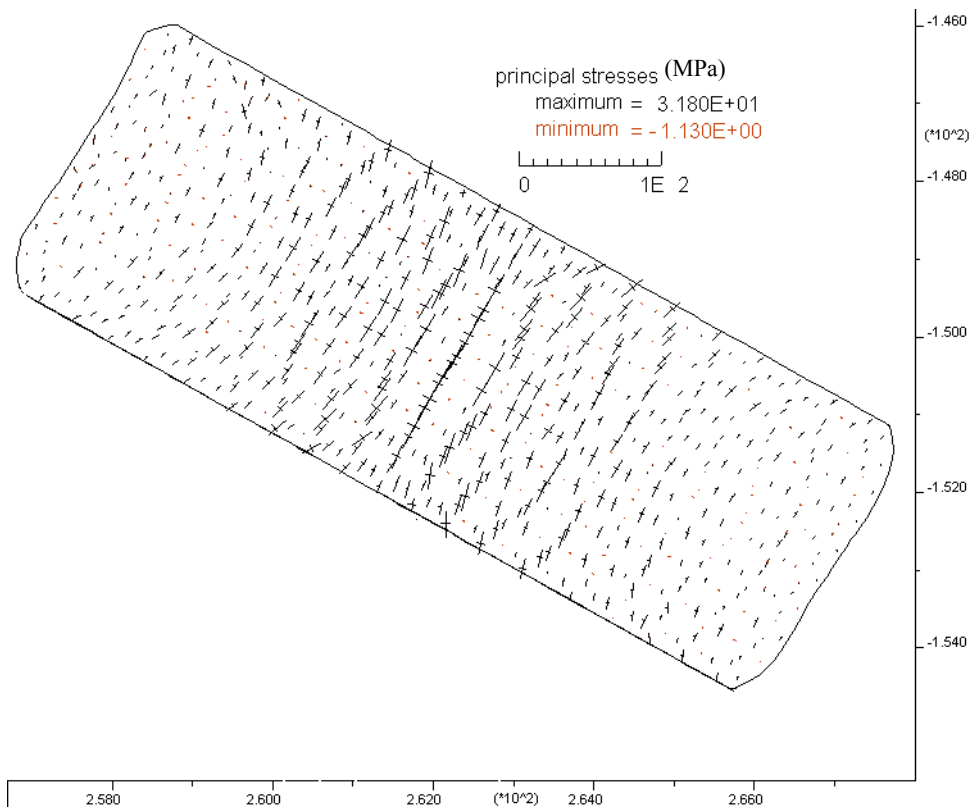


Figure 20 : Distribution des contraintes principales (MPa) dans le pilier central de l'étage supérieur, $R_c = 34 \text{ MPa}$, $\sigma_H/\sigma_V = 1$

2.6.3 Vérification sur le 2^{ème} point de calage

Il s'agit ici de reprendre le modèle précédent en l'agrandissant (figure 21) afin de simuler le creusement des étages inférieurs et de vérifier que le mécanisme trouvé précédemment ne s'y produit pas pour des valeurs raisonnables de résistance du minerai. Il faut rappeler ici que R_c dépend du taux de défrèvement (R_c est plus élevée si τ est plus faible). De plus, l'analyse des rapports de stabilité de la mine de Soumont montre que le minerai est plus carbonaté dans les étages inférieurs et donc plus résistant que celui de l'étage supérieur qui s'est effondré (Tincelin et Vouille, 1989).

Nous avons effectué plusieurs modalités de calculs avec différentes valeurs de cohésion et de résistance à la traction pour les étages inférieurs dans le but de reproduire le mécanisme (figure 21) mis en évidence au paragraphe précédent. Ce travail a été réalisé pour trois valeurs du rapport σ_h/σ_v (0,5 ; 1 et 2).

Les résultats synthétisés dans le tableau 10 montrent l'importance de la valeur des résistances des piliers des étages inférieurs (les piliers concernés sont mentionnés sur la figure 7). En effet, il faut que les piliers de ces étages aient une résistance plus élevée (51 MPa si $\sigma_h/\sigma_v = 1$) que celle des piliers de l'étage supérieur⁷ (34 MPa). Cela s'explique par le fait que la flexion des bancs du toit ne peut se produire que s'il y a une dénivellation d'appui. Pour cela, il ne faut pas que les piliers des étages inférieurs tassent de la même valeur que leurs homologues de l'étage supérieur sinon les bancs du toit descendent sans se fracturer puisque les piliers sous-jacents jouent alors le rôle d'amortisseurs.

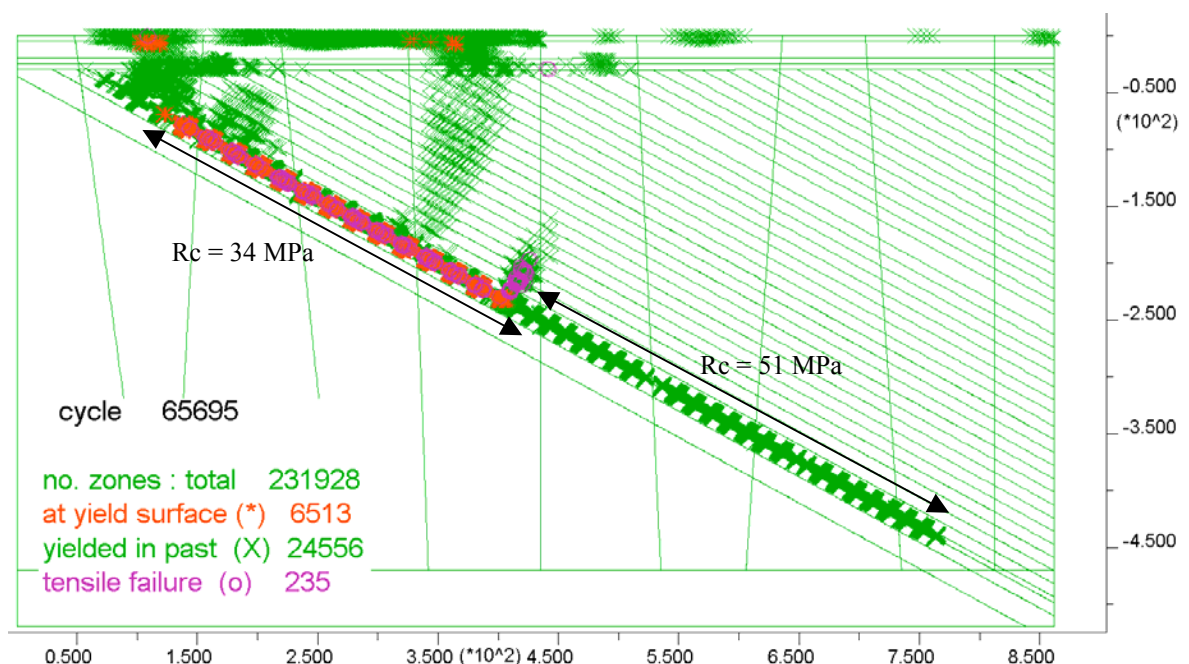


Figure 21 : Distribution de la plasticité, $\sigma_h/\sigma_v = 1$

Pour vérifier cela, nous avons appliqué la même résistance dans les piliers de tous les étages (34 MPa) et constaté que la plastification ne se propage que sur 50 m au toit au dessus des piliers d'étage (figure 22).

⁷ Cela est compatible avec le fait que le minerai de fer des étages inférieurs est naturellement plus résistant car il est plus carbonaté.

Les valeurs des déplacements dans les piliers (tableau 10) peuvent être trois fois plus importantes que celles des affaissements en surface : cela est dû à la forte composante horizontale de ces déplacements (figure 17).

D'autre part, pour les modalités où les piliers reprennent correctement les charges qui leur sont transmises (résistances plus élevées), nous avons vérifié que les contraintes principales moyennes sont proches des contraintes normales prédites par la méthode de l'aire tributaire (plus on s'éloigne de la zone perturbée, plus l'écart entre la contrainte normale du modèle et celle prédite par l'aire tributaire s'amenuise). Nous rappelons, qu'en contexte de gisements pentés, la contrainte normale à utiliser avec la méthode de l'aire tributaire est : $\sigma_n = \rho g z (k \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha)$ avec $k = \sigma_h / \sigma_v$. Dans le cas particulier où $\sigma_h = \sigma_v$, on retrouve l'expression classique valable pour les cas sans pendage :

$$\sigma_n^{pilier} = \sigma_n \left(1 + \frac{L_{chambre}}{L_{pilier}} \right)^2 = \frac{\rho g z}{1 - \tau_{3D}} = \frac{\rho g z}{(1 - \tau_{2D})^2}$$
 (dans le cas des exploitations par chambres et piliers carrés).

Cependant, comme nous avons choisi la démarche qui consiste à modifier la résistance des piliers (et non pas la masse volumique du massif), les modèles ont des contraintes dans les piliers qui sont donc représentatives d'un état 2D et non pas 3D. C'est pourquoi, si nous désirons comparer les contraintes moyennes dans les piliers fournies par les modèles, il convient plutôt d'utiliser la relation suivante :

$$\sigma_n^{pilier} = \sigma_n \left(1 + \frac{L_{chambre}}{L_{pilier}} \right) = \frac{\rho g z \left(\frac{\sigma_h}{\sigma_v} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha \right)}{(1 - \tau_{2D})^2}$$

