

RAPPORT D'ÉTUDE
DRS-10-108130-14273A

23/12/2010

**Etude géomécanique du stockage de
StocaMine**

INERIS

maîtriser le risque |
pour un développement durable |

Etude géomécanique du stockage de StocaMine

Direction des Risques du Sol et du Sous-sol

StocaMine

PREAMBULE

Le présent rapport a été établi sur la base des informations fournies à l'INERIS, des données (scientifiques ou techniques) disponibles et objectives et de la réglementation en vigueur.

La responsabilité de l'INERIS ne pourra être engagée si les informations qui lui ont été communiquées sont incomplètes ou erronées.

Les avis, recommandations, préconisations ou équivalent qui seraient portés par l'INERIS dans le cadre des prestations qui lui sont confiées, peuvent aider à la prise de décision. Etant donné la mission qui incombe à l'INERIS de par son décret de création, l'INERIS n'intervient pas dans la prise de décision proprement dite. La responsabilité de l'INERIS ne peut donc se substituer à celle du décideur.

Le destinataire utilisera les résultats inclus dans le présent rapport intégralement ou sinon de manière objective. Son utilisation sous forme d'extraits ou de notes de synthèse sera faite sous la seule et entière responsabilité du destinataire. Il en est de même pour toute modification qui y serait apportée.

L'INERIS dégage toute responsabilité pour chaque utilisation du rapport en dehors de la destination de la prestation.

Autres personnes ayant contribué à cette étude : Matthieu CAUDRON, Xavier DAUPLEY, Christophe DUVAL, Laurent CAUVIN, Ingénieurs à la Direction des Risques du Sol et du Sous-sol.

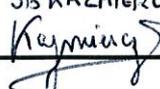
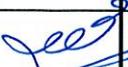
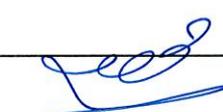
	Rédaction	Vérification	Approbation
NOM	F. LAOUAFA	JC. PINTE M. GHOREYCHI	M. GHOREYCHI
Qualité	Ingénieur à l'unité Risques Naturels, Ouvrages et Stockages à la Direction des Risques du Sol et du Sous-sol	Respectivement, Chef de Projet Directeur DRS	Directeur des Risques du Sol et du Sous-sol
Visa	P.O. 013 KAZMIERCZAK 	 	

TABLE DES MATIÈRES

1. OBJECTIFS DE L'ETUDE.....	9
2. DEMARCHE ADOPTEE.....	9
3. FORMATIONS GEOLOGIQUES ET EXPLOITATION MINIERE	10
4. LE STOCKAGE	15
5. MESURES DE CONVERGENCE DES BLOCS DE STOCKAGE	19
6. MODELES RETENUS POUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE DES TERRAINS.....	27
6.1 Principaux traits du comportement mécanique de sel.....	27
6.2 Modèles de fluage du sel des MDPA	30
6.2.1 Modèle de l'Ecole des Mines de Paris	30
6.2.2 Modèles retenus par l'INERIS	32
6.2.2.1 Modèle de fluage.....	32
6.2.2.2 Modèle d'endommagement.....	33
7. ETUDES S'APPUYANT SUR LA MODELISATION NUMERIQUE	37
7.1 Modèles numériques.....	37
7.2 Différentes étapes de l'étude.....	37
7.3 Ajustement du modèle de fluage sur les mesures in situ	41
7.4 Fermeture progressive du stockage.....	43
7.5 Convergence des galeries d'accès	47
7.6 Compaction résiduelle des terrains foudroyés	49
7.6.1 Vitesse de compaction déduite de l'affaissement	51
7.7 Volume résiduel des vides	55
7.8 Impact de l'envoyage sur le fluage.....	59
7.9 Etat d'endommagement des ouvrages souterrains	62
7.9.1 Localisation de la zone endommagée autour du stockage	62
7.9.2 Endommagement des voies doubles.....	63
7.9.3 Flexion et flambage des bancs au toit et au mur	64
7.9.4 Influence du stot au-dessus du stockage.....	66
7.9.5 Stabilité du stot de séparation entre les mines Amélie et Marie-Louise...	67
7.9.6 Endommagement induit par l'incendie du bloc 15	69

7.9.7 Impact de l'endommagement sur la perméabilité du sel.....	72
8. CONCLUSION.....	75
9. REFERENCES	79
10. ANNEXES.....	83
10.1 ANNEXE A : Convergences verticales et horizontales mesurées dans les différents blocs de StocaMine	85
10.2 ANNEXE B : Modèle d'endommagement et de rupture de Thorel (1994).	101
10.3 ANNEXE C : Prévion de la compaction résiduelle des terrains foudroyés	102
10.4 ANNEXE : D : Note de l'Ecole des Mines de Paris sur le modèle de compaction des terrains de foudroyage	103
10.5 ANNEXE E : Courbes d'affaissement (en mètre) présentées dans le mémoire 5 des MDPA	105
10.6 ANNEXE F : Evaluation de la stabilité des piliers de stockage de StocaMine	112
10.7 ANNEXE G : Calcul du flambage d'une poutre	113
10.8 ANNEXE H : logiciels utilises pour une étude	115

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Synthèse des mesures de convergence réalisées dans les différents blocs du stockage.....	25
Tableau 2: Valeurs des paramètres du modèle de Lemaitre et d'autres caractéristiques retenues dans les études de l'Ecole des Mines (Hadj Hassen et Tijani, 2006).....	30
Tableau 3 : Modèle de fluage retenu par l'INERIS, ajusté par des mesures in situ.	43
Tableau 4: Vitesses de convergence (en % par an), obtenues par le modèle numérique du stockage.	43
Tableau 5: Valeurs des principales caractéristiques thermomécaniques du sel des MDPA.	69
Tableau 6 : Estimation de la perméabilité de la zone endommagée autour du stockage (à partir de résultats de Rothfuchs et al, 2004).	72

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Plan de situation de l'exploitation aux MDPA	12
Figure 2 : Coupes géologiques des terrains aux MDPA.....	13
Figure 3 : Séries salifères aux MDPA, marquées par un litage.	14
Figure 4: Coupe de terrains au niveau de StocaMine (extraite du rapport de Combes et Ledoux, 1996).....	14
Figure 5 : Vue en plan du secteur de stockage de StocaMine.	16
Figure 6 : Vue en plan d'un bloc de stockage (source StocaMine).....	17
Figure 7 : Localisation du stot à 25 m au-dessus du Stockage	17
Figure 8 : Relevés des distances verticales et horizontales, effectués dans les différents blocs de StocaMine (distances en mm, exemple de mesures au 14/12/2009, document StocaMine).....	19
Figure 9 : Exemples des mesures de convergence dans le temps (Bloc 22, en haut : convergence verticale sur la moitié supérieure (H1), au milieu : entre le toit et le mur (H2) et en bas : convergence horizontale).....	20
Figure 10 : Evolution linéaire de la convergence dans le temps, mise en évidence par l'ensemble des mesures.....	21
Figure 11 : Vitesses de convergence (% par an) mesurées dans les différents blocs du stockage de StocaMine.....	23
Figure 12 : Corrélation entre les vitesses de convergence horizontale et verticale	24
Figure 13 : Proportionnalité entre les vitesses de convergence horizontale et verticale, mesurées in situ	24
Figure 14 : Ajustement du modèle rhéologique de Lemaitre par des essais de fluage (Vouille, 1990).	31
Figure 15 : Modèle rhéologique de Pouya tenant compte du fluage transitoire et stationnaire, ajustés par des essais de fluage (Ghoreychi, 1991)	33
Figure 16: Echantillons de sel des MDPA soumis aux essais triaxiaux de compression et d'extension (Thorel, 1994)	35
Figure 17: Critères d'endommagement et de rupture du sel des MDPA (Thorel, 1994)	36
Figure 18 : Modélisation 3D du stockage de StocaMine	39
Figure 19 : Modélisation 2D du stockage de StocaMine	40
Figure 20 : Calage du modèle de fluage sur les mesures de convergence du stockage de StocaMine.	42
Figure 21 : Coupe SW-NE de la décente progressive du toit du stockage (modélisation du fluage, déplacements en m).	45

Figure 22 : Estimation du temps de fermeture des différents blocs (temps comptés à partir du début 2011).	46
Figure 23 : Evolution de la convergence des voies doubles à 550 m de profondeur	48
Figure 24 : Estimation du temps de fermeture des voies doubles en fonction de la profondeur.	48
Figure 25 : Prévision de la compaction résiduelle des terrains de foudroyage par l'Ecole des Mines de Paris (Rapport de Combes et Ledoux, 1996)	50
Figure 26 : Exemples d'évolution dans le temps d'affaissement lié à l'exploitation des MDPA (affaissement en m).....	52
Figure 27: Evolution de l'affaissement de la surface à Reiningue (extrait du rapport BRGM, 2007, en annexe du Mémoire 5 de StocaMine sur l'affaissement).	53
Figure 28 : Plan du fond de l'ensemble de l'exploitation des MDPA (document MDPA).....	53
Figure 29 : Le plan du fond des secteurs Est et Ouest des MDPA avec les isovaleurs de la cote NGF (Extrait du Mémoire 7.4 de StocaMine : Etude sur l'ennoyage des travaux souterrains).....	54
Figure 30 : Fermeture des ouvrages souterrains aux MDPA (photographies extraites du rapport de Feuga, 2010).	55
Figure 31: Evolution de la compaction des terrains de foudroyage, d'après les MDPA.....	56
Figure 32 : Schéma d'affaissement lié à une exploitation minière par longues tailles avec foudroyage (source INERIS).....	57
Figure 33 : Isovaleurs d'affaissement des MDPA (rapport BRGM, 2007 en annexe du mémoire 5 des MDPA)	59
Figure 34 : Affaissements mesurés dans la mine de sel de Jefferson Island (USA) avant et après l'invasion de l'eau (d'après Thoms et Gehle 1994 in Brouard 2002, rapport établi pour GEODERIS).	61
Figure 35 : Soulèvement des terrains lié à l'ennoyage des houillères de Blanzky, (Carnec et al, 2001).....	61
Figure 36 : Localisation de la zone endommagée autour des allées du stockage	62
Figure 37: Endommagement des voies doubles basé sur le critère de dilatance.	63
Figure 38 : Instabilités du toit et du mur du stockage de StocaMine, observées in situ.....	64
Figure 39 : litage marqué du toit des blocs situés à -25 m du niveau de foudroyage	65
Figure 40 : Concentration de contraintes provoquée par le stot au-dessus du stockage.....	67
Figure 41: Extension de la zone endommagée dans le stot (zone en rouge).....	68

Figure 42: Modélisation de la température du massif induite par l'incendie du bloc 15. Nota : l'élévation de la température de 15 °C indiquée ici dans l'hypothèse pessimiste d'une température en paroi de 300 °C n'est que de 5 °C si la paroi est à 100 °C.	71
Figure 43 : Endommagement induit par l'incendie : prévision du modèle dans deux hypothèses de température uniforme à la paroi du bloc 15.....	71
Figure 44: Impact de l'endommagement autour d'un forage sur la perméabilité de sel (Essai in situ lié au projet WIPP aux Etats Unis, Stormont et al, 1991).	73
Figure 45 : Relations entre la perméabilité et la porosité du sel gemme et du sel broyé, mises en évidence par des expériences de laboratoire et in situ (Rothfuchs et al, 2004).	73
Figure 46 : Extension de la zone endommagée responsable d'une augmentation de la perméabilité de sel (frontière de la zone à dilatance supérieure à 0,1% correspondant à une perméabilité supérieure à 10^{-20} m ²).	74

1. OBJECTIFS DE L'ETUDE

L'étude géomécanique présentée dans ce rapport fait partie d'un ensemble d'études réalisées par l'INERIS pour le compte de StocaMine sur l'évaluation des risques liés aux deux principaux scénarios suivants :

- 1- le stockage illimité des déchets industriels disponibles au fond ;
- 2- le déstockage partiel ou total de ces déchets et leur transport et restockage dans d'autres sites.

Ainsi, l'étude géomécanique a été motivée par trois objectifs :

- 1- Evaluation de la stabilité mécanique du site de stockage et des ouvrages d'accès. Cet objectif a été guidé par des interrogations sur les points suivants :
 - Possibilité d'accès au site, à moyen terme¹.
 - Possibilité d'un déstockage, à court ou à moyen terme.
- 2- Evaluation de la vitesse du fluage des différentes structures (stockage, galeries, terrains foudroyés), en lien avec les problématiques suivantes :
 - Impact du fluage sur le transport de polluants vers l'extérieur.
 - Possibilité d'accès aux travaux souterrains dans le temps.
- 3- Evaluation de l'endommagement du toit du stockage, induit par l'incendie du bloc 15 qui soulève des interrogations sur le point suivant :
 - Possibilité d'une communication hydraulique au travers du sel endommagé.

2. DEMARCHE ADOPTEE

La démarche adoptée pour l'étude géomécanique s'appuie principalement sur 4 investigations :

- 1- Analyse des études antérieures commandées par StocaMine : en particulier, les études conduites par l'Ecole des Mines de Paris (dans le cadre du dossier d'autorisation, études 2006 et 2009)
- 2- Analyse des mesures in situ et des données disponibles à StocaMine :
 - mesures des déplacements relatifs horizontaux et verticaux, dans les galeries de stockage;
 - mesures d'affaissement de la surface du sol, réalisées par les MDPAs, résultant de l'exploitation et de la compaction des terrains foudroyés (mémoire 5 des MDPAs).

¹ On entend par court, moyen et long termes, respectivement quelques années, quelques dizaines d'années et quelques siècles

3- Mise à profit de l'état des connaissances et des résultats des recherches en France et à l'étranger :

- en particulier, les recherches réalisées à l'Ecole Polytechnique dans les années 1990, dans le cadre de programmes européens (5^{ème} PCRD) et ANDRA. Il s'agit en particulier de trois importantes expérimentations in situ réalisées dans la mine d'Amélie aux MDPAs (près du site de StocaMine) : deux expérimentations thermomécaniques (Ghoreychi, 1991 et Kazan et Ghoreychi, 1996) et une expérimentation sur la perméabilité de sel et les couplages « mécanique-transport » (Cosenza, 1996). Par ailleurs, de nombreux essais de laboratoire ont été effectués sur les échantillons de sel prélevés sur les sites des essais in situ. Ils ont conduit au développement des modèles rhéologiques caractérisant le fluage (Pouya, 1991) et l'endommagement du sel d'Amélie (Thorel, 1994). Ces travaux de recherche se sont concrétisés par trois thèses de doctorat soutenues par Youssam KAZAN (thermomécanique, 1994), Luc THOREL (endommagement de sel, 1994) et Philippe COSENZA (perméabilité-transport, 1996) ;
- autres thèses de doctorat préparées dans les contextes d'Alsace et de MDPAs. Il s'agit en particulier, du doctorat d'Etat de Marie BLANC-VALLERON sur la géologie du fossé rhénan (1990)². Citons également la thèse de G. VIGIER (1981) dont les résultats des essais de fluage sur le sel des MDPAs ont été rapportés dans plusieurs documents de StocaMine ou des MDPAs ;
- travaux des recherches internationales sur le sel, menés dans différents contextes : stockage de déchets nucléaires, cavités salines de stockage d'hydrocarbures, exploitation minière de sel (mines traditionnelles et exploitations par dissolution), diapirisme et dôme de sel.

4- Modélisation numérique du stockage et des ouvrages d'accès, réalisée par l'INERIS en 3D et en 2D. Il s'agit d'un important travail de modélisation à caractère mécanique et thermomécanique, destiné à l'évaluation du fluage et de la stabilité des différentes structures (stockage, ouvrages d'infrastructure, terrains de foudroyage), à moyen terme et à long terme.