σh/σv		Rc pic 1 ^{er} étage (MPa)		Rc pic 2 ^{ème} étage (MPa)		Rc pic 3-4 ^{ème} étage (MPa)		affaissement surface max 1 ^{er} étage (m)		affaissement surface max 2 ^{ème} étage (m)		affaissement surface max 3-4 ^{ème} étage (m)		déplacement max pilier supérieur 1 ^{er} étage (m)		déplacement max pilier central 1 ^{er} étage (m)		déplacement max pilier inférieur 1 ^{er} étage (m)		déplacement max pilier 2 ^{ème} étage (m)		déplacement max pilier 3-4 ^{ème} étage (m)		contrainte <i>moyenne</i> /max pilier supérieur 1 ^{er} étage (MPa)		contrainte <i>moyenne</i> /max pilier central 1 ^{er} étage (MPa)		contrainte <i>moyenne</i> /max pilier inférieur 1 ^{er} étage (MPa)		contrainte <i>moyenne</i> /max pilier 2 ^{ème} étage (MPa)		contrainte <i>moyenne</i> /max pilier 3-4 ^{ème} étage (MPa)		déformation plastique max pilier supérieur 1 ^{er} étage (m/m)		déformation plastique max pilier central 1 ^{er} étage (m/m)		déformation plastique max pilier inférieur 1 ^{er} étage (m/m)		déformation plastique max pilier 2 ^{ème} étage (m/m)		déformation plastique max pilier 3-4 ^{ème} étage (m/m)	
1	34	16,2	23,3	0,77	0,32	0,27	0,12	1,28	0,99	0,87	0,55	4/10,8	7,5/36,3	6,8/29,2	6,6/24,8	10,7/46,2	0,05	0,6	0,6	0,55	0,35																						
1	34	22,1	25,0	0,54	0,03	0,01	0,12	0,96	0,34	0,02	0,008	5,7/15,1	6,8/31,3	5,5/18,8	18/22,5	19,9/23,1	0,09	0,45	0,22	2,2E-4	3,0E-4																						
1	34	13,1	13,1	0,72	0,8	0,9	0,02	1,1	1,15	1,15	1,69	9/15,4	7/31,9	7,3/33,9	6,1/27,3	8,2/38,8	2,0E-4	0,55	0,55	0,9	0,75																						
1	34	6,5	6,5	0,9	1,2	1	0,02	1,38	1,64	1,88	2,71	8,3/13,7	7,9/37,6	8,9/45,7	3,9/18,1	6,3/36,1	1,7E-4	0,65	0,85	0,85	0,9																						
0,5	36	17,5	24,7	0,70	0,35	0,27	0,01	1,20	1,01	0,85	0,51	8,5/14,6	8,1/37,7	7,8/30,6	7,6/29,5	11/40,1	1,9E-4	0,7	0,6	0,6	0,35																						
0,5	36	25,0	29,0	0,57	0,15	0,13	0,08	1,02	0,56	0,33	0,25	4,7/13,8	7,4/32,5	5,9/19,7	12,6/48,5	12,5/48,9	0,05	0,45	0,41	0,35	0,22																						
2	39	18,7	26,8	0,36	0,21	0,21	0,02	0,74	0,57	0,54	0,46	8,7/18,1	7,2/28,9	6,9/26,5	7,9/29,5	11,3/35,9	1,8E-4	0,4	0,35	0,45	0,35																						
2	39	32,0	33,0	0,31	0,06	0,06	0,017	0,67	0,39	0,22	0,29	8/15,9	7,6/28,8	6/19,3	15,8/56,3	14,2/38,6	2,0E-4	0,45	0,25	0,35	0,35																						
0,5	Aire tributaire →											3,8	8,8	13,0	14,7	18,6																											
1												4,3	10,0	14,9	16,8	21,3																											
2												4,7	11,0	16,3	18,3	23,3																											

Tableau 10 : Comportement des piliers pour la valeur seuil des résistances en fonction de l'état des contraintes –mine de Soumont

Nous avons continué à diminuer les résistances des étages inférieurs. Nous avons imposé (avec deux modalités) des résistances deux et trois fois plus faibles que dans l'étage supérieur afin de vérifier si ce mécanisme peut se produire aussi dans les étages inférieurs. La diminution par deux ou par trois de ces résistances ne fait pas évoluer l'étendue de la remontée de plastification au toit (figure 23). Celle-ci ne parvient pas à se connecter avec la surface. La dimension de cette zone de rupture par cisaillement ne dépasse pas 220 m (c'est d'ailleurs la profondeur de la voie de base de l'étage supérieur).

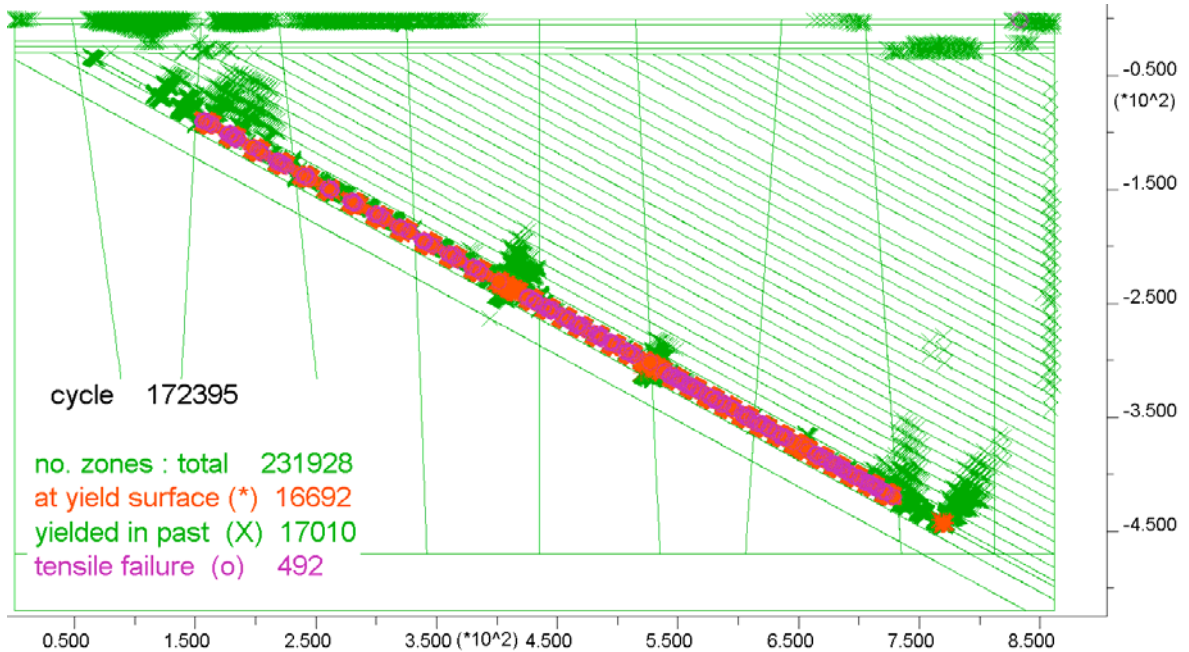


Figure 22 : Distribution de la plasticité, $R_c = 34 \text{ MPa}$ dans tous les étages, $\sigma_h/\sigma_v = 1$

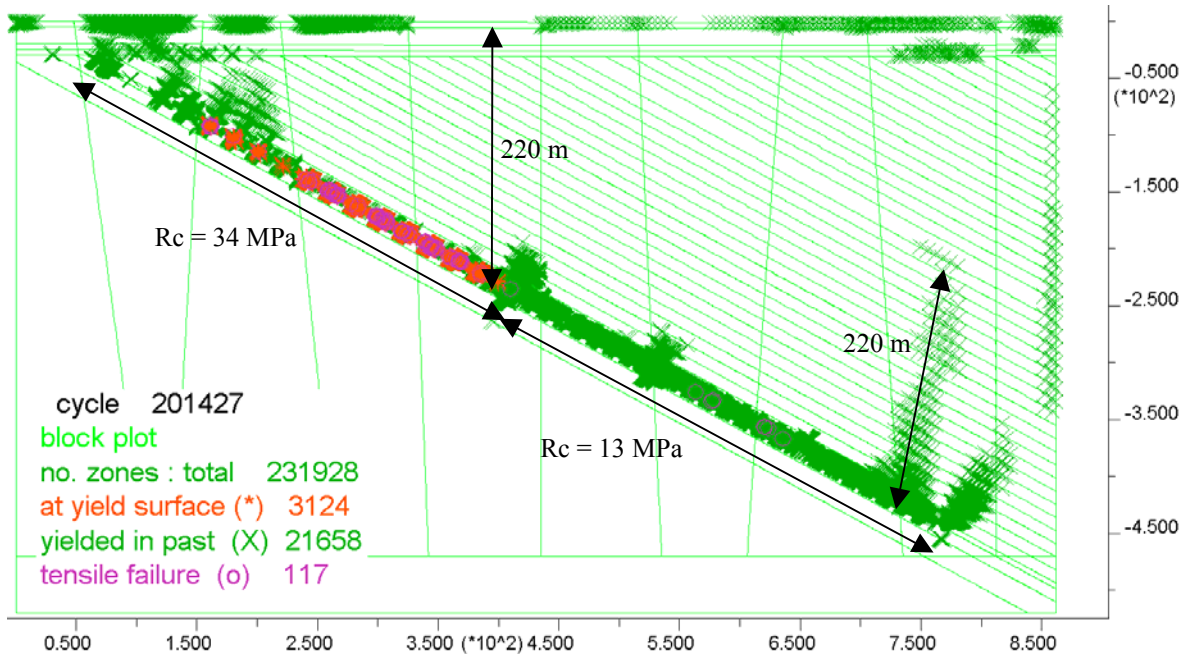


Figure 23 : Distribution de la plasticité, $\sigma_h/\sigma_v = 1$

Comme précédemment, nous remarquons que l'état des contraintes initiales a une influence relativement faible sur les seuils de résistance des piliers des étages inférieurs et que, pour $\sigma_h/\sigma_v = 0,5$ et 1 , la valeur de l'affaissement maximal en surface (54 à 77 cm) est proche de celle mesurée en 1966 : 65 cm.

2.6.4 Vérification sur le 3^{ème} point de calage

Il s'agit ici de vérifier que les chambres magasins situées à l'ouest de la zone d'effondrement de 1966 sont stables (elles ont été exploitées à des profondeurs comparables).

Le modèle précédent (§ 2.4.2) a été modifié en changeant la géométrie des chambres et des piliers afin d'être compatible avec le taux de défrètement (70 à 75 %) de la zone exploitée en chambres magasins (figure 4). Nous y avons appliqué la même résistance seuil (34 MPa) et avons constaté qu'aucune flexion des bancs du toit ne pouvait se produire.

Nous avons procédé de même avec les trois coupes longitudinales (décrites sur la figure 9). Là encore, la plastification est restée cantonnée aux piliers sans pouvoir gagner le toit (figure 24). Les sollicitations sur les piliers sont très faibles. En effet, dans le pire des cas (coupe 3), les déplacements maximaux dans les piliers sont inférieurs à 2 cm et la déformation plastique est inférieure à 10^{-4} m/m. Cela peut s'expliquer par les conditions de symétries latérales (verticales) de ce modèle. En effet, ces conditions rendent difficile la flexion du toit.

Cette vérification a été effectuée pour les trois valeurs du rapport σ_h/σ_v . Ce rapport a une faible influence sur le comportement des piliers et donc le mécanisme d'effondrement sauf en ce qui concerne la valeur (qualitative) de l'affaissement maximal en surface qui est moins corrélée avec les mesures lorsque $\sigma_h/\sigma_v = 2$. C'est pourquoi, pour le reste de cette étude, nous avons choisi de n'étudier que des cas où $\sigma_h = \sigma_v$.