3. FORMATIONS GEOLOGIQUES ET EXPLOITATION MINIERE

Nous allons nous contenter ici d'un rappel sommaire de quelques spécificités géologiques des formations qui sont en lien direct avec l'étude géomécanique, une description plus détaillée étant présentée dans le rapport de l'INERIS sur l'hydrogéologie (Gombert, 2010) et nous nous référons par ailleurs à l'étude de la géologie du bassin potassique de Mulhouse et du fossé rhénan, présentée dans le mémoire de doctorat d'Etat de Blanc-Valleron (1990).

² Ce travail très complet fut réalisé sous la direction de G. Busson, grand géologue spécialiste du sel au Muséum d'Histoire Naturelle qui a dirigé le Groupement de Recherches Coordonnées (GRECO) « Genèse des Faciès Confinés », dont les travaux sur les évaporites font référence.

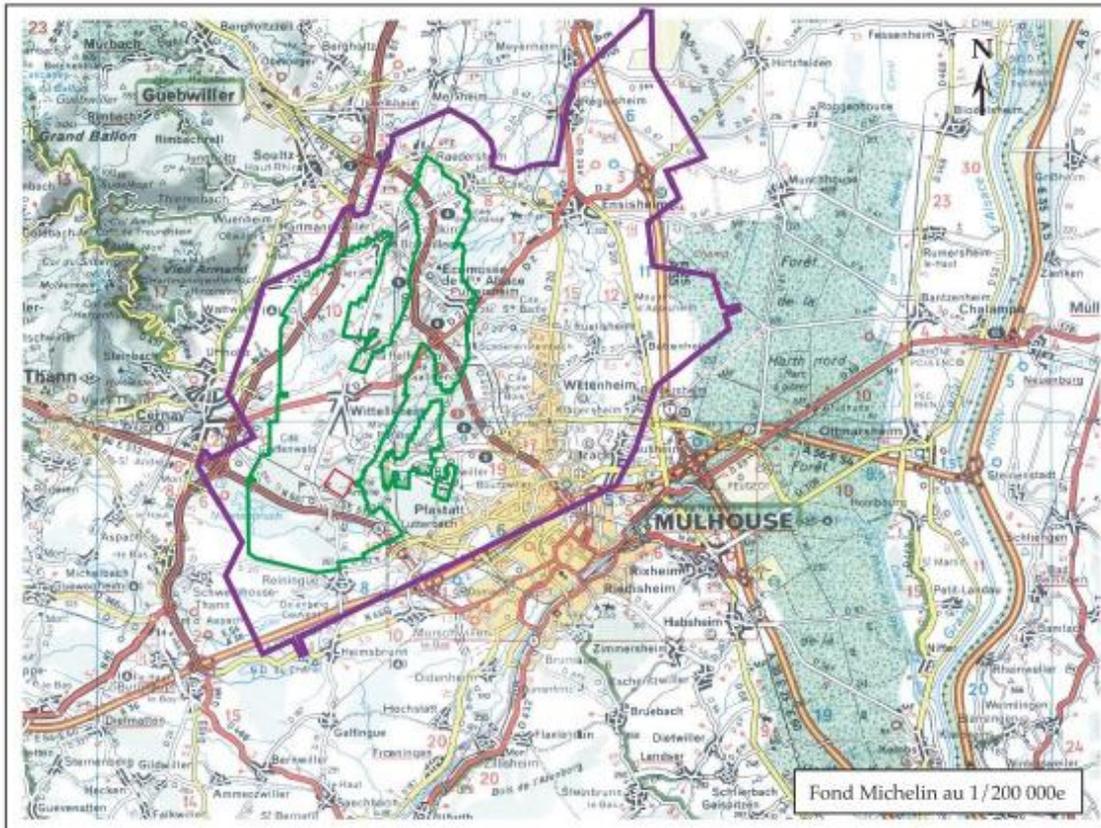
Précisons d'emblée (Figure 1), que l'exploitation des MDPA concerne deux secteurs distincts, Est et Ouest, sans aucune communication. Le volume des vides créés par l'exploitation est de 200000 m³ et 70000 m³ respectivement. Le petit carré rouge indique le stockage de StocaMine au sein du secteur ouest (contour vert) et par rapport à l'emprise totale des concessions minières.

Les coupes géologiques présentées sur la Figure 2 font apparaître que le bassin de Mulhouse est constitué de trois zones salifères d'âge tertiaire (Sannoisien). Chaque zone comporte une ou deux séries salifères stratifiées, formées de bancs de sel et d'insolubles marno-anhydritiques (Figure 3). Les deux couches potassiques (sylvite, KCl), exploitées aux MDPA se trouvent dans la série Sel IV, au sein du salifère supérieur : la Couche Inférieure (CI), d'épaisseur 4 m et la Couche Supérieure (CS), d'épaisseur 1,5 m. Elles ont été exploitées pendant un siècle (1910-2002), par la méthode de longues tailles avec foudroyage. La profondeur de l'exploitation varie, selon le secteur, entre 500 m et plus de 1000 m.

La coupe présentée en bas de la Figure 2 permet de situer le secteur StocaMine par rapport aux accidents géologiques rencontrés ailleurs. Aucune faille n'affecte le secteur concerné par le stockage.

La zone de stockage de StocaMine se trouve à environ 550 m de profondeur à 23-25 m au-dessus du niveau exploité. Elle est accessible par les puits Joseph et Else, les seuls non remblayés à ce jour.

La coupe géologique obtenue au puits Else (Figure 4) situé environ à 300 m du secteur StocaMine, montre que le toit du sel se trouve à 300 m de profondeur. Le pendage est de 6 à 8° N-NW. Le toit de sel est constitué des formations du Stampien et du Chattien : marnes, anhydrite, gypse et grès, formations surmontées d'environ 35 m de terrains quaternaires au sein desquels se trouve la nappe d'Alsace (une trentaine de mètre d'épaisseur). La surface du sol se trouve à 270 m NGF.



- Emprise approximative des concessions des Mines de Potasse d'Alsace
- Emprise des travaux miniers du "secteur ouest"
- Stockage Stocamine

StocaMine

Figure 1 : Plan de situation de l'exploitation aux MDPa

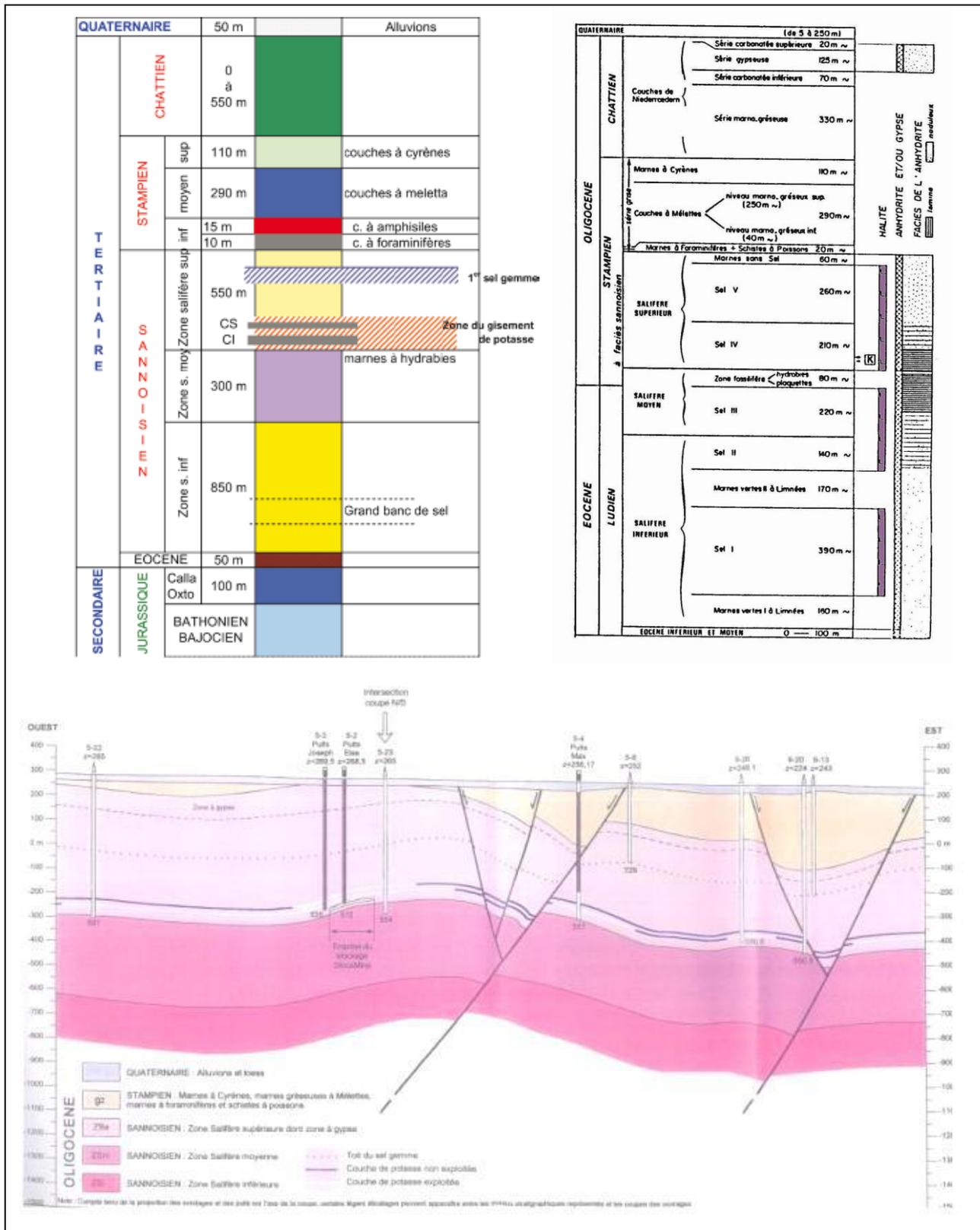


Figure 2 : Coupes géologiques des terrains aux MDP

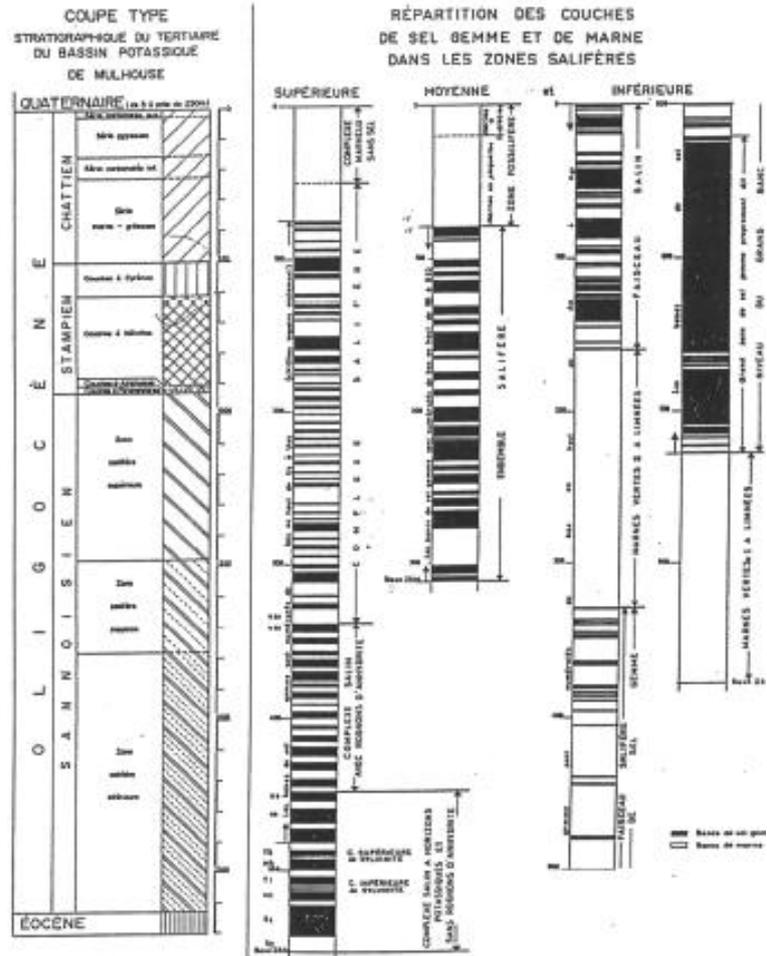


Figure 3 : Séries salifères aux MDPAs, marquées par un litage.

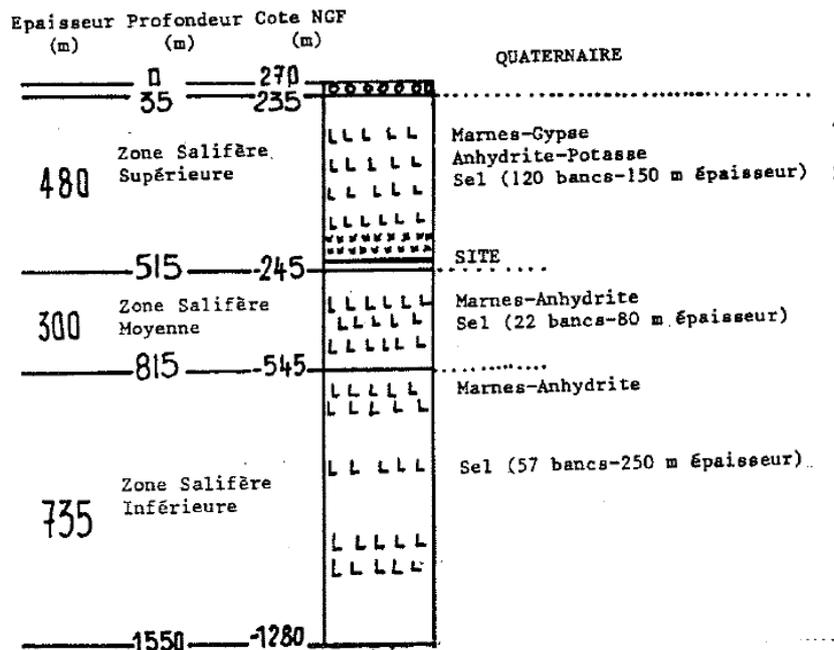


Figure 4: Coupe de terrains au niveau de StocaMine (extraite du rapport de Combes et Ledoux, 1996).

4. LE STOCKAGE

Le stockage de déchets industriels a débuté en février 1999 (arrêté d'autorisation en 1997), dans une zone excavée spécialement pour le stockage, par la méthode de chambres et piliers, sur une superficie de 700 m x 600 m (Figure 5). Les piliers sont de section carrée de 20 m x 20 m. Les chambres ont une largeur de 5,5 m et une hauteur de 2,8 m. Le taux de défrètement (surface excavée/surface totale) est de 38%. Le stockage est accessible par des voies doubles, de largeur 4 m, séparées par des piliers de 3 m de largeur.

La zone occupée par le stockage est constituée de blocs traversés par des allées de 230 m de longueur et des recoupes de longueur 70 m (Figure 6), délimitant 27 piliers (9 x 3), Figure 5 et Figure 6). Les blocs sont numérotés, dans l'ordre chronologique, 11- 21 puis 12 - 22, 13 - 23, 14 -24 et 15 - 25. Ces derniers blocs (rose sur la Figure 5) ont été réalisés 2 m plus bas que les précédents (violet sur la Figure 5). La distance entre le niveau du stockage et les terrains de foudroyage (ancienne exploitation de potasse) est donc de 23 m pour les 8 premiers blocs et de 25 m pour les derniers.

Notons également la présence d'un stot au niveau de l'exploitation, localisé au-dessus du stockage (délimité en noir sur la Figure 7). Il s'agit d'une partie non exploitée, alors qu'ailleurs les deux couches étaient exploitées par la méthode de longues tailles avant de procéder au foudroyage du toit (par retrait du soutènement).

Précisons en outre qu'un incendie a eu lieu dans le bloc 15 (zone rouge sur la Figure 5), le 10 septembre 2002. D'après le rapport de Schultz et Thill (2003), experts nommés par le tribunal, la température mesurée par thermographie infrarouge, au niveau de la braise (il n'y a visiblement pas eu de flamme) était comprise entre 100° et 370 °C. L'incendie a duré environ 3 mois et a conduit à l'arrêt définitif du stockage, en septembre 2003. Le volume total des déchets stockés avant cette date était de 44000 m³ sur les 320000 m³ initialement prévus.

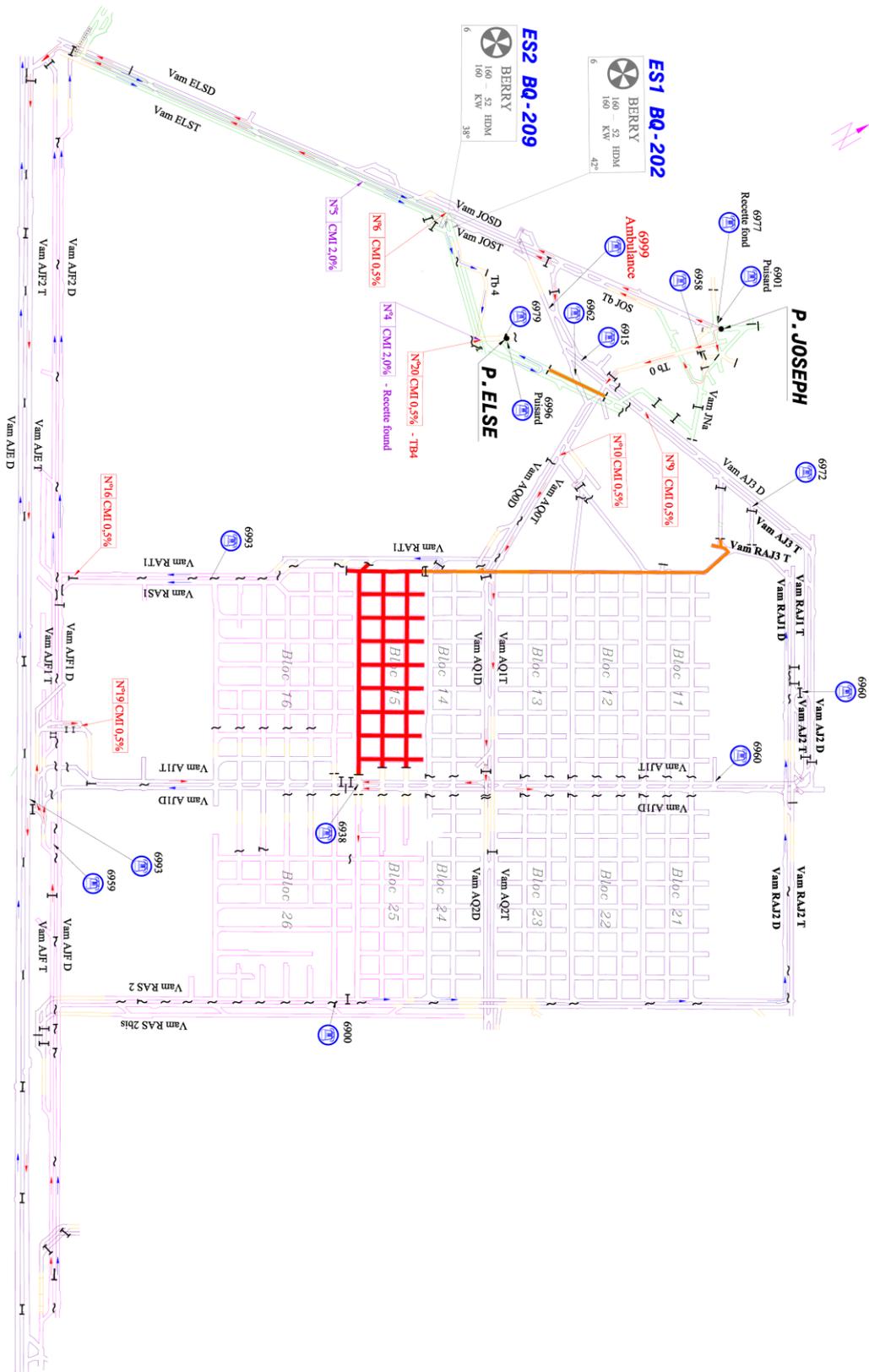
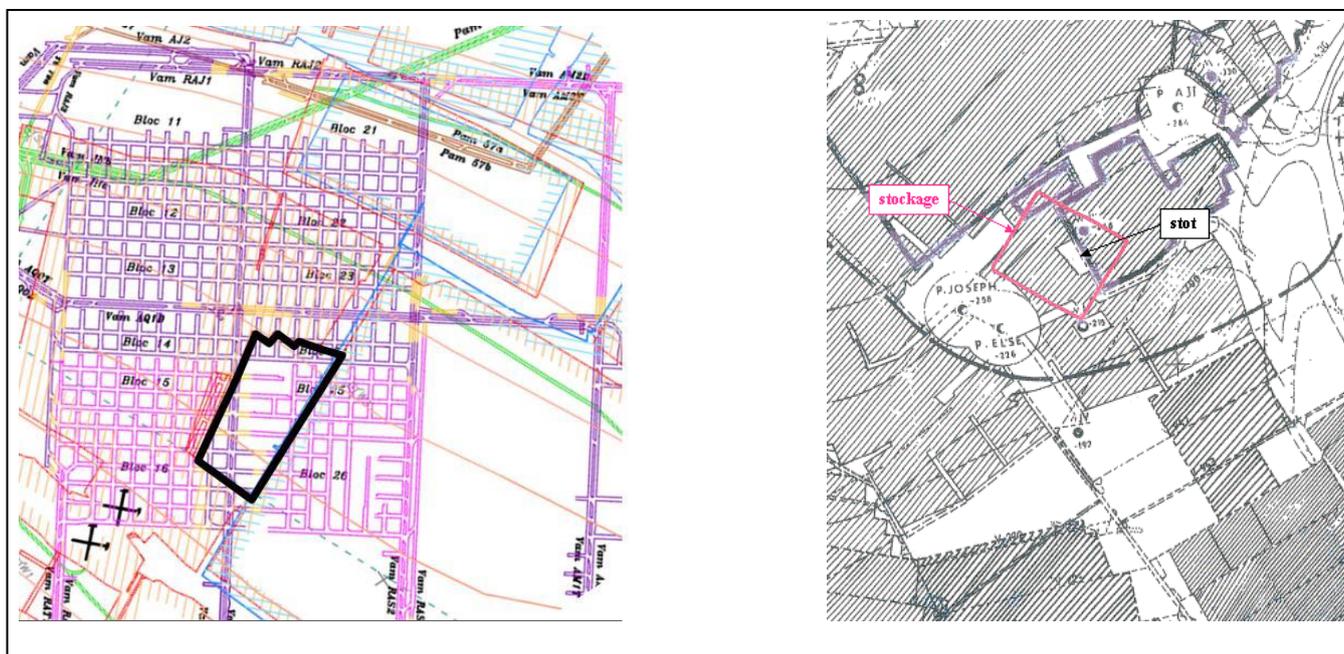
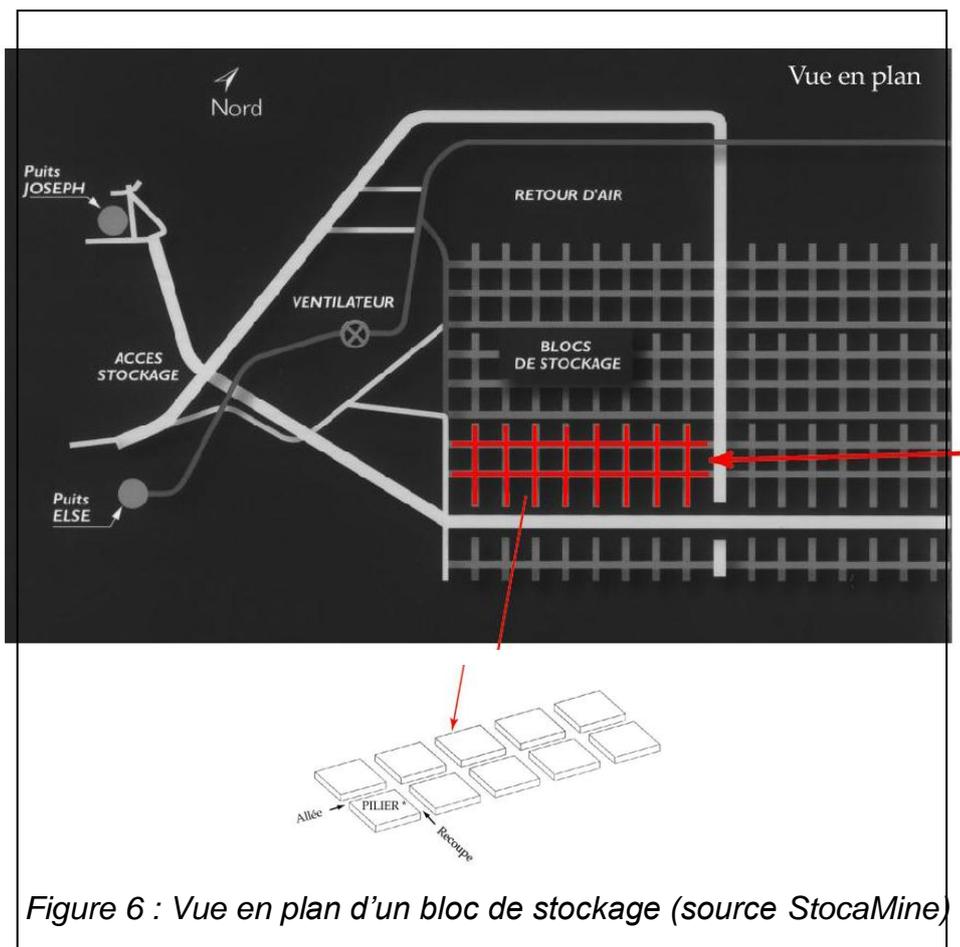


Figure 5 : Vue en plan du secteur de stockage de StocaMine.



5. MESURES DE CONVERGENCE DES BLOCS DE STOCKAGE

Des mesures de convergence (distance relative entre deux repères) ont débuté entre 1998 et 2002 dans les différents blocs du stockage et se poursuivent à l'heure actuelle dans deux ou trois allées de chaque bloc sur deux sections situées aux extrémités Est et Ouest des différents blocs. Les relevés sont réalisés une fois tous les 2 à 3 mois. Ils consistent à mesurer les distances entre trois couples de repères, comme le montre la Figure 8 :

- entre le toit et le mur, permettant d'accéder à la convergence verticale, notée H2 ;
- entre le toit et la mi-hauteur des chambres, mesure destinée également à la convergence verticale, notée H1 ;
- entre les mi-hauteurs des chambres (LAR), afin de mesurer la convergence horizontale.

CONVERGENCES														
Valeurs du 14 DECEMBRE 2009														
	Côté W			Côté E				Côté W			Côté E			
	Largeur	H2	H1	Largeur	H2	H1		Largeur	H2	H1	Largeur	H2	H1	
B11/L3 - A3	5 164	3 326	1 568	5 128	2 598	918	B11/L3 - A3	4 647	2 395	1 167	5 357	2 636	1 249	B21/L3 - A3
B11/L2 - A2	5 454	2 818	1 258	4 761	2 430	1 380	B11/L2 - A2	4 352	2 430	1 164	5 367	2 699	1 282	B21/L2 - A2
B11/L1 - A1	5 573	3 157	1 370	5 114	2 516	1 173	B11/L1 - A1	5 102	2 502	1 180	5 544	2 713	1 253	B21/L1 - A1
B12/L3 - A3	5 717	2 861	1 404	5 208	2 643	1 077	B12/L3 - A3	5 388	2 707	1 090	5 347	2 970	1 640	B22/L3 - A3
B12/L2 - A2	5 308	2 769	1 250	5 213	2 516	980	B12/L2 - A2	5 231	2 523	872	5 273	2 870	1 647	B22/L2 - A2
B12/L1 - A1	5 074	2 862	1 537	5 374	2 530	999	B12/L1 - A1	5 470	2 698	969	5 081	2 576	1 343	B22/L1 - A1
B13/L2 - A3	5 165	2 868	1 330	5 024	2 607	999	B13/L2 - A3	5 112	3 003	1 135	5 253	2 800	1 317	B23/L2 - A3
B13/L1 - A2	5 353	2 849	1 240	4 877	2 789	990	B13/L1 - A2	5 135	2 666	1 260				B23/L1 - A2
B14/L2 - A2	5 187	2 736	966	5 289	2 569	1 119	B14/L2 - A2	5 203	2 630	985	5 432	2 745	1 077	B24/L2 - A2
B14/L1 - A1	5 053	2 710	1 152	5 438	2 697	996	B14/L1 - A1	5 059	2 688	931	5 316	2 927	1 227	B24/L1 - A1
B15/L3 - A3				5 178	3 461	1 983	B15/L3 - A3							B25/L3 - A3
B15/L2 - A2				5 264	3 462	1 842	B15/L2 - A2							B25/L2 - A2
B15/L1 - A1				4 935	3 154	1 596	B15/L1 - A1	5 087	3 087	1 496				B25/L1 - A1

Figure 8 : Relevés des distances verticales et horizontales, effectués dans les différents blocs de StocaMine (distances en mm, exemple de mesures au 14/12/2009, document StocaMine).