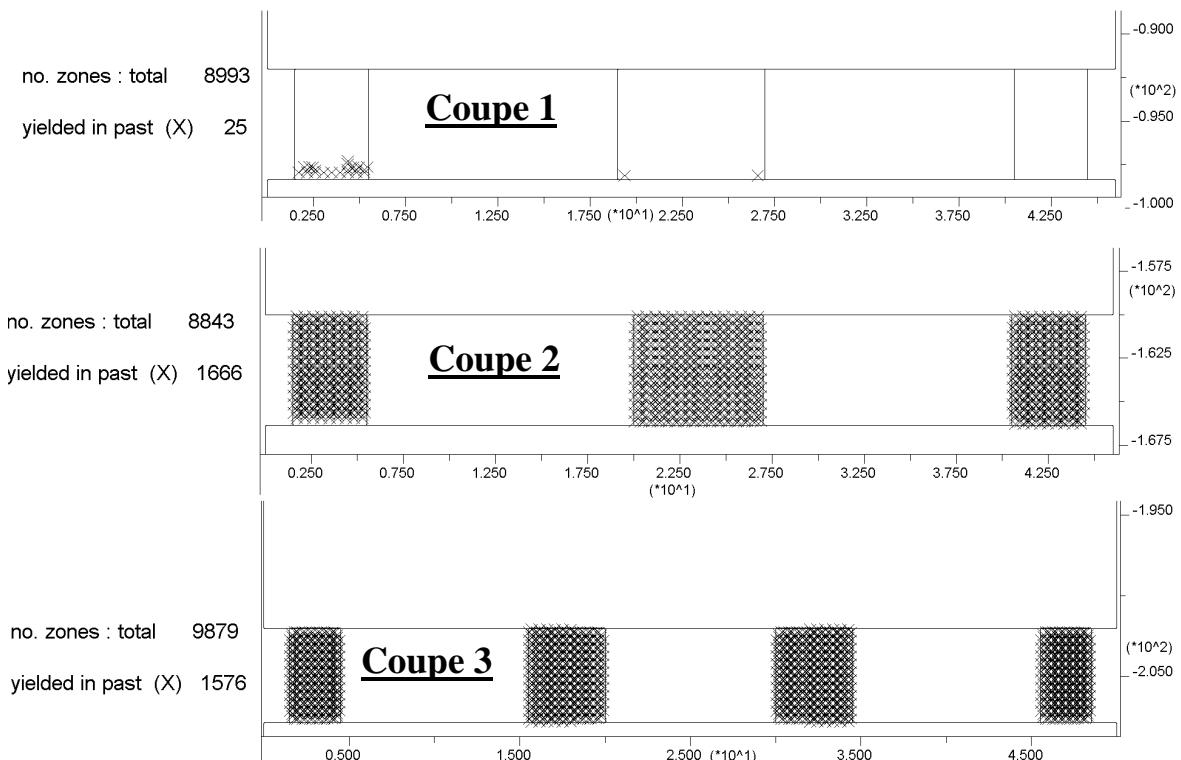


Figure 24 : Distribution de la plasticité, chambres magasins, $\sigma_h/\sigma_v = 1$

2.6.5 Influence de l'état de la stratification du toit

Nous avons tout d'abord étudié le rôle de la densité de stratification du toit en réalisant deux modalités avec deux et quatre fois moins de joints (parallèles au pendage) au toit (espacement de 20 m et 40 m). La comparaison de l'influence de l'espacement des joints sur le comportement du massif a été synthétisée dans le tableau 11. L'analyse de ces résultats montre que l'espacement des joints est un paramètre essentiel permettant d'inhiber le mécanisme d'effondrement. Cela est surtout visible lorsque l'espacement passe de 20 m à 40 m : dans ce dernier cas, la zone de rupture en cisaillement n'est plus connectée avec la surface. De même, nous remarquons que l'affaissement maximal diminue (de 58 à 49 cm) quand l'espacement est doublé (de 20 m à 40 m).

Il est moins aisé de se rendre compte de cette tendance en analysant les écarts des modalités avec 10 m et 20 m d'espacement. En effet, pour ces deux modalités, l'affaissement en surface ne varie pas⁸ au droit des étages les moins profonds et est très faible (3 cm) au-dessus du 4^{ème} étage.

Pour ces trois modalités, la plastification des bancs du toit reste concentrée au-dessus des piliers les moins profonds sur 100 m de large. Globalement, les cinq piliers témoins (figures 25, 26 et 27) se comporte de la même façon (déplacements, contraintes, déformations) quel que soit l'espacement entre joints. L'exception concerne le pilier du second étage. En effet, d'après la figure 25, le champ de déplacement reste élevé à l'amont de la zone de rupture en cisaillement. Le torsion vertical immédiatement en aval fait office de barrière vis-à-vis des déplacements (qu'ils soient en surface ou au niveau des piliers). Ainsi, ce pilier présente moins de déformations ($2,2 \cdot 10^{-4}$ m/m) et de déplacements lorsque l'espacement entre joints vaut 10 m. De plus, l'écart entre la valeur moyenne et maximale de la contrainte principale majeure est faible ce qui indique que ce pilier reprend correctement les charges qui lui sont transmises.

D'autre part, la comparaison avec les contraintes estimées par la méthode de l'aire tributaire montre que celle-ci n'a de sens qu'avec les piliers très peu plastifiés⁹ (sinon l'écart peut être très important : > 100 %).

En conclusion, un espacement plus élevé des joints inhibe le mécanisme d'effondrement. Le fait que, dans ces cas (20 m et 40 m), la zone de rupture en cisaillement ne soit plus connectée avec la surface permet au champ de déplacement de « s'étendre » davantage dans le massif et donc de produire une cuvette d'affaissement plus large en surface. Les bancs du toit étant plus raides (car plus épais) fléchissent logiquement sur une plus grande portée lorsque l'espacement entre les joints augmente.

⁸ Cela s'explique par le fait que la partie exploitée la plus en amont reste plastifiée au maximum même en augmentant l'espacement des joints de stratification : la valeur de l'affaissement maximal au-dessus de cette zone ne change donc pas.

⁹ Typiquement lorsque la déformation plastique est inférieure à $5 \cdot 10^{-4}$ m/m

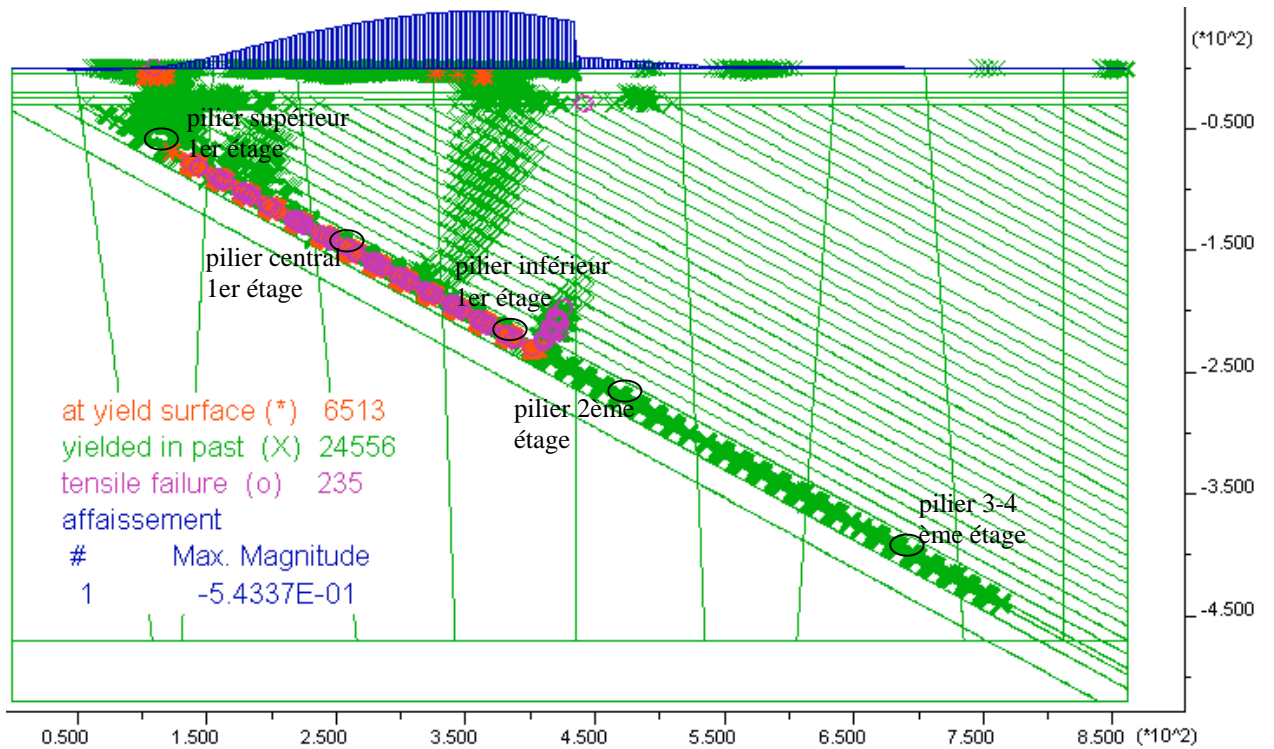


Figure 25 : Distribution de la plasticité : espacement des joints de 10 m + variation de l'affaissement en surface