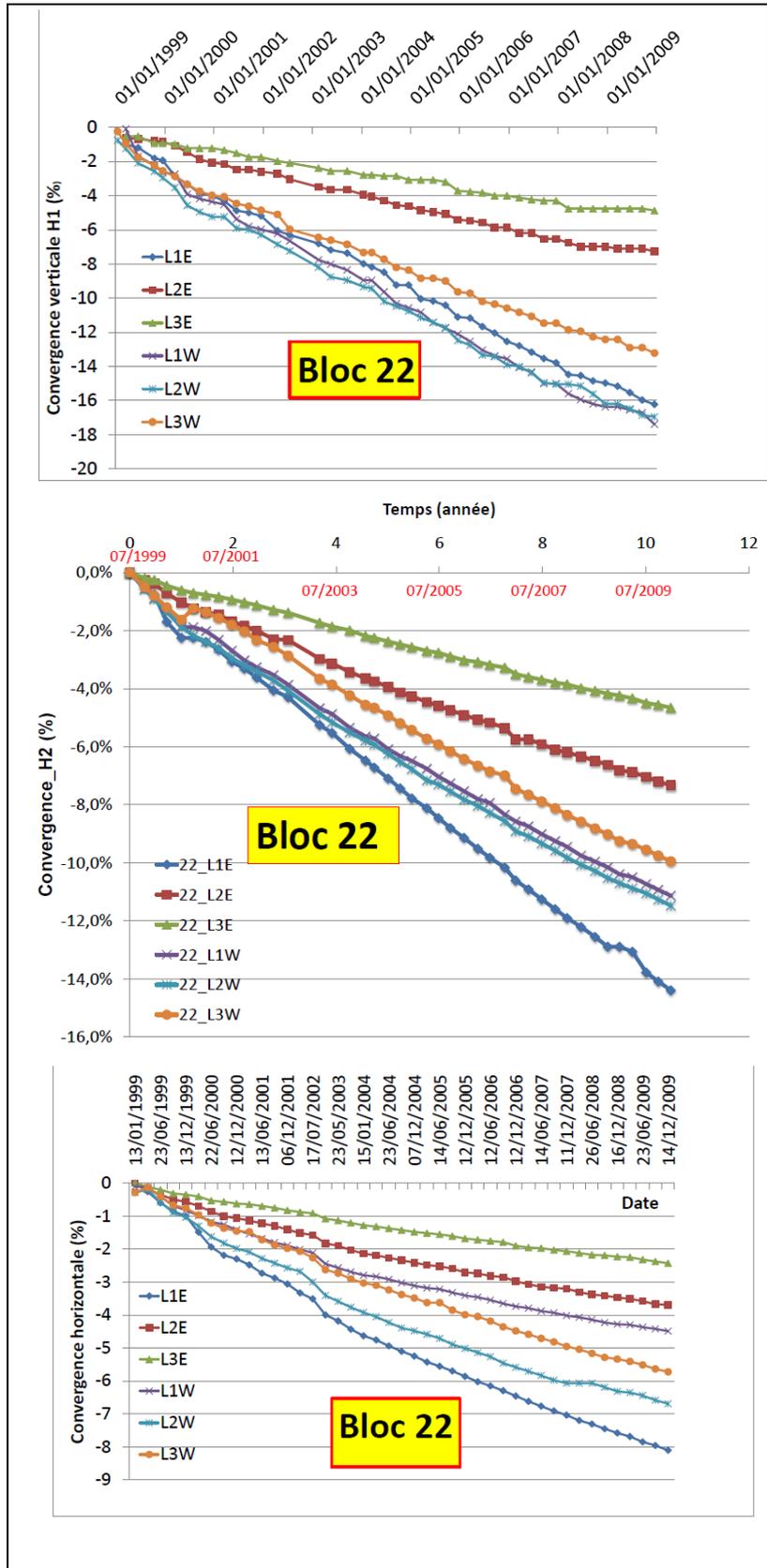


Figure 9 : Exemples des mesures de convergence dans le temps (Bloc 22, en haut : convergence verticale sur la moitié supérieure (H1), au milieu : entre le toit et le mur (H2) et en bas : convergence horizontale).

L'ensemble des courbes d'évolution des convergences verticales et horizontales, mesurées aux différents points est regroupé en annexe A. Pour chaque mesure, est donné le rapport entre le déplacement mesuré et la distance initiale (hauteur ou largeur), exprimé en %, ce qui facilite la comparaison des mesures réalisées sur des distances plus ou moins variables, d'une base de mesure à l'autre. Un exemple est présenté plus haut sur la Figure 9 (ci-dessus), pour les convergences verticales et horizontales.

Dans l'ensemble, les mesures sont cohérentes et assez précises, malgré des valeurs manquantes. Cependant, les convergences mesurées sur la mi-hauteur supérieure des galeries sont plus dispersées (voir les écarts-types en bas du Tableau 1), du fait probablement de la fissuration de la paroi des piliers où les repères des mesures sont placés. Toutefois, les mesures demeurent précises et significatives pour mettre en évidence les principaux traits du comportement mécanique du stockage. Elles donnent des indications utiles sur le comportement à moyen et long termes des ouvrages.

Les points suivants sont à signaler :

- 1- L'évolution de la convergence est pratiquement linéaire quelque soit le point de mesure (Figure 10). Ce fait tient (nous y reviendrons plus loin) au comportement mécanique spécifique du sel gemme, marqué par un fluage stationnaire. Cette tendance linéaire indique également que les intercalaires marno-anhydritiques, présents dans les bancs de sel, s'accommodent à la déformation du sel gemme. Ce dernier impose sa loi de comportement aux intercalaires, au prix d'un décollement des joints stratigraphiques, aux interfaces « sel-insolubles » (nous en discuterons plus loin). Précisons toutefois que les mesures ont commencé quelques temps après le creusement de chaque bloc. Elles n'intègrent donc pas la phase de fluage transitoire (à vitesse décroissante) précédant le fluage stationnaire (à vitesse constante), évolution transitoire qui aurait pu se traduire par un certain ralentissement initial des convergences, durant quelques semaines à quelques mois.

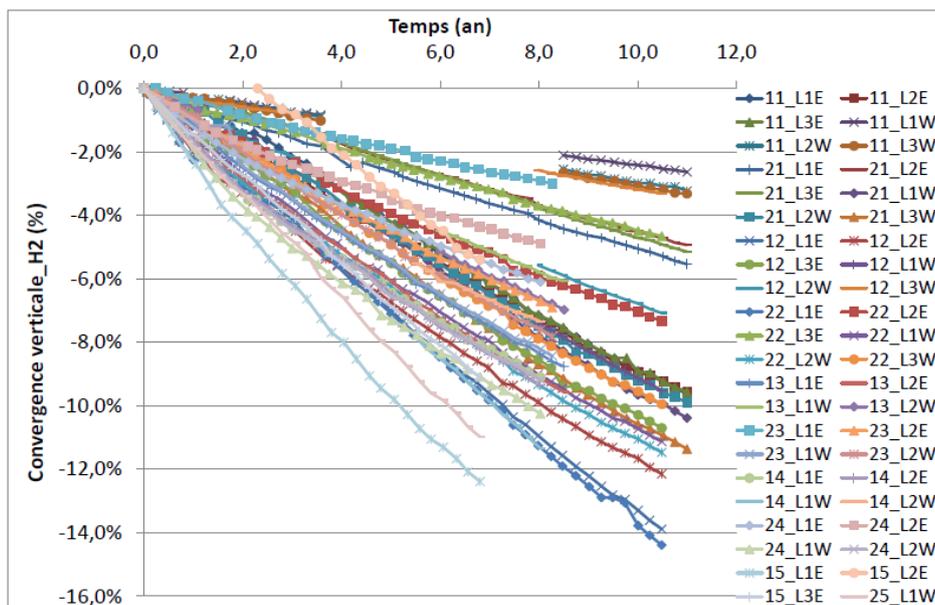


Figure 10 : Evolution linéaire de la convergence dans le temps, mise en évidence par l'ensemble des mesures.

- 2- Pour un bloc donné, la vitesse de convergence est plus forte dans la partie centrale du stockage que sur les cotés. Ce phénomène apparait sur la Figure 11 où sont reportées les vitesses des convergences verticales ainsi que les valeurs moyennes des différents blocs. La vitesse de convergence varie entre 0,21% par an au point L1W, à l'Ouest du premier bloc n° 11 et 1,93% au point L1E à l'Est du bloc 15. Cette tendance est confirmée par toutes les mesures de convergence, horizontales ou verticales (sur toute la hauteur ou sur la mi-hauteur), comme le montre la Figure 12.
- 3- En moyenne, la vitesse de la convergence verticale « toit-mur » varie de 0,59% par an pour le bloc 11 à 1,52% par an pour le bloc 15. **La valeur moyenne pour l'ensemble des blocs est de 0,92% par an. Cette valeur est statistiquement représentative de l'ensemble des mesures qui suivent une évolution gaussienne et dont la dispersion est naturelle et tient pour une large part à l'architecture du stockage.**
- 4- Les Figure 12 et Figure 13 mettent en évidence que la vitesse de convergence horizontale est bien corrélée à celle de la convergence verticale. Le rapport « vitesse horizontale / vitesse verticale » est de 0,57 (Figure 13) et indique que, pour un temps donné, la convergence horizontale est plus faible que la convergence verticale (en moyenne, la vitesse de convergence horizontale est de 0,53 % par an contre 0,92% par an dans la direction verticale). Cette tendance est logique pour un ouvrage en chambres et piliers, la contrainte horizontale régnant en moyenne dans les piliers étant plus faible que la contrainte verticale.
- 5- Les vitesses de convergence verticale, mesurées entre le toit et la mi-hauteur du pilier sont, dans l'ensemble, comparables aux valeurs mesurées entre le toit et le mur (en moyenne, 0,94 % par an sur la mi-hauteur (H1) entre 0,92% par an, sur toute la hauteur (H2)).
- 6- Les vitesses de convergence mesurées dans les blocs 15 et 25 (Tableau 1, Figure 11 et annexe A) sont en général plus fortes que dans d'autres blocs. Trois phénomènes pourront expliquer ce fait :
 - a- la nature distincte du toit de ces blocs avec un litage très marqué, toit qui se trouve 2 m plus bas que celui des autres blocs ;
 - b- l'influence du stot présent au-dessus de ces blocs qui peut conduire à une concentration de contraintes, liée au contraste de déformabilité entre le stot et les terrains de foudroyage ;
 - c- l'incendie du bloc 15 dont le voisinage peut être endommagé (fissuration et décollement), phénomène pouvant être responsable d'une déformation plus importante des ouvrages.

Sans attendre les résultats de la modélisation numérique qui seront présentés plus loin, plusieurs observations peuvent être faites concernant ces trois points :

- les vitesses de convergence sont plus fortes pour les blocs 15 et 25, aussi bien dans le sens vertical qu'horizontal. Le décollement des bancs de toit ne peut donc pas à lui seul expliquer ce phénomène qui n'affecte pas la convergence horizontale ;

- les premières mesures de convergence dans les blocs 15 et 25 datent du 24 février 2003, soit environ six mois après le déclenchement de l'incendie dans le bloc 15 et 2 à 3 mois après son arrêt. Nous ne disposons donc pas de mesure avant l'incendie pour pouvoir vérifier si la vitesse du fluage du bloc 15, un peu supérieure à celles des autres blocs est liée à l'incendie ou aux autres phénomènes évoqués ci-dessus. Si l'on se base sur le comportement mécanique du sel gemme, tout échauffement du massif conduit à une accélération du fluage mais ce phénomène se ralentit lentement après refroidissement ; le fluage finit alors par reprendre sa vitesse initiale avant la chauffe, si cette dernière n'a provoqué aucun endommagement de la roche encaissant l'ouvrage. Dans le cas contraire, le fluage évolue à une vitesse d'autant plus élevée que l'endommagement est important et étendu ;
- le foudroyage étant ancien, les terrains concernés se trouvent a priori dans un état de compaction avancé. Le contraste initial entre leurs propriétés mécaniques et celles du massif vierge a probablement diminué considérablement. Ce point sera discuté plus loin en s'appuyant sur la modélisation numérique.

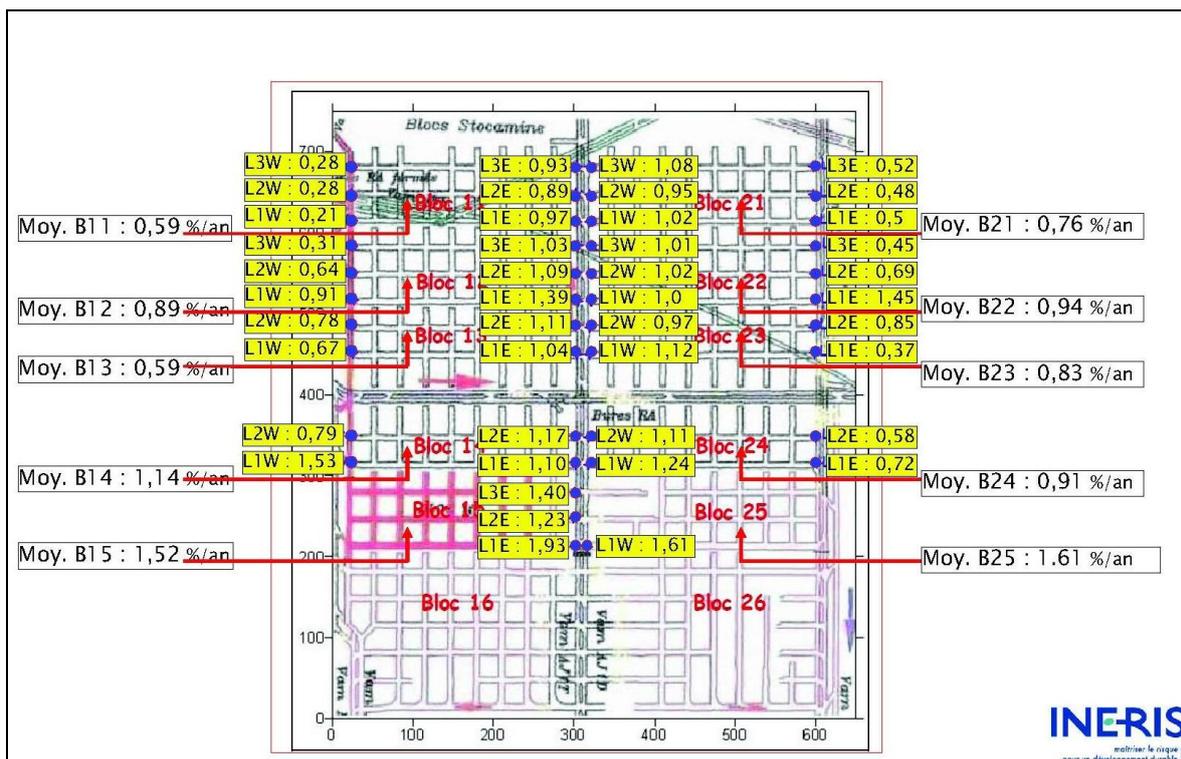


Figure 11 : Vitesses de convergence (% par an) mesurées dans les différents blocs du stockage de StocaMine

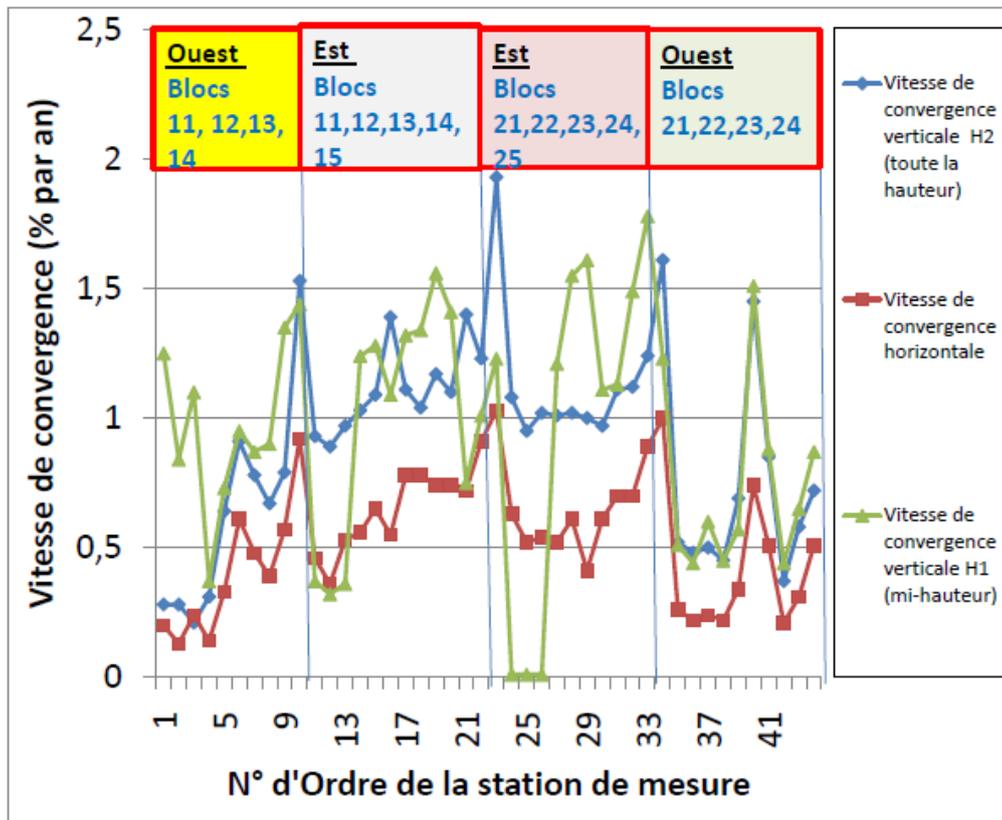


Figure 12 : Corrélation entre les vitesses de convergence horizontale et verticale

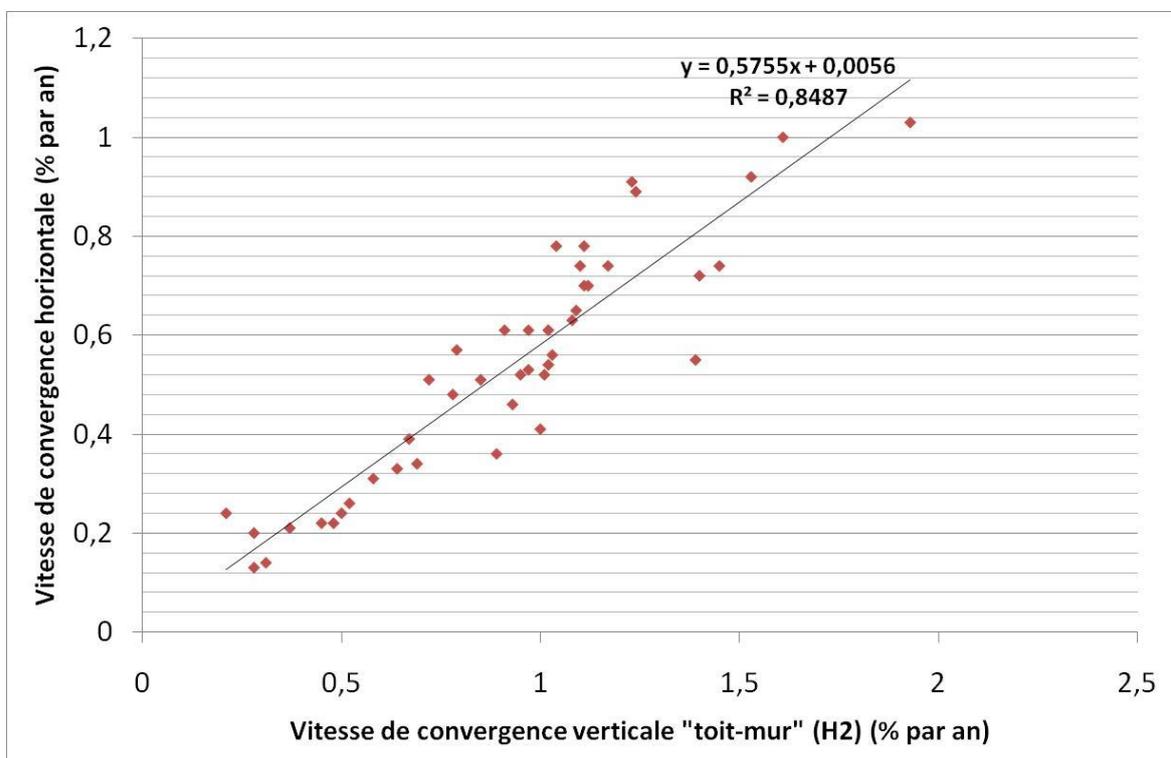


Figure 13 : Proportionnalité entre les vitesses de convergence horizontale et verticale, mesurées in situ

Nota : R^2 : coefficient de corrélation (égal à 1 pour une corrélation parfaite)

N° bloc	Date 1 ^{ère} mesure	Date dernière mesure	Hauteur initiale H2 (cm)	Convergence verticale H2 (cm)	Vitesse Convergence verticale H2 (% / an)	Largeur initiale (cm)	Converg-horizontale (cm)	Vitesse Convergence horizontale (%/an)	Vitesse Convergence verticale H1 (% par an)
11	06/04/98 18/12/98	14/12/09	269-344 Moy : 298	6-27 Moy :18	0,21-0,97 Moy :0,59	497-573 Moy :540	8-33 Moy :20	0,13-0,53 Moy : 0,32	0,32-1,25 Moy :0,71
21	06/04/98 18/12/98	14/12/09	263-287 Moy :278	16-35 Moy : 22	0,47-1,08 Moy :0,76	463-571 Moy :530	14-37 Moy : 24	0,22-0,63 Moy :0,40	0,01-0,60 Moy :0,27
12	18/12/98 23/06/99	14/12/09	286-305 Moy : 295	9-40 Moy :29	0,31-1,39 Moy :0,89	544-581 Moy :559	9-40 Moy :29	0,14-0,65 Moy :0,47	0,37-1,28 Moy :0,94
22	18/12/98 23/06/99	14/12/09	285-312 Moy : 298	15-33 Moy :26	0,45-1,45 Moy :0,94	548-573 Moy :559	13-45 Moy :30	0,22-0,74 Moy :0,47	0,45-1,55 Moy :1,17
13	23/06/00 13/06/01	14/12/09	288-308 Moy : 301	18-28 Moy :24	0,67-1,11 Moy :0,90	541-556 Moy :542	21-39 Moy :31	0,39-0,78 Moy :0,61	0,87-1,34 Moy :1,11
23	23/06/00 13/06/01	14/12/09	292-346 Moy : 316	10-26 Moy : 20	0,37-1,12 Moy :0,83	543-569 Moy :553	11-36 Moy :26	0,21-0,70 Moy : 0,51	0,44-1,13 Moy :0,89
14	09/02/01 06/12/01	14/12/09	283-306 Moy : 295	22-35 Moy :27	0,79-1,53 Moy :1,14	544-579 Moy :555	23-41 Moy :31	0,57-0,92 Moy :0,74	1,35-1,56 Moy :1,44
24	03/10/00 06/12/01	14/12/09	289-312 Moy : 297	14-31 Moy :23	0,58-1,24 Moy :0,91	550-559 Moy :555	15-44 Moy : 30	0,31-0,89 Moy :0,60	0,65-1,78 Moy :1,20
15	03/07/02 24/02/03	14/12/09	360-381 Moy : 370	35-45 Moy :40	1,23-1,94 Moy :1,52	534-565 Moy :549	30-41 Moy : 36	0,72-1,03 Moy :0,89	0,75-1,23 Moy :1,00
25	03/07/02 24/02/03		347	38	1,61	550	41	1,00	1,23
Moy.	18/12/98	14/12/09	278,3	14	0,92	463-581	29,8	0,53	0,94
Eca.Type					0,38			0,24	0,47
ET/Moy					0,20			0,45	0,50
Min					0,21			0,13	0,01
Max					1,93			1,03	1,78
NB					44			44	44

Tableau 1 : Synthèse des mesures de convergence réalisées dans les différents blocs du stockage.

Moy : Valeur moyenne ;

Eca. Type : Ecart-type

ET/Moy : Rapport Ecart-type sur moyenne (coefficient de variation), Min : Minimum ;

Max : Maximum ; NB : Nombre

6. MODELES RETENUS POUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE DES TERRAINS

6.1 PRINCIPAUX TRAITS DU COMPORTEMENT MECANIQUE DE SEL

Les principaux traits du comportement rhéologique du sel gemme sont les mêmes quelle que soit la variété considérée. Ils se résument ainsi (Langer 1981, Vouille et al, 1981, Munson & Dawson 1982, Ghoreychi, 1990, Carter, 1991, Berest et al, 2008) :

1- une aptitude au fluage plus ou moins importante. Elle se traduit par des déformations irréversibles (viscoplasticité) qui se manifestent sous toute contrainte déviatorique et ne dépendent pas de la contrainte moyenne. Cela signifie que l'amplitude des déformations dépend de l'écart entre la contrainte lithostatique et la pression s'exerçant éventuellement sur la paroi de l'ouvrage (ennoyage, fluide stocké, soutènement, etc.) ;

2- le seuil de déclenchement du fluage sous contrainte déviatorique est pratiquement nul (non mesurable). Ce phénomène se traduit par l'absence de tout seuil de viscoplasticité dans les modèles rhéologiques utilisés pour le sel. Cela a deux conséquences majeures pour les massifs salifères et les ouvrages en leur sein :

- a- tout déviateur de contraintes dans le sel se relaxe entièrement dans le temps, ce qui signifie que le seul état de contraintes naturelles, admissible dans le sel (massif vierge, loin des cavités) est un état de contraintes isotrope ; un état déviatorique n'est pas compatible avec l'échelle des temps géologiques ;
- b- toute cavité creusée dans le sel est condamnée à se fermer entièrement dans le temps (sur une période dépendant de la profondeur), à moins que la convergence de la paroi puisse être arrêtée par une pression très élevée pouvant atteindre, à terme, la contrainte isotrope régnant initialement dans le massif. Cela signifie que la convergence de la paroi des ouvrages réalisés dans le sel ne peut être arrêtée par un soutènement habituel qui encaisserait, à terme, une pression trop élevée (poussée de terre) entraînant sa rupture. La convergence peut cependant être ralentie dans le temps, dans la mesure où le déviateur décroît lorsqu'une pression est appliquée sur la paroi.

3- les vitesses des déformations différées augmentent, d'une manière non linéaire, avec la contrainte déviatorique. Dans les modèles rhéologiques, cette dépendance est exprimée à l'aide d'une loi de puissance. L'exposant du déviateur est en général compris entre 3 et 5, selon la variété de sel. Il en découle que la vitesse de convergence est multipliée par un facteur compris entre 8 et 32, si la profondeur de l'ouvrage est doublée ;

4- la vitesse de fluage croît également d'une façon exponentielle avec la température. Cette dépendance est exprimée par la loi d'Arrhenius (fréquemment utilisée en thermodynamique). A titre indicatif, la vitesse de fluage augmente d'un ou de deux ordres de grandeur (10 à 100 fois, selon le sel), si la température passe de 20° à 100°C. Cette grande sensibilité tient, en particulier, au fait que le point de fusion du sel n'est que de 800°C, nettement plus faible que la plupart des roches ;

5- le fluage de sel est accéléré par suite d'une fissuration (d'où le fluage dit « tertiaire » observé en laboratoire qui conduit à la ruine de l'échantillon) ;

6- le fluage de sel est accéléré en présence de l'humidité et de la saumure. Ce phénomène n'a lieu qu'au contact du fluide ; il ne peut se manifester loin de la paroi des ouvrages où le fluide ne peut pratiquement pas s'infiltrer du fait de la perméabilité négligeable du sel intact (non-endommagé) ;

7- au-delà d'un certain niveau de sollicitation, le sel se fissure. A la différence du fluage, le seuil d'endommagement du sel dépend aussi bien de la contrainte moyenne que du déviateur (comme la plupart des roches). Le risque d'endommagement est d'autant plus important que le matériau est soumis à une faible contrainte moyenne : la roche est endommagée plus facilement à la paroi d'un ouvrage que loin de la paroi ;

8- les seuils d'endommagement (microfissuration) et de rupture macroscopique (résistance maximum) du sel diminuent en présence de la saumure (Ter Heege et al, 2005 ; Pennock et al, 2006). Tout se passe comme si le matériau perdait sa capacité à mobiliser son frottement interne (Cosenza et Ghoreychi, 1999) ;

9- le comportement mécanique du sel gemme est très sensible à la température. Ce fait tient à trois facteurs :

a- les contraintes d'origine thermique sont plus fortes dans le sel que dans la plupart des géomatériaux. Cela est dû en particulier à la valeur du coefficient de dilatation thermique du sel (α proche de $4.10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$), qui est trois fois plus élevée que la moyenne des roches. Comme par ailleurs, la valeur du module d'élasticité de sel (E) est voisine de 25000 MPa, la contrainte thermique ($\sigma_{th} = E\alpha\Delta T$) générée par la variation de la température (ΔT) peut être estimée à 1 MPa/°C ;

b- la diffusion de la température est plus rapide dans le sel (et d'autres évaporites) que dans la moyenne des roches. Cela tient à la valeur de conductivité thermique du sel, voisine de $5 \text{ W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$, trois fois plus élevée que la moyenne des géomatériaux ;

c- la diminution de la viscosité du sel avec la température (évoquée plus haut).

Tout en s'accordant sur ces principaux traits du comportement thermomécanique du sel gemme, deux principaux modèles rhéologiques³ ont été proposés pour le comportement viscoplastique (fluage) de ce matériau :

³ De nombreuses variantes de modèles rhéologiques existent pour le sel mais elles s'inscrivent dans le cadre de ces deux grandes familles, en particulier « Norton ».

- 1- le modèle de Lemaitre, proposé par l'Ecole des Mines de Paris (Vouille, 1981). D'après ce modèle, le fluage du sel se ralentit dans le temps et son évolution est exprimée par une loi de puissance de temps. Ce modèle est systématiquement employé par l'Ecole des Mines de Paris pour les mines de sel, en France (Varangéville et Einville) et les cavités de stockage d'hydrocarbures. Ce type de modèle fut également utilisé, dans les années 1980, pour les Mines de sel en ex-RDA (Menzel et Schreiner, 1975 (in Hopt, 1991) ;
- 2- le modèle de Norton (dénommé également Norton-Hoff), largement utilisé pour le sel à travers le monde⁴. Ce modèle considère qu'au-delà d'une phase transitoire de courte durée, le fluage atteint un régime stationnaire (évolution linéaire).

Malgré leur différence, les deux modèles reproduisent en général bien les résultats des essais de fluage, réalisés en laboratoire. Notons qu'une légère diminution de la vitesse de fluage est parfois observée en laboratoire ou in situ, au-delà de la phase de fluage transitoire. Ce phénomène qui peut être dû à une déformation significative du sel conduisant à une modification des dimensions de l'échantillon ou de l'ouvrage, peut être absent si la géométrie de l'échantillon ou de l'ouvrage est réactualisée (approche en grandes déformations, au lieu de considérer, comme cela se fait classiquement, la configuration initiale (hypothèse de petites perturbations (HPP)).

Aussi, en dépit des controverses qui ont longtemps opposé (Berest et al, 2008) les partisans et les adversaires du concept de fluage stationnaire, nous pensons que les deux modèles s'accordent, pour l'essentiel, sur le comportement du sel gemme. Ils peuvent être utilisés, l'un ou l'autre, à condition qu'un calage préalable soit opéré, autant que possible sur les mesures in situ.

Précisons en outre que les modèles de Norton et de Lemaitre sont destinés au comportement viscoplastique du sel gemme et n'ont pas de vocation à modéliser l'endommagement et la rupture de ce matériau. Ils peuvent toutefois en donner des indications à partir de la vitesse de fluage, compte tenu du fait que des fortes vitesses de déformation conduisent, à terme, à la rupture de sel tandis que ce matériau peut se déformer sans se rompre si le fluage est lent (pour fixer les idées, une vitesse de fluage inférieure au pourcent par an (soit 10^{-10} - 10^{-9} par seconde). Il n'en demeure pas moins que les modèles viscoplastiques ne sont pas de nature à renseigner sur les aspects tels que l'extension de la zone endommagée (Excavation Disturbed Zone : EDZ) autour des ouvrages souterrains. Le recours à des modèles complémentaires peut alors être nécessaire.

⁴ C'est le cas en Allemagne (Langer, 1981) , aux Etats Unis (en particulier, par Sandia National Laboratories, dans le cadre du projet de stockage de déchets radioactifs «WIPP » (Waste Isolation Pilot Plant), au Nouveau Mexique, Etats Unis, Munson & Dawson (1982), Wawersik et al (1994), au Canada (notamment pour les mines de sel), aux pays bas (déchets radioactifs), en Angleterre (cavités de stockage) et en France, dans plusieurs études d'exploitations de sel, de cavités de stockage d'hydrocarbures et de stockage de déchets radioactifs (projets en vigueur dans les années 1980).