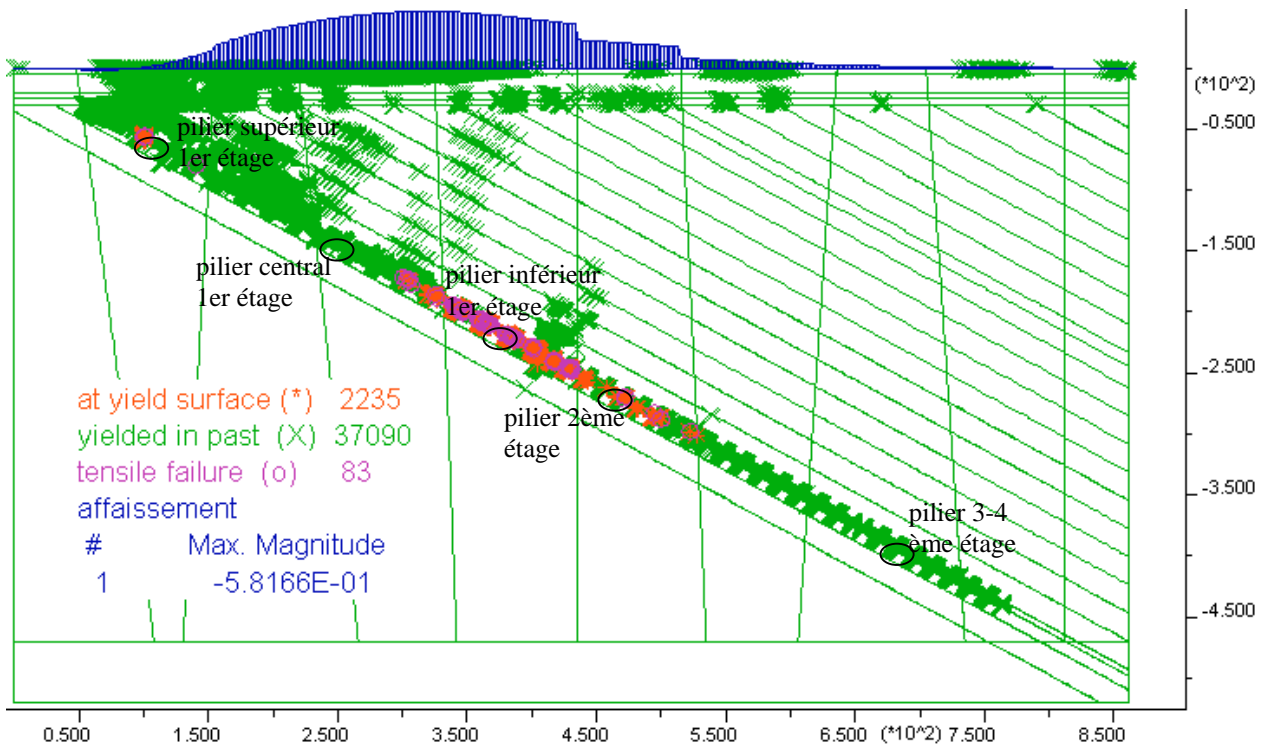


Figure 26 : Distribution de la plasticité : espacement des joints de 20 m + variation de l'affaissement en surface

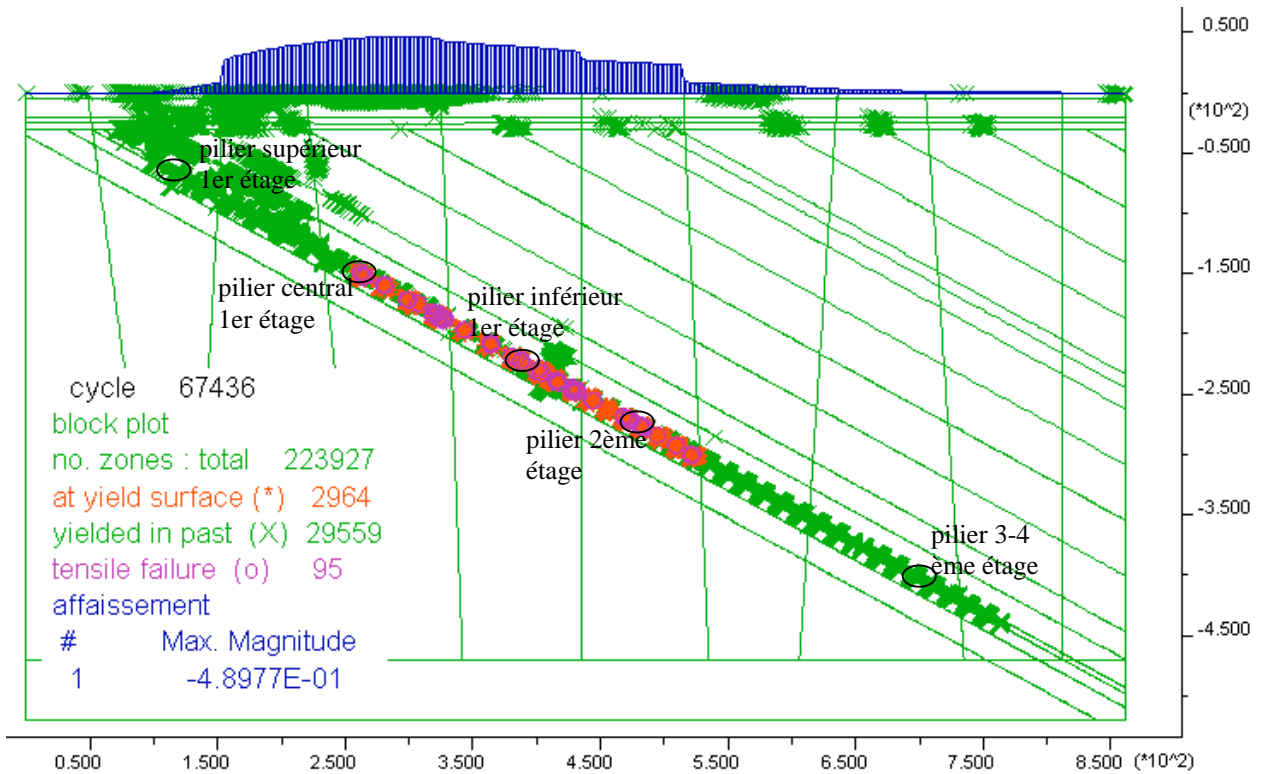


Figure 27 : Distribution de la plasticité : espacement des joints de 40 m + variation de l'affaissement en surface

espacement des joints (m)	affaissement surface max 1 ^{er} étage (m)	affaissement surface max 2 ^{ème} étage (m)	affaissement surface max 3-4 ^{ème} étage (m)	déplacement max pilier supérieur 1 ^{er} étage (m)	déplacement max pilier central 1 ^{er} étage (m)	déplacement max pilier inférieur 1 ^{er} étage (m)	déplacement max pilier 2 ^{ème} étage (m)	déplacement max pilier 3-4 ^{ème} étage (m)		
10	0,54	0,02	0,01	0,12	0,96	0,34	0,02	0,01		
20	0,58	0,11	0,03	0,2	1,1	0,55	0,33	0,01		
40	0,49	0,11	0,03	0,11	0,88	0,53	0,38	0,01		
espacement des joints (m)	contrainte <i>moyenne</i> /max pilier supérieur 1 ^{er} étage (MPa)	contrainte <i>moyenne</i> /max pilier central 1 ^{er} étage (MPa)	contrainte <i>moyenne</i> /max pilier inférieur 1 ^{er} étage (MPa)	contrainte <i>moyenne</i> /max pilier 2 ^{ème} étage (MPa)	contrainte <i>moyenne</i> /max pilier 3-4 ^{ème} étage (MPa)	déformation plastique max pilier supérieur 1 ^{er} étage (m/m)	déformation plastique max pilier central 1 ^{er} étage (m/m)	déformation plastique max pilier inférieur 1 ^{er} étage (m/m)	déformation plastique max pilier 2 ^{ème} étage (m/m)	déformation plastique max pilier 3-4 ^{ème} étage (m/m)
10	5,7/15,1	6,8/31,3	5,5/18,8	18/22,5	19,9/23,1	0,09	0,45	0,22	2,2.10 ⁻⁴	3.10 ⁻⁴
20	4,2/14,2	7,1/29,9	5,7/21,2	8/24,8	20,2/24,2	0,15	0,5	0,31	0,16	2,5.10 ⁻⁴
40	4,8/16,9	6,5/28,2	5,7/20,6	8,2/33,1	20,1/24,2	0,1	0,45	0,3	0,3	3.10 ⁻⁴
	4,3	10,0	14,9	16,8	21,3	← Aire tributaire				

Tableau 11 : Comparaison de l'influence de l'espacement des joints sur le comportement du massif, mine de Soumont

Nous avons aussi examiné l'influence de l'angle de frottement des joints sur le comportement du massif (à l'échelle de l'étage supérieur).

Lorsque l'angle de frottement résiduel ϕ^{res} passe de 15° à 20° (tableau 12), la plastification se limite à 40 m de profondeur à partir de la surface et du fond. Le mécanisme n'est donc pas complètement reproduit (la bande de rupture par cisaillement n'est pas continue). Cela se traduit par un affaissement maximal en surface, des déformations plastiques et des déplacements maximaux dans les piliers deux fois plus faibles. Les piliers « résistent » un peu mieux : ils reprennent une contrainte moyenne plus élevée qu'avec $\phi^{\text{res}} = 15^\circ$.

Quand ϕ^{res} croît encore (de 20° à 25°), la plastification reste concentrée dans les piliers : le mécanisme n'est plus reproduit. Cela se traduit par un affaissement maximal en surface, des déformations plastiques et des déplacements maximaux dans les piliers beaucoup plus faibles (3 à 10 fois plus faibles). Les écarts avec les contraintes estimées par la méthode de l'aire tributaire sont élevés en raison du niveau de plastification des piliers.

Ce travail d'examen de l'influence de l'angle de frottement des joints a été aussi effectué avec la loi classique de Mohr-Coulomb afin de vérifier que nos résultats ne sont pas dépendants de la loi de comportement des joints. L'analyse des résultats n'a mis aucune différence significative en évidence.

Nous avons aussi réalisé une modalité sans torsins (joints subverticaux) et avons constaté que cela ne perturbait pas le mécanisme d'effondrement. En revanche, cela change (naturellement) la distribution des déplacements dans le massif. Toutefois, cette conclusion n'est valable que pour ce modèle particulier. Les interactions des joints de stratification entre eux sont tellement complexes qu'il conviendra de vérifier à nouveau leurs influences lors de l'analyse paramétrique.

Angle de frottement initial/résiduel ($^\circ$)	affaissement surface max 1 ^{er} étage (m)	déplacement max pilier supérieur 1 ^{er} étage (m)	déplacement max pilier central 1 ^{er} étage (m)	déplacement max pilier inférieur 1 ^{er} étage (m)	contrainte <i>moyenne</i> /max pilier supérieur 1 ^{er} étage (MPa)	contrainte <i>moyenne</i> /max pilier central 1 ^{er} étage (MPa)	contrainte <i>moyenne</i> /max pilier inférieur 1 ^{er} étage (MPa)	déformation plastique max pilier supérieur 1 ^{er} étage (m/m)	déformation plastique max pilier central 1 ^{er} étage (m/m)	déformation plastique max pilier inférieur 1 ^{er} étage (m/m)
30/15	0,60	0,12	0,97	0,39	6/13,2	6,9 /31,8	5,6 /24,4	0,12	0,5	0,3
40/20	0,27	0,05	0,44	0,21	7,3/20,5	7,4 /29,6	6,4 /27,4	0,04	0,28	0,22
50/25	0,08	0,01	0,16	0,11	5,6/8,2	7,6 /28,6	7,1 /18,8	$9 \cdot 10^{-5}$	0,09	0,07
Aire tributaire →					4,3	10,0	14,9			

Tableau 12 : Comparaison de l'influence de l'angle de frottement des joints sur le comportement du massif, $R_c = 34 \text{ MPa}$ – étage supérieur de la mine de Soumont

2.6.6 Influence de l'ouverture de l'exploitation

Nous avons vérifié que la diminution de l'élancement des piliers a un rôle prédominant sur la stabilité de l'exploitation. Nous avons repris le modèle étudié pour le premier point de calage (§ 2.4.1) et y avons changé la valeur de l'ouverture. Nous avons choisi une ouverture trois fois plus faible (1,5 m) correspondant à la valeur basse rencontrée dans d'autres gisements similaires. Les résultats de cette modalité sont comparés avec ceux de la modalité analogue mais avec une ouverture de 4,5 m (tableau 13).