6.2 MODELES DE FLUAGE DU SEL DES MDPA

6.2.1 MODELE DE L'ECOLE DES MINES DE PARIS

Dans le contexte de StocaMine, c'est le modèle de Lemaitre qui a été utilisé par l'Ecole des Mines de Paris dans toutes les études géomécaniques réalisées jusqu'à présent, pour le dossier d'autorisation (Vouille, 1990) et plus récemment (Hadj Hassen et Tijani, 2006 et Haj Hassen, 2009).

Ce modèle dont l'expression est donnée ci-dessous, pour un essai de fluage, a été caractérisé par des essais de fluage réalisés par l'Ecole des Mines de Paris, en 1990, sur le sel étudié. La Figure 14 présente une comparaison entre les résultats du modèle ajusté et ceux d'un essai de fluage avec plusieurs paliers de contrainte déviatorique. On remarque le bon accord entre le modèle (trait pointillé) et l'expérience (trait plein). Les valeurs des paramètres du modèle sont données dans le Tableau 2.

$$\varepsilon_{VP} = \left(\frac{\sigma}{K} \right)^{\beta} t^{\alpha}$$

σ : déviateur de contrainte; t : temps; ε_{VP} : déformation viscoplastique caractérisant le fluage, α , β et K : trois paramètres du modèle précisés dans le Tableau 2.

Matériau	Masse volumique (Kg/m ³)	Module de Young (MPa)	Coefficient de Poisson	Résistance en compression simple (MPa)	Paramètre α	Paramètre β	Paramètre K (*)
Sel	2160	25 000	0.23	32.9	0.27	2.296	0.266
* le temps est en jour, les contraintes sont en MPa et les déformations sont en micromètre							

Tableau 2 : Valeurs des paramètres du modèle de Lemaitre et d'autres caractéristiques retenues dans les études de l'Ecole des Mines (Hadj Hassen et Tijani, 2006)

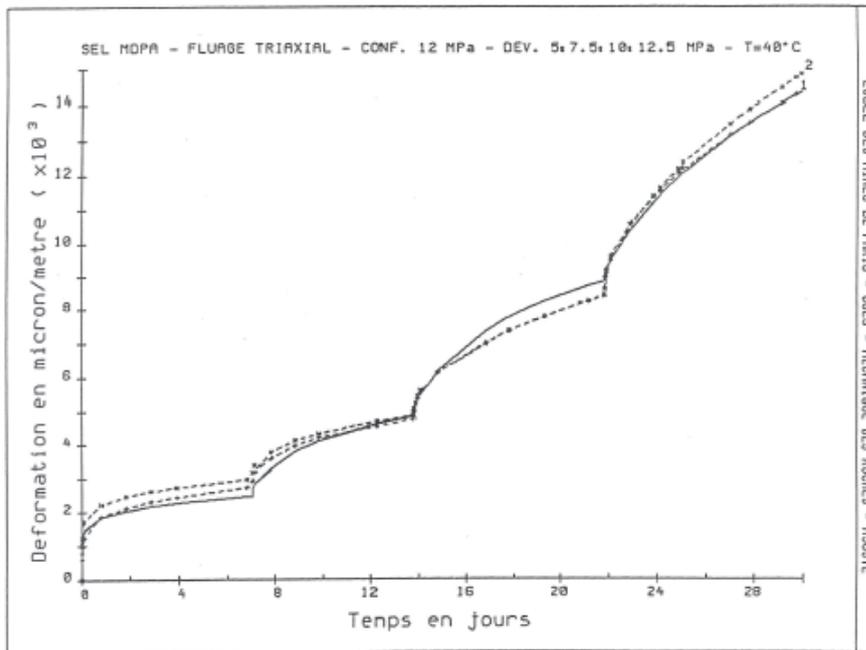


Figure 14 : Ajustement du modèle rhéologique de Lemaitre par des essais de fluage (Vouille, 1990).

Plutôt que recourir à un modèle d'endommagement, l'approche adoptée par l'Ecole des Mines de Paris pour l'évaluation de l'endommagement de sel et de la stabilité de structures souterraines consiste à vérifier a posteriori les critères suivants :

- toute apparition de contraintes de traction peut conduire à une fissuration de sel et compliquer la stabilité de l'ouvrage, à plus ou moins long terme. Ce critère est justifié par le fait que la résistance à la traction de sel (2 MPa, en moyenne, d'après les essais de laboratoire dits instantanés) est négligeable, à long terme à l'échelle de l'ouvrage ;
- la stabilité des ouvrages dans le sel est assurée tant que le déviateur de contrainte est faible. Aucune valeur seuil n'a été donnée dans les rapports de l'Ecole des Mines mais les valeurs retenues dans d'autres études réalisées par la même équipe sont comprises entre 8 et 12 MPa, selon la variété de sel et l'ouvrage. Adopter un critère en contrainte déviatorique revient à considérer, comme nous l'avons déjà précisé, que la stabilité mécanique peut être compromise par un fluage accéléré.

Ces critères, employés a posteriori à titre de comparaison, permettent de vérifier les conditions nécessaires à une initiation de l'endommagement, notamment en paroi des ouvrages. Ils ne sont pas suffisants pour estimer l'amplitude et l'extension de l'endommagement autour des ouvrages. C'est pourquoi, nous avons adopté une autre approche s'appuyant sur deux modèles distincts, d'endommagement et de fluage.

6.2.2 MODELES RETENUS PAR L'INERIS

6.2.2.1 MODELE DE FLUAGE

Notre choix se porte sur le modèle de Norton, compte tenu du fait que les convergences mesurées in situ, évoluent, comme nous l'avons vu, d'une manière quasi-linéaire, dans le temps.

Les valeurs des paramètres de ce modèle avaient été déterminées par Ahmad POUYA (1991, cf. Ghoreychi, 1991), à l'Ecole Polytechnique. Elles proviennent des essais de fluage réalisés avec différents paliers de contrainte déviatorique et de température, sur le sel de la mine Amélie aux MDPAs, dans le cadre des projets européens, en association avec l'ANDRA.

Le modèle rhéologique proposé par A. Pouya dont l'expression est donnée en Figure 15, tient compte à la fois du fluage transitoire et du fluage stationnaire. Le premier, décrit par une loi exponentielle décroissante, s'arrête au bout d'un temps relativement court (de quelques jours à quelques semaines) tandis que le second se poursuit à vitesse constante (fluage stationnaire de Norton). Les valeurs des paramètres de ce modèle et une comparaison avec les résultats des essais de laboratoire sur le sel des MDPAs sont présentés sur la Figure 15.

Compte tenu du fait que la présente étude concerne essentiellement le moyen terme et le long terme (et non la phase de creusement des ouvrages), nous n'avons retenu, dans le modèle de Pouya, que la partie décrivant le fluage stationnaire, confirmé par les mesures de convergence. Cette partie est exprimée par le modèle de Norton, caractérisé par trois paramètres dont les valeurs sont données également en Figure 15.

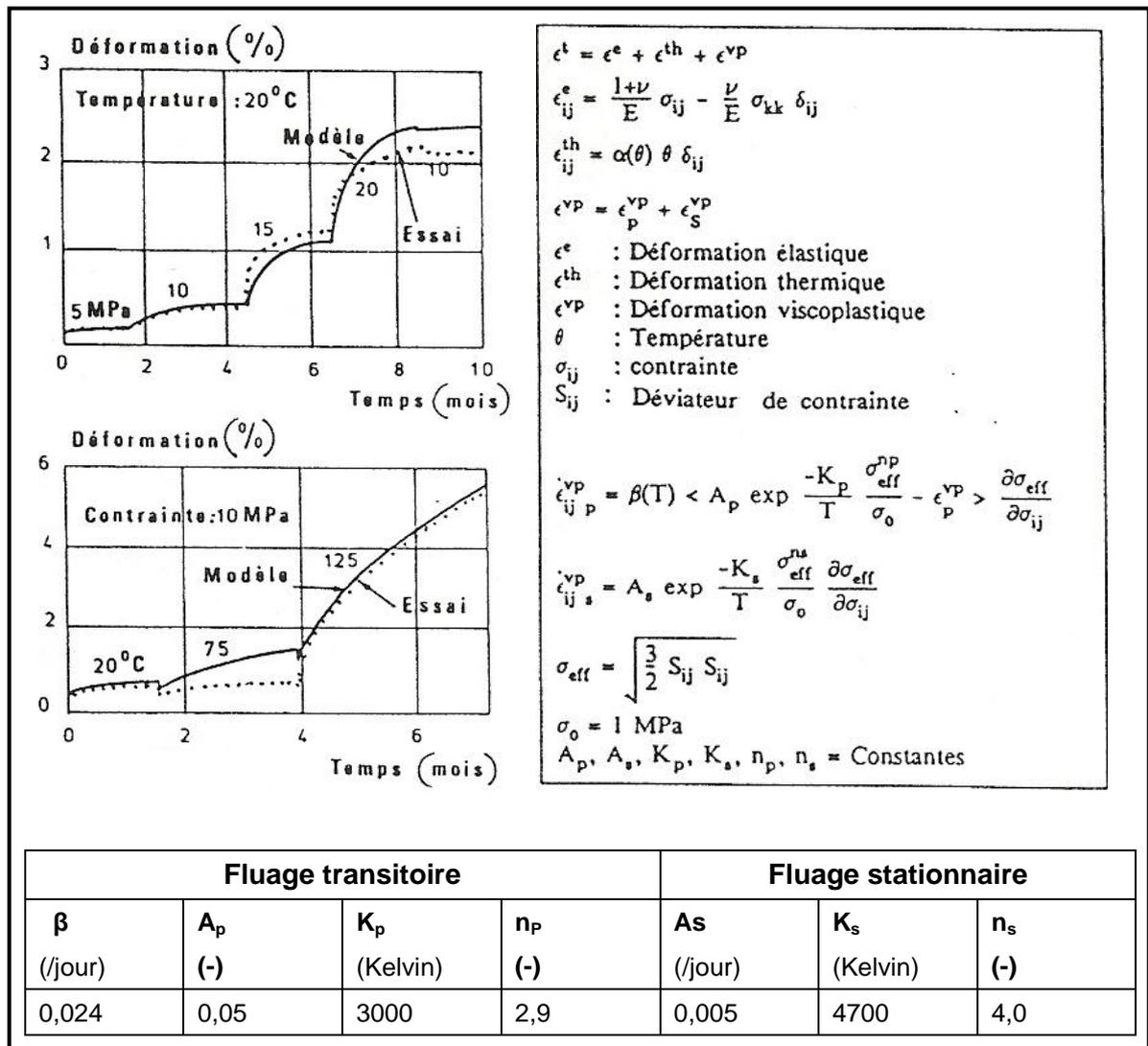


Figure 15 : Modèle rhéologique de Pouya tenant compte du fluage transitoire et stationnaire, ajustés par des essais de fluage (Ghoreychi, 1991)

Remarque : les paramètres caractérisant la diminution de la viscosité du sel avec la température (K_p et K_s dans le tableau ci-dessus) sont habituellement exprimés, dans la loi d'Arrhenius, au travers du rapport $K = Q/R$ où Q désigne l'énergie d'activation en kJ/mol et R la constante des gaz parfaits (constante de Boltzmann) $R = 8,314 \text{ J.K}^{-1}.\text{mol}^{-1}$. Ainsi, l'énergie d'activation pour le fluage transitoire et le fluage stationnaire vaut respectivement 25 et 39 kJ/mol. Dans la suite, nous allons utiliser le rapport K plutôt que le paramètre Q .

6.2.2.2 MODELE D'ENDOMMAGEMENT

Pour évaluer l'amplitude et l'extension des zones endommagées autour du stockage et des galeries d'accès, nous avons utilisé le modèle développé par Thorel, dans le cadre de sa thèse de doctorat, soutenue en 1994.

Ce modèle est destiné à l'évaluation de l'endommagement et de la rupture du sel et présente l'avantage d'être caractérisé par des essais très précis, réalisés sur le sel de la mine Amélie aux MDP. Comme pour le modèle de fluage, les valeurs des paramètres du modèle d'endommagement ont été déterminées sur des échantillons représentatifs du sel du secteur StocaMine.

Le modèle d'endommagement de Thorel est basé sur le fait qu'à la différence du fluage, l'endommagement du sel est accompagné d'une augmentation de volume (dilatance).

En effet, le sel étant constitué de cristaux d'halite, une décohésion des joints de grains se produit au cours de l'endommagement. Le matériau microfissuré occupe alors un volume plus important que le matériau intact. Cette caractéristique sert à détecter l'initiation et l'évolution de l'endommagement, pendant les essais mécaniques. Les techniques de mesure fine de variation de volume développées ces dernières décennies permettent de caractériser ce processus avec grande précision (au mm^3)⁵ : Ces dispositifs ont été développés et mis en œuvre pour les essais triaxiaux en compression ou en extension.

La rupture macroscopique de l'échantillon, quant à elle, est décelée par le pic de résistance (méthode classique) tandis que l'initiation de l'endommagement est détectée à partir du seuil de linéarité de la courbe « contrainte-déformation volumique ». L'idée est qu'en soumettant l'échantillon à un déviateur de contrainte croissant dans le temps, son volume diminue d'abord sous faible charge, du fait de la fermeture des microfissures pré-existantes et de l'élasticité du matériau. Cette diminution est alors proportionnelle au déviateur mais ce comportement linéaire s'estompe une fois la roche endommagée, sous forte contrainte. Un processus d'augmentation de volume irréversible (dilatance), révélateur de l'endommagement est alors initié lorsque la courbe « déviateur-déformation volumique » cesse d'être linéaire. Au début, l'augmentation du volume est plus faible que la diminution liée à la compression élastique mais elle devient progressivement prépondérante lorsque le volume de la roche endommagée devient plus grand que le volume initial. Cette transition est caractérisée par le seuil de contractance-dilatance qui correspond à la propagation instable des fissures.

Dans son principe, le modèle développé par L. Thorel est proche des principaux modèles d'endommagement proposés pour le sel (Cristescu, 1991 ; Hunsche, 1993 ; Campos, 1996). Ces modèles s'accordent sur le fait qu'à la différence du fluage de sel, l'endommagement et la rupture de ce matériau dépendent non seulement du déviateur de contrainte mais aussi de la contrainte moyenne (plus le sel est comprimé, moins il peut être fissuré). Par ailleurs, l'endommagement et la rupture sont plus précoces en extension qu'en compression. En fait, au cours d'un essai d'extension, tout se passe comme si l'échantillon comprimé était soumis à une traction (allongement visible sur la photo droite de la (Figure 16) alors qu'en compression triaxiale, l'endommagement et la rupture sont provoqués par le cisaillement (photo gauche de la (Figure 16). On conçoit que pour les roches, les

⁵ Il s'agit en particulier d'extensomètres différentiels du type chaînette, placés directement sur l'échantillon soumis à la pression de confinement, au sein d'une cellule triaxiale ainsi que de mesure du volume, à l'aide des contrôleurs de volume/pression du type moteur pas à pas.

seuils d'endommagement soient en général plus faibles en extension qu'en compression. Il peut être utile de rappeler ici que le concept de dilatance est aujourd'hui largement admis à travers le monde pour la modélisation des ouvrages dans le sel, en particulier pour les cavités salines de stockage d'hydrocarbures ou de déchets radioactifs mais aussi pour l'étude de la stabilité des mines de sel (Lux et al, 2000 ; Lux, 2009).

Nota : pour le sel des MDPA, les valeurs des résistances à la compression uniaxiale et à la traction sont respectivement 30 et 2 MPa. Les seuils d'endommagement en compression, en extension et en traction sont respectivement 12, 7 et 0 MPa.

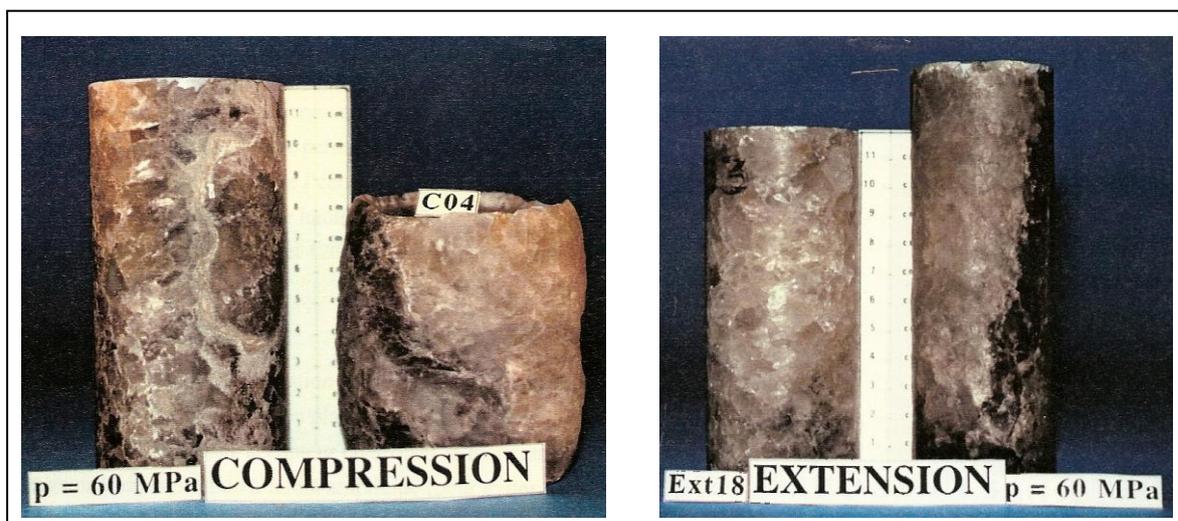


Figure 16 : Echantillons de sel des MDPA soumis aux essais triaxiaux de compression et d'extension (Thorel, 1994)

Figure 17 présente les critères d'endommagement et de rupture du sel des MDPA. L'expression mathématique⁶ du modèle de Thorel est donnée en annexe B.

⁶ Cette expression fait appel aux trois invariants du tenseur de contrainte : I_1 lié à la contrainte moyenne, J_2 lié au déviateur de contrainte et J_3 lié à la géométrie de contrainte, caractérisée par l'angle de Lode. Le modèle est élastoplastique non associé avec écrouissage. Il emploie un potentiel plastique distinct du critère d'endommagement, ce qui permet de bien reproduire la dilatance mesurée en laboratoire.

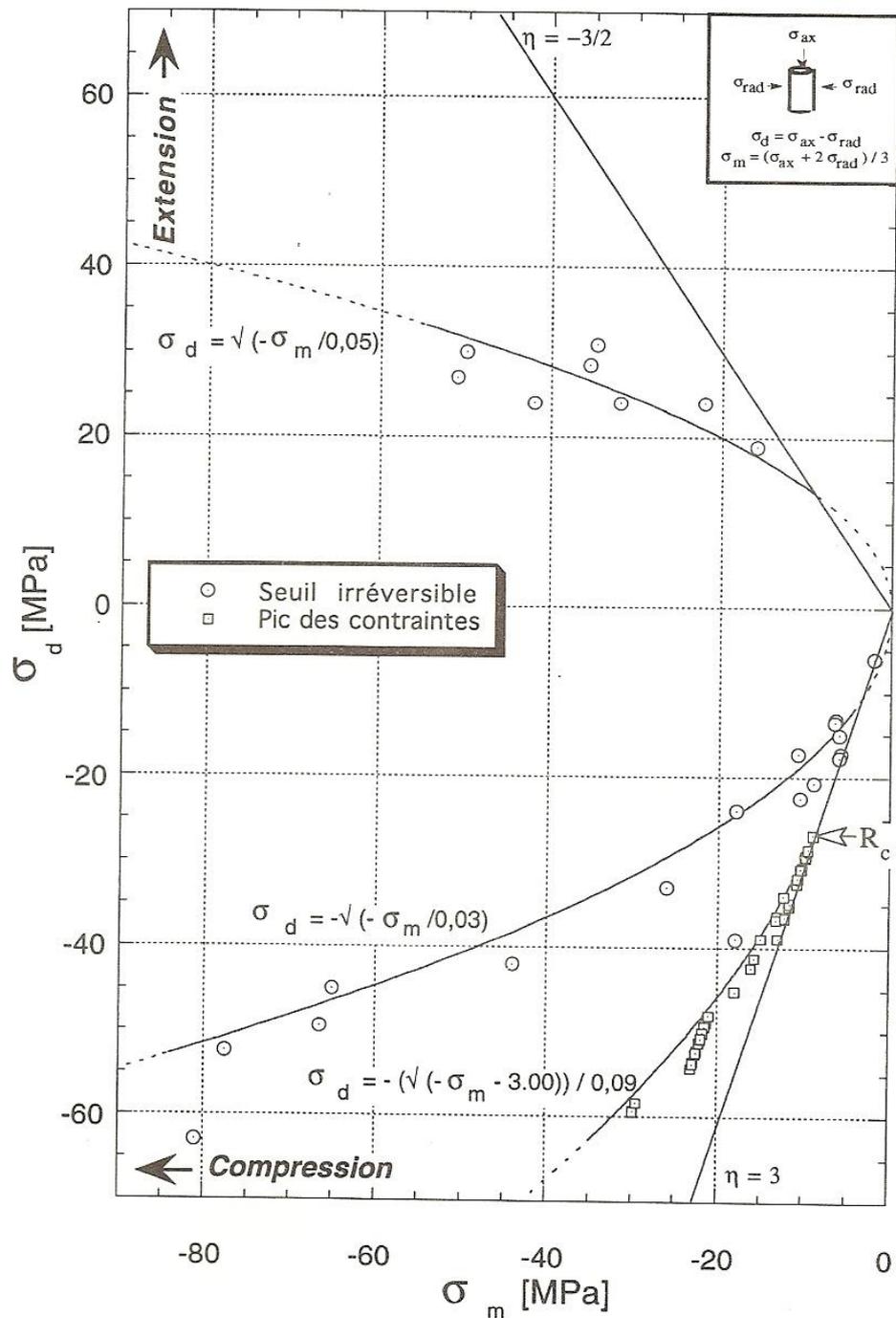


Figure 17: Critères d'endommagement et de rupture du sel des MDPA (Thorel, 1994)

7. ETUDES S'APPUYANT SUR LA MODELISATION NUMERIQUE

7.1 MODELES NUMERIQUES

Les modèles rhéologiques présentés ci-dessus ont été implantés dans les codes de calcul aux éléments finis, employés pour la modélisation du stockage et des galeries d'accès.

Deux codes de calcul ont été utilisés : « COMSOL multiphysics » pour les modélisations mécaniques et thermiques en 3D et en 2D et ponctuellement pour quelques calculs 2D, le code « VIPLEF », développé par l'Ecole des Mines de Paris. Il s'agit du même logiciel que celui utilisé par l'Ecole des Mines pour les études de StocaMine.

La Figure 18 et la Figure 19 présentent les maillages utilisés pour la modélisation du stockage (en 3D et en 2D) et les voies doubles (en 2D). Les dimensions importantes des différents modèles permettent d'intégrer les différentes structures souterraines (piliers, chambres, voies doubles) et d'imposer les conditions aux limites, loin des structures étudiées.

Les niveaux exploités, le stot présent au toit du stockage et les terrains non salifères de recouvrement sont pris en compte dans la modélisation. Ces derniers sont constitués des terrains essentiellement marneux, considérés comme pesants et souples. Des calculs préliminaires ont permis de vérifier que ces terrains qui se trouvent loin du stockage, n'influent guère sur les résultats des calculs, pourvu qu'ils soient considérés comme souples (faibles valeurs du module d'élasticité, limitées à quelques 1000 MPa).

Le champ de contraintes initiales est considéré comme isotrope et lithostatique (lié à la profondeur). Comme nous l'avons déjà précisé, cette hypothèse est justifiée dans les gisements de sel en couches, stables d'un point de vue géologique.

7.2 DIFFERENTES ETAPES DE L'ETUDE

L'étude réalisée qui s'appuie sur la modélisation numérique a comporté les étapes suivantes :

- 1- calage du modèle de fluage (loi rhéologique de Norton) sur les mesures de convergence, réalisées dans le stockage de StocaMine ;
- 2- prévision du fluage à moyen terme et à long terme du stockage et des galeries d'accès, à l'aide du modèle ainsi ajusté ;
- 3- évaluation de la stabilité du stockage, des ouvrages d'accès et des stots, dans le temps, sur la base de la modélisation d'endommagement des ouvrages (à l'aide du modèle d'endommagement de Thorel) ;
- 4- modélisation thermique du massif suite à l'incendie du bloc 15, par des calculs de la diffusion transitoire de la température ;
- 5- évaluation de l'endommagement du toit induit par l'incendie, à partir d'une modélisation thermomécanique transitoire avec le modèle d'endommagement de Thorel ;
- 6- évaluation de la compaction résiduelle des terrains foudroyés ;

7- évaluation de l'incidence de l'ennoyage sur le fluage des ouvrages et la compaction résiduelle des terrains foudroyés.

Ces études sont motivées par trois objectifs :

- 1- renseigner sur la durée de la période au cours de laquelle le site de stockage peut demeurer stable et accessible, d'un point de vue notamment d'un déstockage de déchets, cette possibilité pouvant être compromise par des instabilités mécaniques et/ou un fluage important du sel ;
- 2- évaluer les vitesses de fluage du stockage, des galeries et des terrains foudroyés, à deux stades : avant l'ennoyage, afin de préciser la durée de l'ennoyage (liée au volume des vides qui diminue du fait du fluage) et après l'ennoyage où le fluage est susceptible de conduire à un transport de saumure et de polluants vers l'extérieur ;
- 3- évaluer la stabilité du stot de séparation du secteur Ouest, d'un point de vue de la possibilité d'une communication hydraulique entre les mines Amélie et Marie-Louise. En effet dans l'hypothèse d'un stot de séparation intact entre les deux mines, le secteur Ouest est accessible par 5 puits (Amélie 1, Amélie 2, Joseph, Else et Max), alors qu'il est en communication avec l'extérieur à travers 15 puits, si l'étanchéité du stot n'est pas assurée. Ce point revêt donc une importance majeure, dans le contexte de l'ennoyage et du transport de fluides.

Figure 18 : Modélisation 3D du stockage de StocaMine

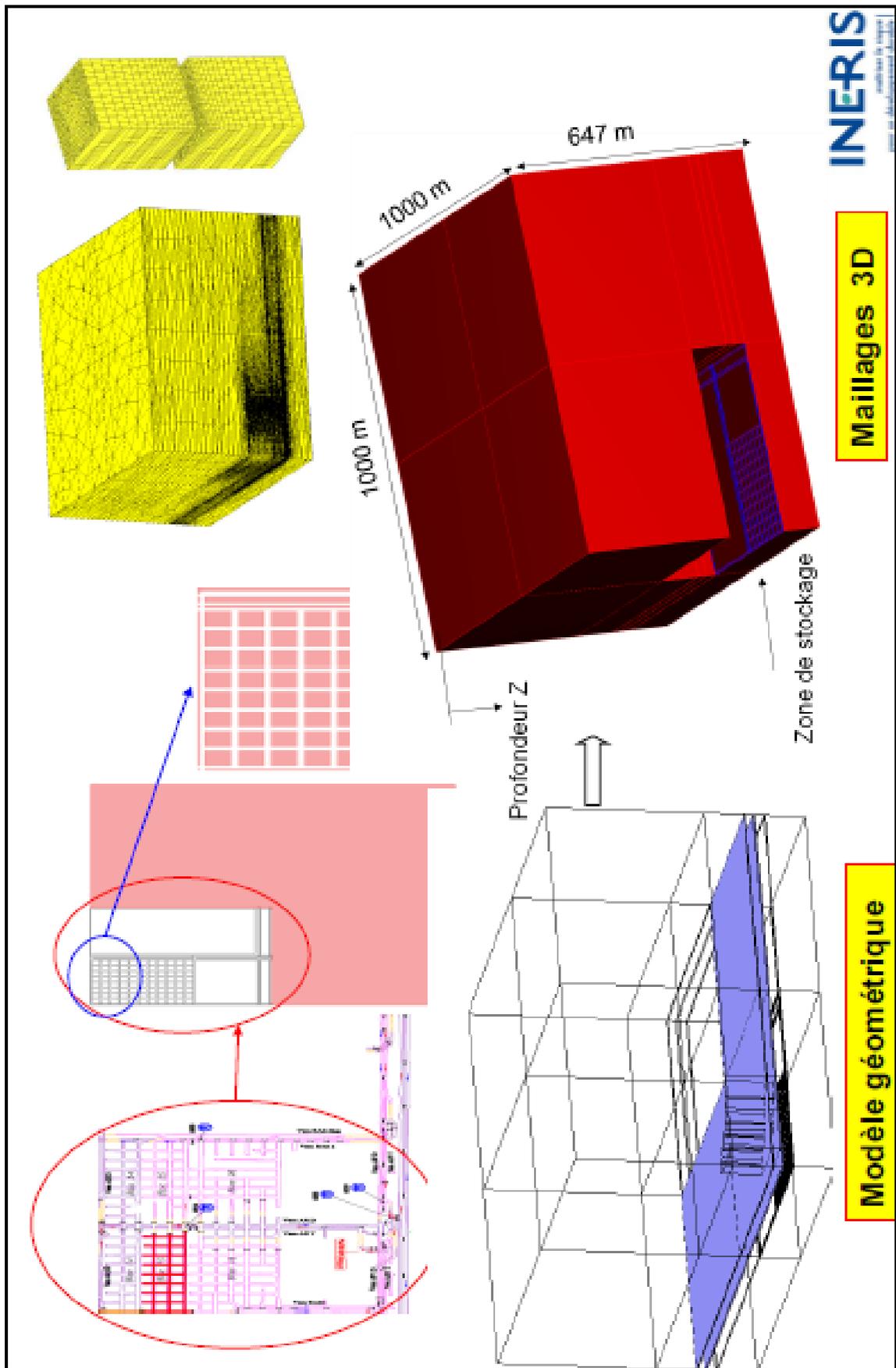
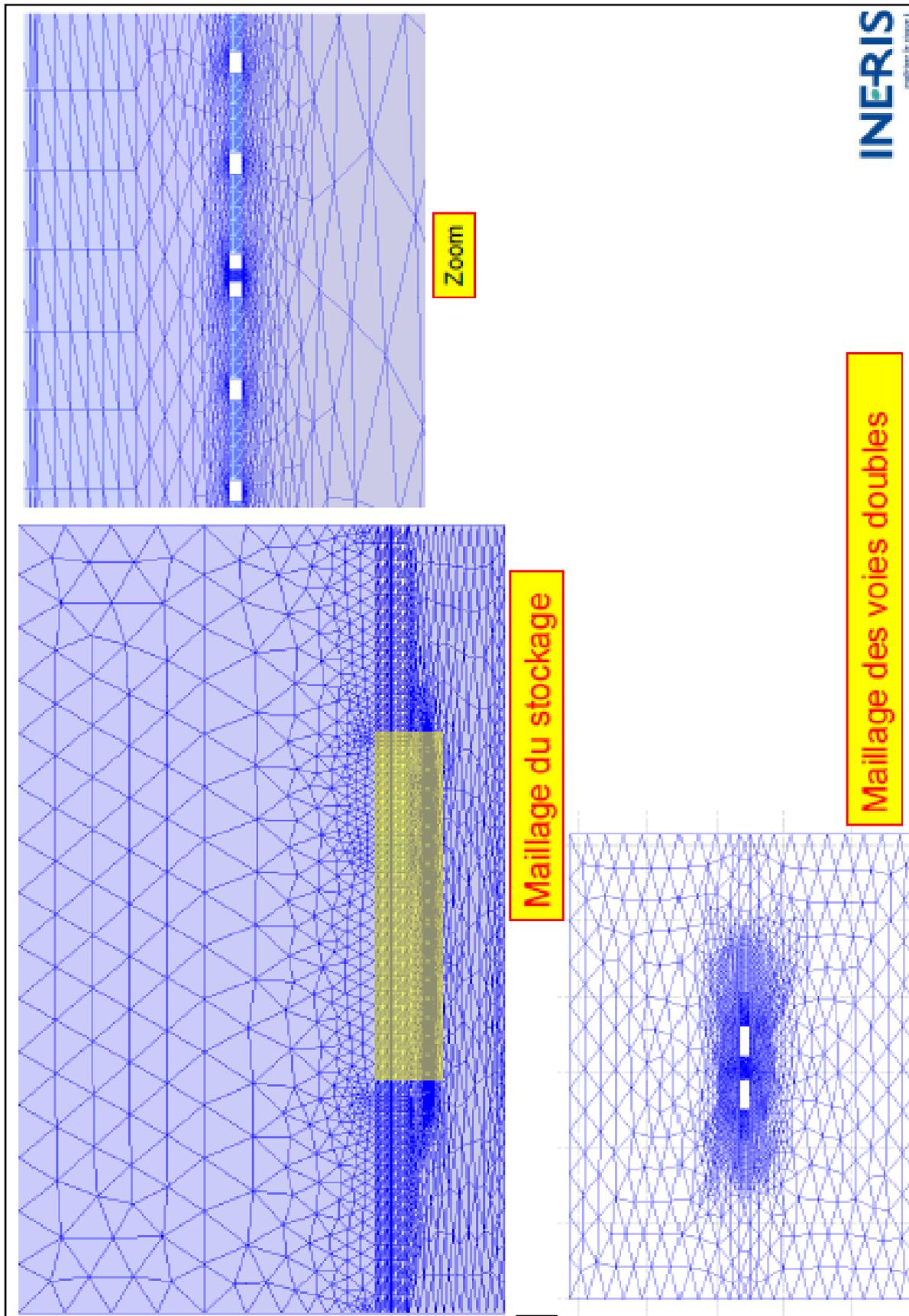