Nous remarquons tout de suite (figure 28), que l'exploitation est stable (avec une ouverture de 1,5 m). La plastification des piliers est peu développée. En effet, la figure 28 illustre le cas du pilier le plus plastifié. Les déplacements sont inférieurs au centimètre et les déformations sont inférieures à 10^{-4} m/m. L'écart entre la valeur moyenne et maximale de la contrainte principale majeure est faible : cela signifie que le pilier reprend et transmet correctement les charges dues aux couches sus-jacentes. Cela est confirmé par le fait qu'il y a peu d'écart avec la contrainte estimée par la méthode de l'aire tributaire.

ouverture (m)	affaissement surface max 1 ^{er} étage (m)	déplacement max pilier supérieur 1 ^{er} étage (m)	déplacement max pilier central 1 ^{er} étage (m)	déplacement max pilier inférieur 1 ^{er} étage (m)	contrainte <i>moyenne</i> /max pilier supérieur 1 ^{er} étage (MPa)	contrainte <i>moyenne</i> /max pilier central 1 ^{er} étage (MPa)	contrainte <i>moyenne</i> /max pilier inférieur 1 ^{er} étage (MPa)	déformation plastique max pilier supérieur 1 ^{er} étage (m/m)	déformation plastique max pilier central 1 ^{er} étage (m/m)	déformation plastique max pilier inférieur 1 ^{er} étage (m/m)
4,5	0,60	0,12	0,97	0,39	6 /13,2	6,9 /31,8	5,6 /24,4	0,12	0,5	0,3
1,5	0,01	0,01	0,01	0,01	4,1 /5,1	11 /13,5	12 /23,8	<10 ⁻⁴	<10 ⁻⁵	5.10 ⁻⁵
Aire tributaire →					4,3	10,0	14,9			

Tableau 13 : Comparaison du comportement des piliers pour des ouvertures de 4,5 m et 1,5 m, Rc = 34 MPa – étage supérieur de la mine de Soumont

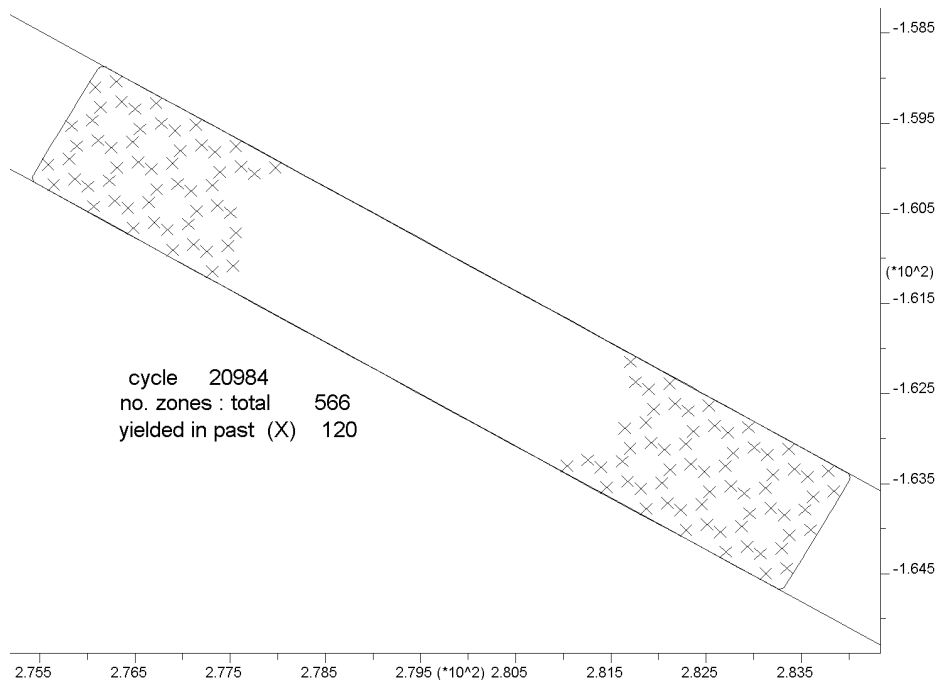


Figure 28 : Distribution de la plasticité, ouverture de 1,5 m, $\sigma_h/\sigma_v = 1$

3 ETUDE PARAMÉTRIQUE

3.1 DÉMARCHE

Le but de l'étude paramétrique est d'aider à évaluer les zones d'aléa « affaissement dû à l'effondrement » en effectuant une étude paramétrique reprenant les caractéristiques géomécaniques qui ont permis d'expliquer l'effondrement de 1966 à Soumont. Cela nous permet de restreindre le nombre de variables du problème sachant que de nouvelles apparaissent par rapport à la rétroanalyse. En effet, 27 modalités ont été étudiées en faisant varier (tableau 14) :

- le taux de défrètement (entre 70 et 90 %) : 3 valeurs possibles ;
- le pendage (entre 30 et 65°) : 4 valeurs possibles ;
- l'ouverture d'exploitation (entre 1,5 et 5 m) : 4 valeurs possibles ;
- la hauteur de recouvrement (entre 0 et 50 m) : 3 valeurs possibles ;
- la présence de torsins.

Les plages de variation mentionnées correspondent à la synthèse des paramètres des trois mines de May-sur-Orne, Soumont et Segré : elles encadrent les valeurs retenues dans les tableaux 2, 3 et 4. Ces modalités représentent donc au mieux l'ensemble des configurations que nous retrouvons sur les trois mines (voire d'autres avec les mêmes contextes géologique et d'exploitation). Il a été acté, au cours de la réunion du 2 juillet 2003 dans les locaux de GEODERIS Ouest, que l'on peut considérer que les secteurs exploités en bicouches (flancs sud de Segré et de May-sur-Orne) peuvent être étudiés comme deux monocouches indépendantes puisque l'intercalaire a une épaisseur supérieure à 35 m.

Pour l'établissement des 27 modalités nous avons privilégié les variables « taux de défrètement » et « ouverture d'exploitation » parce que nous pressentons que ce sont ces paramètres qui vont le plus influencer sur le mécanisme d'effondrement. Lorsque le mécanisme n'est pas reproduit, nous avons augmenté l'élancement des piliers (ou l'ouverture d'exploitation) : cela correspond aux modalités 3, 8, 13 et 18. D'autre part, lorsque le mécanisme se produit, nous avons diminué l'élancement des piliers afin de vérifier si ce mécanisme existe toujours dans des conditions plus stables : cela correspond aux modalités 4, 9, 14 et 19. De plus, nous avons contrôlé quelle est l'influence des torsins sur les modalités 3, 5, 9, 10, 14, 15, 20 en les supprimant de ces sept modèles.

Pour chacune de ces 27 modalités, nous avons dû régénérer un maillage complet du modèle puisque la géométrie change à chaque fois. Nous avons appliqué les mêmes densités de maillage qu'avec la rétroanalyse. D'autre part, nous avons supposé que les cinq piliers d'étage (il y a 4 étages) sont localisés aux mêmes profondeurs relatives au mur du recouvrement calcaire. Par exemple, pour une modalité avec un recouvrement de 50 m d'épaisseur, les piliers d'étage sont positionnés 20 m plus profond que ceux du cas de base (modalité 0 où 30 m de recouvrement ont été modélisés). 25 de ces 27 modèles sont présentés en annexe 2 (les modalités 15 et 3 sans torsins ne montrent aucune différence significative avec leurs homologues faillées).

modalité n°	pendage (°)	taux de défruitement (%)	ouverture (m)	hauteur recouvrement (m)
0	30	85	4,5	30
1	30	70	4	10
2	30	80	4	10
3	30	80	5	10
4	30	90	3	50
5	30	90	4	50
6	45	70	4	10
7	45	80	4	10
8	45	80	5	10
9	45	90	3	50
10	45	90	4	50
11	55	70	4	50
12	55	80	1,5 ¹⁰	0
13	55	80	3	0
14	55	90	3	50
15	55	90	4	50
16	65	70	4	10
17	65	80	1,5	0
18	65	80	3	0
19	65	90	3	50
20	65	90	4	50

Tableau 14 - Synthèse des 20 modalités de calcul de l'analyse paramétrique.

Actuellement, les mines de Soumont, May/Orne et Segré sont ennoyées. Cependant, nous n'avons pas modifié les caractéristiques géomécaniques du toit puisque le niveau d'imperméabilité des schistes et du grès armoricain du toit est tel que l'on peut considérer qu'il n'y a pas d'eau dans ces bancs qui aurait pu dégrader les propriétés des matériaux du toit.

¹⁰ Nous avons choisi ici une ouverture plus faible que l'ouverture moyenne de 4 m afin de pouvoir prendre en compte les ouvertures pratiquées lors de l'exploitation de la mine de Segré : entre 1,5 à 1,8 m pour la couche A (flanc nord), entre 0,8 à 1,4 m pour la couche B (flanc nord), entre 1,5 à 2 m pour la couche A (flanc sud), entre 0,8 à 1,6 m pour la couche B (flanc sud).

En effet, l'étude du contexte hydrogéologique du synclinal de Soumont (rapport GEOSTOCK, 1990) montre qu'il existe une nappe dans le recouvrement calcaire et une autre dans les grès du mur (aquifère de fracturation). Il existe un certain nombre de résurgences (sources) dans la vallée en contrebas (figure 29).

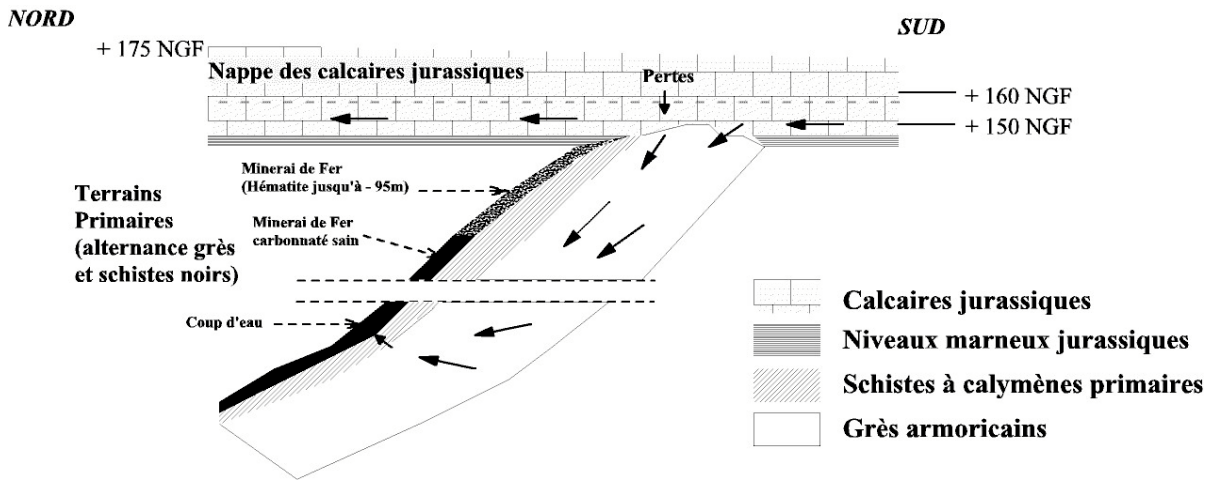


Figure 29 : Coupe schématique du gisement et des écoulements d'eau de nappes pendant l'exploitation (d'après le rapport hydrogéologique GEOSTOCK in Delaunay 2003)

L'eau a trouvé un chemin pour remplir les chambres de la mine, mais le niveau d'imperméabilité des schistes et du grès armoricain du toit est tel que l'on peut considérer qu'il n'y a pas d'eau dans ces bancs. Etant donné que les piliers ne sont pas fracturés discrètement dans le modèle et que UDEC ne prend l'eau en compte que dans les fractures, il est inutile de simuler l'ennoyage de façon discrète. En revanche, nous avons tenu compte de l'effet de l'eau en considérant qu'il est intégré implicitement dans l'effet du temps (diminution des caractéristiques du minerai).

3.2 RÉSULTATS

Nous avons concentré notre analyse sur l'extension des zones plastiques (pour vérifier qu'il s'agit du même mécanisme), sur la valeur du déplacement maximal dans les piliers et sur la valeur de l'affaissement maximal de la cuvette en surface. Le tableau 15 synthétise les principaux résultats de cette analyse paramétrique. Les zones plastiques des différents modèles sont consultables en annexe 2.

Nous remarquons que dès que le pendage augmente, la zone plastifiée au-dessus du pilier d'étage séparant le 1^{er} et le 2^{ème} étage ne se connecte plus avec la surface. Nous avons montré précédemment que la longueur de cette étendue ne peut dépasser 220 m. Or, en augmentant le pendage, la distance normale au pendage qui sépare ce pilier de la surface s'accroît elle aussi et ne permet plus de générer un effondrement (figure 30). De plus, la flexion des bancs s'éloignant de la direction gravitaire avec l'accroissement du pendage, les piliers sont de moins en moins sollicités et réduisent ainsi la flexion du toit.

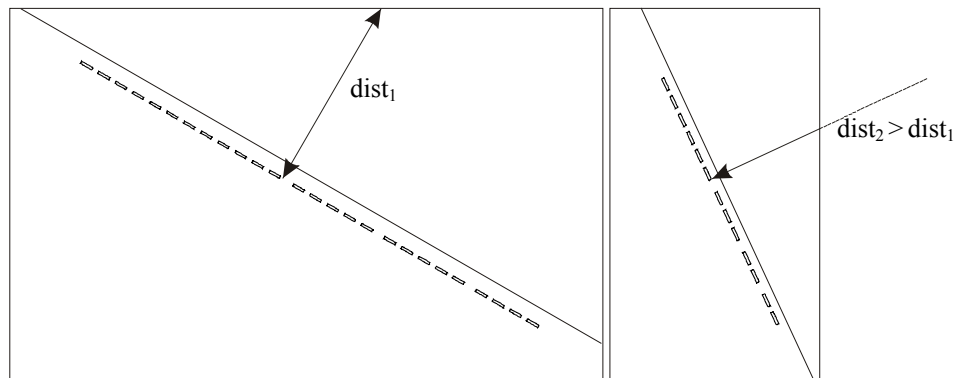


Figure 30 : Variation de la distance normale aux couches en fonction du pendage

Du tableau 15, nous avons étudié plus particulièrement les 6 modalités (valeurs d'affaissement maximal en gras) produisant un affaissement supérieur à 10 cm. En effet, il s'agit du seuil à partir duquel GEODERIS considère que l'affaissement est significatif. Les profils d'affaissement de ces six modalités sont représentés sur la figure 32. L'influence des torsins sur la distribution du déplacement vertical se distingue très bien (décrochements de courbes). D'ailleurs nous avons tracé quatre profils d'affaissements supplémentaires (des modalités identiques sans les torsins, en pointillés) pour vérifier que l'amplitude maximale des déplacements verticaux n'est pas modifiée. En revanche, la présence des torsins peut inhiber (figures A2.15/16 et A2.18/19) ou amplifier (figures A2.3/4, A2.7/8 et A2.11/12) le mécanisme de rupture par cisaillement suivant la configuration géométrique.

Il faut toutefois considérer ces valeurs d'affaissement de manière qualitative. En effet, nous rappelons que nous avons dû faire de nombreuses hypothèses sur la caractérisation des bancs du toit et notamment les modules de Young et les coefficients de Poisson. Ces paramètres conditionnent l'amplitude des déplacements dans les modèles. De plus, lorsque le pendage est important (supérieur à 45°), le mécanisme change et devient plus localisé mais le modèle ne prend pas en compte la fracturation des piliers de façon discrète. Cela empêche que des morceaux de piliers s'effondrent dans des chambres et galeries plus profondes. Dans ce cas, l'affaissement en surface serait bien évidemment plus élevé que 20 cm pour la modalité 20 par exemple (pendage = 30° , $\tau = 90\%$, ouverture = 3 m et une hauteur de recouvrement = 50 m).

Nous notons sur la figure 32 que la forme des cuvettes d'affaissement est dissymétrique. Cela est toujours vérifié lorsque les torsins ne sont pas modélisés (figure 33). Le pendage a influé sur l'amplitude et l'extension de la cuvette. Un modèle théorique existe (figure 31) permettant de déterminer les paramètres d'une cuvette d'affaissement pour un gisement penté.

La longueur d'onde spatiale des cuvettes calculées est au moins deux fois plus grande que celle de la cuvette mesurée (figure 1). Cela peut s'expliquer par le fait que nous ne savons pas où se trouvent exactement des torsins qui conditionnent grandement la forme de la cuvette. De plus, par expérience, nous savons que les modèles numériques surestiment toujours les angles d'influence et donc la largeur des cuvettes.

Malheureusement, pour chacune des six modalités retenues, le modèle n'est pas assez large vers l'ouest (à droite sur les figures 32 et 33) pour obtenir la cuvette complète. C'est pourquoi, nous n'avons pas tenté de caractériser les angles d'influence et de déviation de ces cuvettes.

figure n°	modalité n°	pendage (°)	taux de défrèvement (%)	ouverture (m)	hauteur recouvrement (m)	Rc ^{3D} étage > (MPa)	Rc ^{3D} étages < (MPa)	Am (cm)	dépl. _{max} pilier (cm)	statut
21	0	30	85	4,5	30	34	51	54	96	O ¹¹
A2.1	1	30	70	4	10			< 1	1	X
A2.2	2	30	80	4	10			7	10	X
A2.24	3	30	80	5	10			28	90	↔ ≈
A2.17	4	30	90	3	50			pas stabilisé		≈
A2.3/A2.4*	5	30	90	4	50			75/66	95	≈/O
A2.5	6	45	70	4	10			< 1	3,6	X
A2.6	7	45	80	4	10			1	4	X
A2.25	8	45	80	5	10			1,2	5,3	X
A2.18/A2.19*	9	45	90	3	50			26/13	70	↔ ≈/≠
A2.7/A2.8*	10	45	90	4	50			56/38	100	O
A2.9	11	55	70	4	50			< 1	2,5	X
A2.10	12	55	80	1,5 ¹²	0			1	2	X
A2.20	13	55	80	3	0			< 1	1,7	X
A2.21	14	55	90	3	50			11	39	≠↔
A2.11/A2.12*	15	55	90	4	50			5/20	22	X/↔
A2.13	16	65	70	4	10			< 1	1,4	X
A2.14	17	65	80	1,5	0			< 1	1,5	X
A2.22	18	65	80	3	0			< 1	1,5	X
A2.23	19	65	90	3	50			6	21	X
A2.15/A2.16*	20	65	90	4	50	20/11	56	↔		

Tableau 15 - Synthèse des résultats de l'analyse paramétrique (* : sans torsions).

X : absence d'affaissement

↔ : effondrement localisé

≠ : pas de mécanisme

≈ : mécanisme pas complet

O : mécanisme complet

Par effondrement localisé, nous entendons une cuvette d'affaissement dont la largeur est inférieure à la largeur de la zone effondrée au fond. Nous mentionnons « mécanisme incomplet » lorsque la zone de rupture la plus aval ne se connecte pas avec la surface.

¹¹ Cas de base : affaissement + mécanisme d'effondrement dû à des ruptures par cisaillement au-dessus des piliers d'étage.

¹² Nous avons choisi ici une ouverture plus faible que l'ouverture moyenne de 4 m afin de pouvoir prendre en compte les ouvertures pratiquées lors de l'exploitation de la mine de Segré : entre 1,5 à 1,8 m pour la couche A (flanc nord), entre 0,8 à 1,4 m pour la couche B (flanc nord), entre 1,5 à 2 m pour la couche A (flanc sud), entre 0,8 à 1,6 m pour la couche B (flanc sud).

D'autre part, UDEC ne parvient pas à stabiliser la modalité 4, même après 125000 cycles. Cependant, étant donné le taux de plastification important des piliers pour ce niveau de stabilisation du modèle, nous avons classé cette modalité en « mécanisme incomplet » (étoile orange).

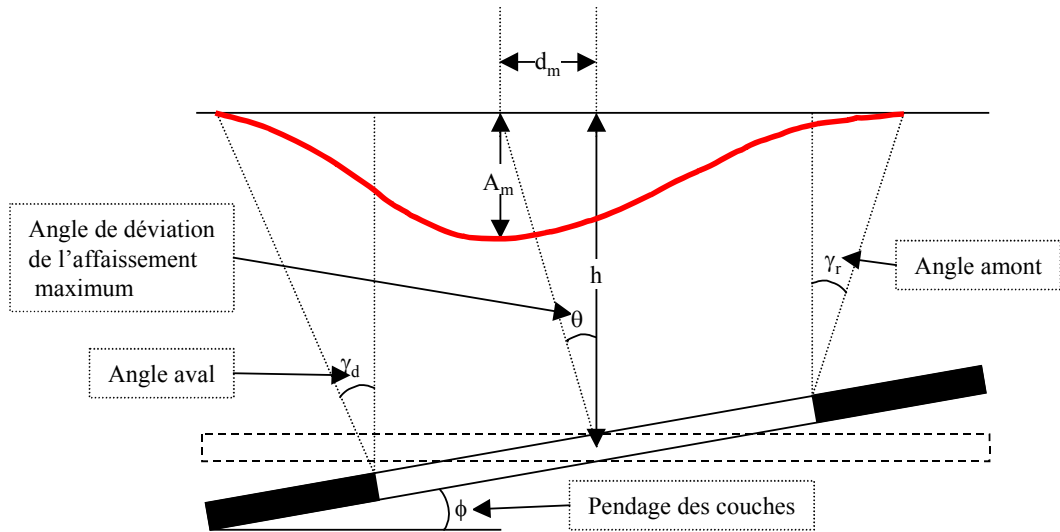


Figure 31 : Principaux paramètres caractérisant une cuvette d'affaissement pour une couche inclinée.

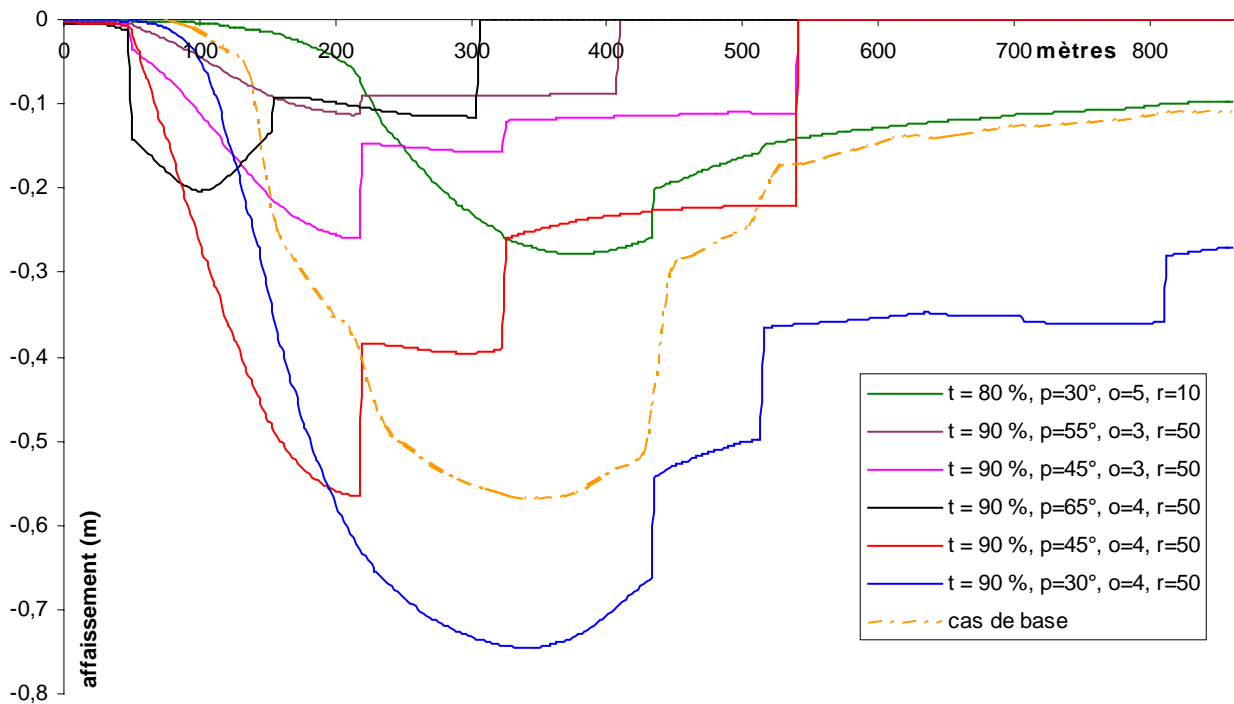


Figure 32 : Profils d'affaissement SO-NE des modalités produisant un affaissement supérieur à 10 cm (o = ouverture, r = recouvrement, p = pendage, t = taux de défruitement)

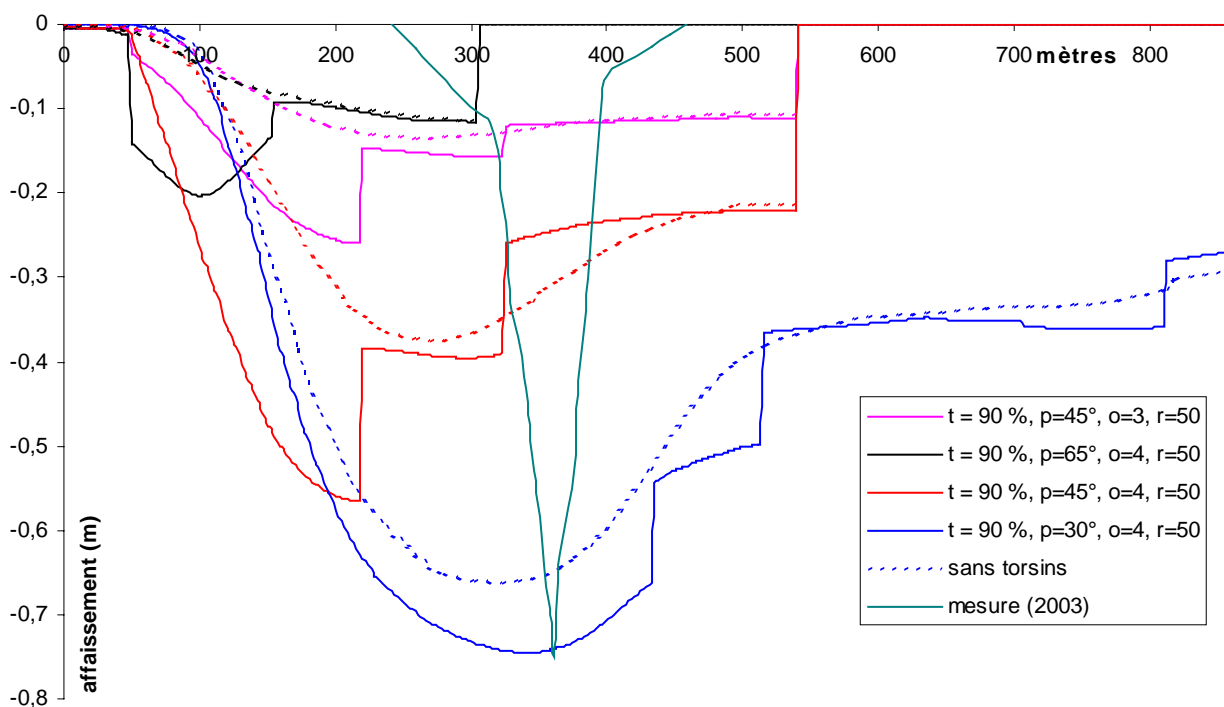


Figure 33 : Profils d'affaissement SO-NE des modalités produisant un affaissement différent sans la présence de torsins

Enfin, nous avons représenté dans l'espace (pendage, taux de défruitement, ouverture) le statut du mécanisme mis en jeu dans ces modèles sur la figure 34 :

- cercle rouge (●) : mécanisme d'effondrement avec rupture par cisaillement du toit (affaissement maximal de surface supérieur à 10 cm) ;
- étoile orange (★) : mécanisme de type effondrement localisé avec un affaissement supérieur à 10 cm en surface ;
- carré vert (■) : pas de mécanisme d'effondrement conduisant à un affaissement en surface.

Nous remarquons que le mécanisme identifié lors de la rétroanalyse peut se reproduire dans les conditions géométriques suivantes :

- effondrement de type Soumont 1966 : le taux de défruitement doit être supérieur ou égal à 80 %, le pendage doit être inférieur ou égal à 45° et l'ouverture doit être supérieure ou égale à 3 m ;
- effondrement localisé (rupture de tête de gisement) : il se produit pour des taux de défruitement et des pendages plus élevés ($\tau > 80\%$ et $\phi > 45^\circ$). L'ouverture doit être supérieure ou égale à 3 m ;
- l'affaissement est faible à négligeable si l'ouverture est inférieure à 3 m ou si le taux de défruitement est inférieur ou égal à 70 %.

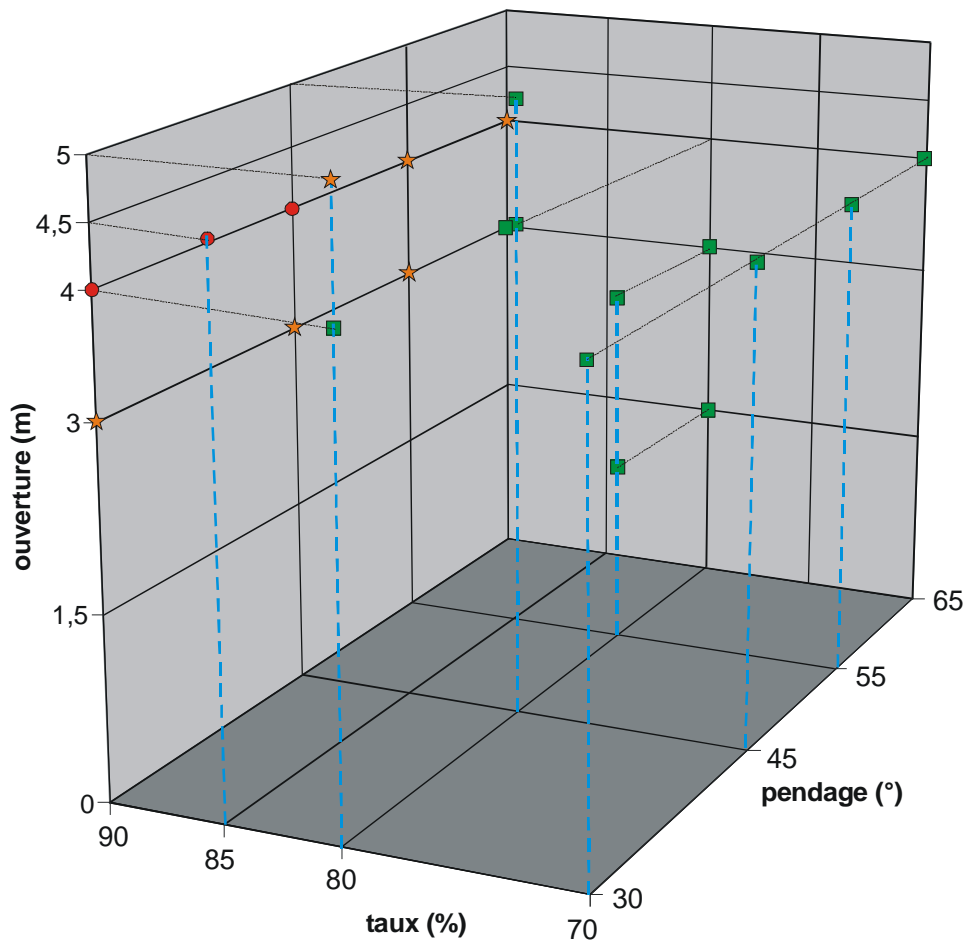


Figure 34 : Statut des différentes modalités dans l'espace pendage-taux de défrètement-ouverture

Nous n'avons remarqué aucune influence de l'épaisseur du recouvrement sur la valeur de l'affaissement ainsi que sur le mécanisme d'effondrement.

4 CONCLUSIONS

La première partie de cette étude a consisté à effectuer une rétroanalyse de l'effondrement de 1966 à Soumont par modélisation numérique à l'échelle de la zone effondrée pour simuler le mécanisme d'effondrement et fixer dans le cadre de cette modélisation les caractéristiques des piliers et du toit qui expliquent cet effondrement.

De nombreuses modalités de calculs ont été effectuées et chacune d'entre elles a été analysée en terme d'affaissement en surface, de distribution des zones de rupture(plasticité), de déplacements, de contraintes principales et de déformation plastique dans cinq piliers témoins. Ces modalités ont permis d'étudier l'influence :

- du champ de contraintes par le biais du rapport σ_h/σ_v (3 valeurs : 0,5 ; 1 et 2) ;
- de la densité de la stratification du toit ;
- de l'angle de frottement des joints de stratification ;
- des torsins sur le mécanisme d'effondrement ;

- de la loi de comportement des joints ;
- de la résistance des piliers ;
- de la largeur d'exploitation ;
- de l'ouverture des galeries.

Elles ont permis de reproduire un mécanisme permettant d'expliquer l'affaissement observé en surface en 1966. Il est dû d'abord aux tassements différentiels de piliers de minerai de fer et ensuite à la flexion des bancs du toit entre l'amont et le pilier d'étage. Ces deux zones sont le lieu de forts cisaillements qui impliquent une rupture potentielle par cisaillement jusqu'à la surface.

Les trois points de calage (effondrement de 1966 dans l'étage supérieur, stabilité des étages inférieurs et stabilité des chambres magasins) ont été vérifiés.

En l'absence de données complètes sur la caractérisation géomécanique des différentes couches du massif étudié, nous avons conscience que les résultats que nous présentons proviennent d'un jeu de paramètres qui n'est pas unique. Les travaux réalisés ont montré que l'élançement et la résistance des piliers et la stratification du toit sont les paramètres essentiels qui ont permis de réaliser cette rétroanalyse. Ces travaux nous autorisent à dégager des conclusions et des tendances claires :

- la dimension de la zone plastifiée se propageant perpendiculairement aux couches à partir des travaux du fond (au dessus du stot qui sépare l'étage supérieur des étages inférieurs) ne peut pas dépasser 200 m (c'est d'ailleurs la profondeur limite de l'étage supérieur). Le mécanisme mis en évidence ne peut donc pas se répéter dans les étages inférieurs. Le pilier d'étage (situé entre le premier et le second étage) joue le rôle d'un pilier-barrière ;
- la vérification du 2^{ème} point de calage a montré l'importance de la valeur des résistances des piliers des étages. En effet, il faut que les piliers de ces étages aient une résistance plus élevée (de 51 MPa si $\sigma_h/\sigma_v = 1$) que celle des piliers de l'étage supérieur (34 MPa) pour que le mécanisme puisse se produire. Cela est compatible avec le fait que le minerai de fer des étages inférieurs est naturellement plus résistant car il est plus carbonaté ;
- pour $\sigma_h/\sigma_v = 0,5$ et 1, nous remarquons que la valeur de l'affaissement maximal en surface est proche de celle mesurée en 1966 : 65 cm ;
- l'état des contraintes initiales a une influence relativement faible sur les seuils de résistance des piliers des étages inférieurs ;
- le mécanisme est très sensible à la résistance des piliers : nous avons très peu augmenté la résistance des piliers (de 34 à 36 MPa) et constaté que la plastification reste concentrée sur les piliers sans se répercuter dans le toit ;
- les caractéristiques (angle de frottement et espacement) de la stratification parallèle au pendage sont des paramètres essentiels dans le mécanisme que nous avons mis en évidence : l'augmentation de l'espacement entre les joints inhibe le mécanisme d'effondrement. Il en est de même pour l'angle de frottement ;
- les joints subverticaux (torsins) modifient la distribution des déplacements dans le massif ;

- les valeurs des résistances que nous avons introduites dans nos modèles sont compatibles avec les intervalles de variation des caractéristiques in-situ ([valeur instantanée ; valeur à long terme intégrant l'effet du temps]).

La deuxième partie de cette étude a consisté à réaliser une modélisation numérique à l'échelle de la mine afin de valoriser la rétroanalyse de l'effondrement (de Soumont en 1966) et d'évaluer les critères pour préciser l'aléa en effectuant une étude paramétrique (permettant une valorisation sur l'ensemble des gisements pentés du même type).

Nous avons donc étudié la sensibilité de quatre paramètres en effectuant vingt modalités :

- le pendage (entre 30 et 65°) ;
- le taux de défruitement (entre 70 et 90 %) ;
- l'ouverture d'exploitation (entre 1,5 et 5 m) ;
- la hauteur de recouvrement (entre 0 et 50 m).

L'analyse de ces vingt modalités a été focalisée sur l'extension des zones de ruptures potentielles (plasticité), sur la valeur du déplacement maximal dans les piliers et sur la valeur de l'affaissement maximal de la cuvette en surface. Il en ressort que le mécanisme identifié lors de la rétroanalyse peut se reproduire si le taux de défruitement et l'ouverture sont élevés ($\tau \geq 80 \%$, $o \geq 3 \text{ m}$) pour un pendage variant de 30 à 45°. Pour des pendages plus élevés, le mécanisme change et devient plus localisé (rupture localisée en tête de gisement). D'autre part, nous avons remarqué que les torsins peuvent inhiber ou amplifier le mécanisme de rupture par cisaillement. Les résultats que nous avons présentés correspondent à l'hypothèse la plus sécuritaire. De plus, la diminution de l'élancement des piliers (ou diminution de l'ouverture) a un rôle bénéfique très significatif sur la stabilité de l'exploitation.

Enfin, il convient de souligner les limites de cette étude. En effet, les résultats présentés dans ce rapport ne sont valables que dans le cadre des hypothèses de modélisations que nous avons étudiées. Bien entendu, nous avons tenté de rendre nos modèles les plus réalistes possibles en testant de nombreuses modalités (près de 200 !) et en intégrant le retour d'expérience que possède l'INERIS dans la thématique de la modélisation en milieu fracturé. Cependant, nous avons disposé de peu de données géomécaniques, notamment sur l'état et le comportement actuel et passé des piliers. Donc, nous avons adopté dans le modèle de rétroanalyse des résistances faibles (mais cohérentes avec les valeurs obtenues en tenant compte des effets d'échelle et du temps) afin de retrouver le mécanisme expliquant l'effondrement et la valeur de l'affaissement en surface en 1966.

5 BIBLIOGRAPHIE

- BIENIAWSKI, Z.T. and VAN HEERDEN, W. L. : The significance of in-situ tests on large rock specimens, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 12, pp 101-113, 1979.
- BURLET D. (1991) : Détermination du champ de contrainte régional à partir de tests hydrauliques en forages, résultats de neuf expérimentations in-situ réalisées en France. Thèse de doctorat de Géophysique Interne à l'université de Paris VII.
- DELAUNAY T. & RENAUD V. (2003) : Phase préliminaire à la réalisation d'une modélisation numérique sur les gisements pentés des bassins ferrifères de Soumont, May-sur-Orne et Segré (Calvados et Maine-et-Loire), rapport INERIS DRS-03-49161/R01.
- DELAUNAY T. (2003) : Participation à l'élaboration de la phase informative du PPRM sur l'emprise des concessions de Cinglais, Barbery, Soumont et Perrières (Calvados), rapport INERIS DRS-03-44270/R01.
- DIDIER C., LAOUAFA F., THORAVAL A., TRITSCH J.-J. (2003) : Etudes des effets sur les terrains de surface des travaux miniers souterrains et de leur évolution prévisible dans le temps, rapport INERIS DRS-03-36460/R01.
- FINE J. (1993) : Le soutènement des galeries minières. Ed. Armines, Centre de Géotechnique et d'Exploitation du Sous-sol.
- ITASCA (2000) : UDEC 3.01 User's Guide and Command Reference. Itasca Consulting Group Inc. Minneapolis, USA.
- MERY C. & THORAVAL A. (1998) : Synthèse des caractérisations géomécaniques. Rapport INERIS SSE-CMe/ATh-98-25EP51.
- Mines de Soumont (1990) : Hydrogéologie + Fermeture des accès – rapport GEOSTOCK réf. GK/DT/90061-TY/TT.
- TINCELIN E. & VOUILLE G. (1981) : *Société des mines de Soumont - Projet d'exploitation des Etages 560-475 et 650-560 - Etude de stabilité*. Rapport de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris – Centre de géotechnique et d'exploitation du sous-sol. R81/21.
- TINCELIN E. & VOUILLE G. (1989) : *Société des mines de Soumont - Stabilité à terme des zones exploitées à la mine de Soumont – flanc Sud*. Rapport de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris – Centre de géotechnique et d'exploitation du sous-sol. R89/19.
- TINCELIN E. & VOUILLE G. (1992) : *Mine de Soumont - Mesures à entreprendre pour prévoir l'imminence d'un risque d'effondrement survenant à l'aplomb des routes nationales n°158 ou départementales n°43*. Rapport de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris – Centre de géotechnique et d'exploitation du sous-sol. R92/12.
- TRITSCH J.-J. (2000) : Assistance technique à l'élaboration d'un dossier de demande d'abandon, carrières de Misengrain – site de Noyant, ardoisières d'Angers. Rapport INERIS DRS-00-25078/R01.

6 LISTE DES ANNEXES

Repère	Désignation précise	Nombre de pages
Annexe 1	Sources des différentes modélisations réalisées avec UDEC 3.1	13 A4
Annexe 2	Profil d'affaissement et étendue des zones plastiques des 20 modèles de l'analyse paramétrique	15 A4
Annexe 3	Logiciels utilisés	2 A4