Figure 19 : Modélisation 2D du stockage de StocaMine



7.3 AJUSTEMENT DU MODELE DE FLUAGE SUR LES MESURES IN SITU

Préalablement à toute analyse prédictive à long terme, nous avons estimé nécessaire de confronter les résultats du modèle aux convergences mesurées sur le site de StocaMine. Même si le modèle de fluage retenu est celui de Norton, les deux modèles déjà présentés et caractérisés, tous les deux, par des essais de laboratoire sur le sel des MDPA ont été comparés aux mesures in situ : le modèle de Lemaitre développé par l'Ecole des Mines de Paris et le modèle de Norton développé par l'Ecole Polytechnique.

Les résultats apparaissent sur la Figure 20 : Calage du modèle de fluage sur les mesures de convergence du stockage de StocaMine qui présente l'évolution de la convergence verticale entre le toit et le mur, dans la zone centrale du stockage.

On remarque que les prévisions des deux modèles sont très proches, d'un point de vue quantitatif (en noir pour le modèle de Lemaitre et en vert pour celui de Norton), à l'échelle d'un siècle et ce en dépit de leur différence. Leurs prévisions sont toutefois inférieures aux convergences mesurées (les bornes supérieure et inférieure apparaissant en bleu correspondant à plus ou moins un écart-type de la valeur moyenne sont extrapolées à un siècle).

Ces écarts ne sont pas surprenants et spécifiques au site étudié : les modèles sont ajustés en laboratoire sur des échantillons qui ne sont pas nécessairement représentatifs du massif rocheux, affecté par des hétérogénéités, des impuretés et de la fissuration. Un ajustement in situ s'impose donc autant que possible.

Cela a été fait pour le modèle de Norton, en ajustant la valeur d'un seul paramètre (A), dans l'expression ci-après. Ce traitement nous a conduit à retenir une valeur de vitesse de référence (A) de 0,022 au lieu de 0,005 J⁻¹, valeur obtenue en laboratoire. Les deux autres paramètres du modèle restent inchangés⁷.

⁷ La valeur retenue pour l'exposant de contrainte (n = 4) est nettement plus faible que celle qui peut être déduite des résultats des essais de fluage, donnés dans la thèse de G. Vigier (1981) et cités dans les différents rapports d'études de StocaMine. D'après ces résultats, la vitesse de fluage est multipliée par 4 si le déviateur passe de 16,5 MPa à 14 MPa. L'exposant de contrainte qu'on peut déduire de ces données est de 8,5 valeur irréaliste car trop élevée pour le sel ! Cela est probablement dû à la précision insuffisante des essais et des mesures réalisés avec la technologie d'il y a 30 ans. On a déduit de ces résultats des conclusions rapides et discutables sur la fermeture des voies à différentes profondeurs (par exemple, transposition directe des vitesses de fluage ci-dessus aux vitesses de convergence des voies à 750 m et 600 m, en considérant les déviateurs indiqués !)

Précisons en outre que la valeur de l'exposant de contrainte, obtenue par l'Ecole des Mines pour le modèle de Lemaitre est, comme il est logique, proche de celle du fluage primaire, dans le modèle de Pouya (entre 2 et 3 pour les deux modèles). Aussi, la valeur de l'exposant de 4, retenue pour le fluage stationnaire du sel des MDPA nous semble raisonnable. De même, la valeur de la constante de la loi d'Arrhenius (B), de 4700 K se trouve dans la moyenne des valeurs qu'on retrouve couramment dans la littérature traitant du sel gemme (en général, 3000 à 6000 K).

A noter que pour une profondeur donnée, la température du massif est constante et le terme $A \exp(-B/T)$ devient constant. La température naturelle du massif étant de 35 °C (308 K) au niveau de StocaMine, ce terme vaut $0,022 \cdot \exp(-4700/308) = 5,2 \cdot 10^{-9}$ j ou $1,9 \cdot 10^{-6}$ année⁻¹. En se référant à l'indice de fluage défini par G. Vouille, à l'Ecole des Mines de Paris, il s'agit de calculer la vitesse du fluage avec une valeur de contrainte déviatorique de 10 MPa, on obtient ainsi $1,9 \cdot 10^{-6} \cdot 10^4 = 1,9 \cdot 10^{-2}$ soit 1,9% par an ce qui signifie que le sel des MDPA se trouve dans la « moyenne » des variétés de sel, d'un point de vue de l'aptitude au fluage.

Le Tableau 3 présente les valeurs retenues des paramètres du modèle de Norton ainsi ajusté et introduit dans les codes de calcul.

La modélisation a ensuite été réalisée en adoptant deux hypothèses :

- les petites perturbations (HPP), hypothèse classique consistant à considérer que les déformations se définissent par rapport à la configuration initiale non déformée (déformations linéarisées) ;
- en transformations finies, consistant à tenir compte des termes quadratiques qui peuvent être non négligeables, en grandes déformations et les déformations se définissent par rapport aux configurations réelles déformées.

Ces deux hypothèses conduisent à des résultats pratiquement identiques tant que les déformations sont de faible intensité (une dizaine de pourcents de convergence, pour fixer les idées) mais l'écart devient significatif pour des ouvrages très déformés. Cette tendance est bien visible sur la Figure 20 où les convergences prédites par le modèle en grande déformation (en pointillé rouge) sont plus faibles que celles calculées en petites déformations (courbe rouge, trait plein).

Il faut se garder de comparer les résultats du calcul en grandes déformations (pointillé rouge) avec les mesures de convergence extrapolées (bleu) sans réactualiser les distances entre les repères. Ce traitement ne présente pas d'intérêt aujourd'hui tant que les déformations sont faibles mais peut être nécessaire dans l'avenir, au cas où les mesures se poursuivraient.

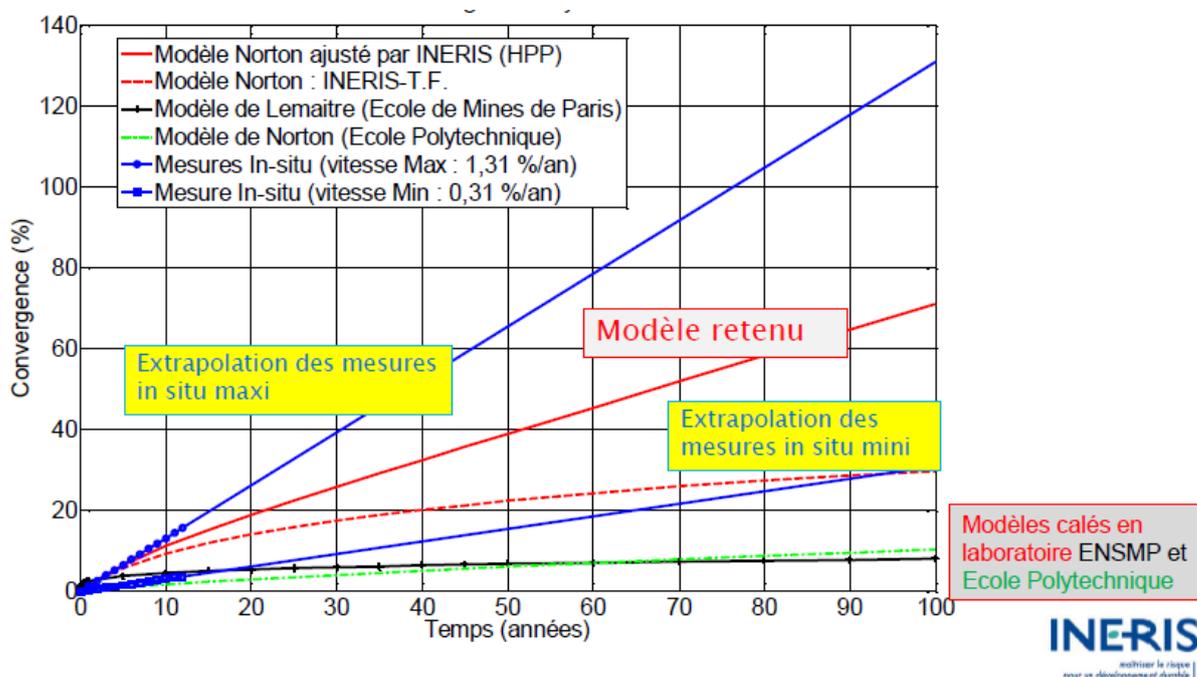


Figure 20 : Calage du modèle de fluage sur les mesures de convergence du stockage de StocaMine.

$$\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{vp} = A \exp(-B/T) (Q/Q_0)^n \frac{\partial Q}{\partial \underline{\underline{\sigma}}}$$

$\dot{\underline{\underline{\varepsilon}}}^{vp}$ = vitesse de déformation viscoplastique, Q : déviateur de contrainte (contrainte effective de Mises, en MPa)

A, B, n : paramètres du modèle ; $Q_0 = 1$ MPa

Paramètres élastiques		Paramètres viscoplastiques (modèle de Norton)		
E : Module de Young MPa	Coefficient de Poisson (-)	A (/ jour)	B (Kelvin)	n (-)
25000	0,25	0,022	4700	4,0

Tableau 3 : Modèle de fluage retenu par l'INERIS, ajusté par des mesures in situ.

7.4 FERMETURE PROGRESSIVE DU STOCKAGE

La Figure 23 présente les résultats de la modélisation, relatifs à l'évolution dans le temps de la descente du toit du stockage, liée au fluage. Il s'agit d'une coupe SW-NE (A-A) passant par les chambres et les piliers.

L'amplitude du déplacement oscille le long de la coupe et varie d'une allée à l'autre. Elle est plus faible aux extrémités SW et NE qu'au milieu du stockage (comme pour les mesures in situ).

Le Tableau 4 donne les valeurs des vitesses de convergence calculées aux quatre positions des mesures de convergence, aux cotés Est et Ouest de chacun des deux blocs voisins centraux (12-22 ou 13-23). Pour chaque position, sont données les vitesses de convergence verticale, au milieu de l'allée et au bord du pilier. Les valeurs moyennes de la vitesse de fluage au milieu de l'allée, au bord des piliers et globalement pour tout le stockage sont respectivement de 0,83 ; 1,04 et 0,94 % par an, valeurs très proches de celles des mesures in situ.

	Blocs 12 et 13		Blocs 22 et 23	
	Coté Ouest	Coté Est	Coté Ouest	Coté Est
Milieu de l'allée	0,60	0,85	1,12	0,73
Bord du pilier	0,80	1,14	1,16	1,04

Tableau 4 : Vitesses de convergence (en % par an), obtenues par le modèle numérique du stockage.

Les écarts entre les vitesses de convergence, constatés dans le Tableau 4, apparaissent également à travers l'amplitude des déplacements sur la *Figure 21*. Les résultats relatifs à 50 ans et à 100 ans après le creusement n'ont de sens que pour la partie non occupée par les déchets. **En prenant une valeur de hauteur du vide de 0,8 m, dans la partie occupée par les déchets, la modélisation indique que le contact entre le toit et les déchets peut intervenir, en moyenne, une trentaine d'années après le creusement des ouvrages. Ce temps est proportionnel à la hauteur du vide et varie d'un bloc à l'autre.**

Soulignons en plus que cette prévision est basée exclusivement sur le fluage du sel mais ne prend pas en compte le décollement des bancs qui peut amplifier le déplacement du toit. Ce phénomène, effectivement constaté au fond, tient à la présence de nombreux intercalaires marno-anhydritiques qui se comportent comme des joints. Leur comportement est gouverné par leurs propriétés mécaniques en particulier, la cohésion et l'angle de frottement interne, caractéristiques qui peuvent évoluer dans le temps et dans l'espace et qui sont très difficiles à déterminer in situ. Nous reviendrons plus loin sur le décollement des bancs mais soulignons à nouveau que l'évolution linéaire des déplacements mesurés in situ aussi bien verticalement qu'horizontalement résultent bien du fluage et non du décollement des bancs. Nous pensons que ce dernier devrait se traduire, sur des mesures in situ, par des sauts de déplacement et influencer ensuite sur la vitesse de convergence.

Il n'en demeure pas moins que les déplacements mesurés in situ ou calculés à l'aide des modèles numériques sont incontestablement plus faibles que des grands déplacements liés au décollement, visibles localement sur le site. De ce point de vue, les prévisions du modèle quant à la fermeture différée du stockage est certainement optimiste notamment dans les zones affectées par le décollement du toit. C'est en particulier le cas des blocs situés à -25 m du niveau de foudroyage.

En se basant sur les différentes valeurs des vitesses de convergence verticale, mesurées dans chaque bloc, nous avons calculé le temps nécessaire au contact entre le toit et les déchets, en prenant une hauteur de l'espace vide de 0,8 m quelle que soit la hauteur initiale de la galerie. Les résultats sont présentés sur la *Figure 22*. Malgré la dispersion des valeurs, l'essentiel des points indique un temps de contact entre 10 et 30 ans, à compter du début 2011 (en moyenne 20 ans), pour une hauteur de vide de 0,8 m et sans prendre en compte la chute du toit liée à un décollement. Cette remarque concerne en particulier le bloc 15 affecté à la fois par le décollement d'un toit très lité et par les sollicitations thermiques induites par l'incendie (aspect étudié plus loin).

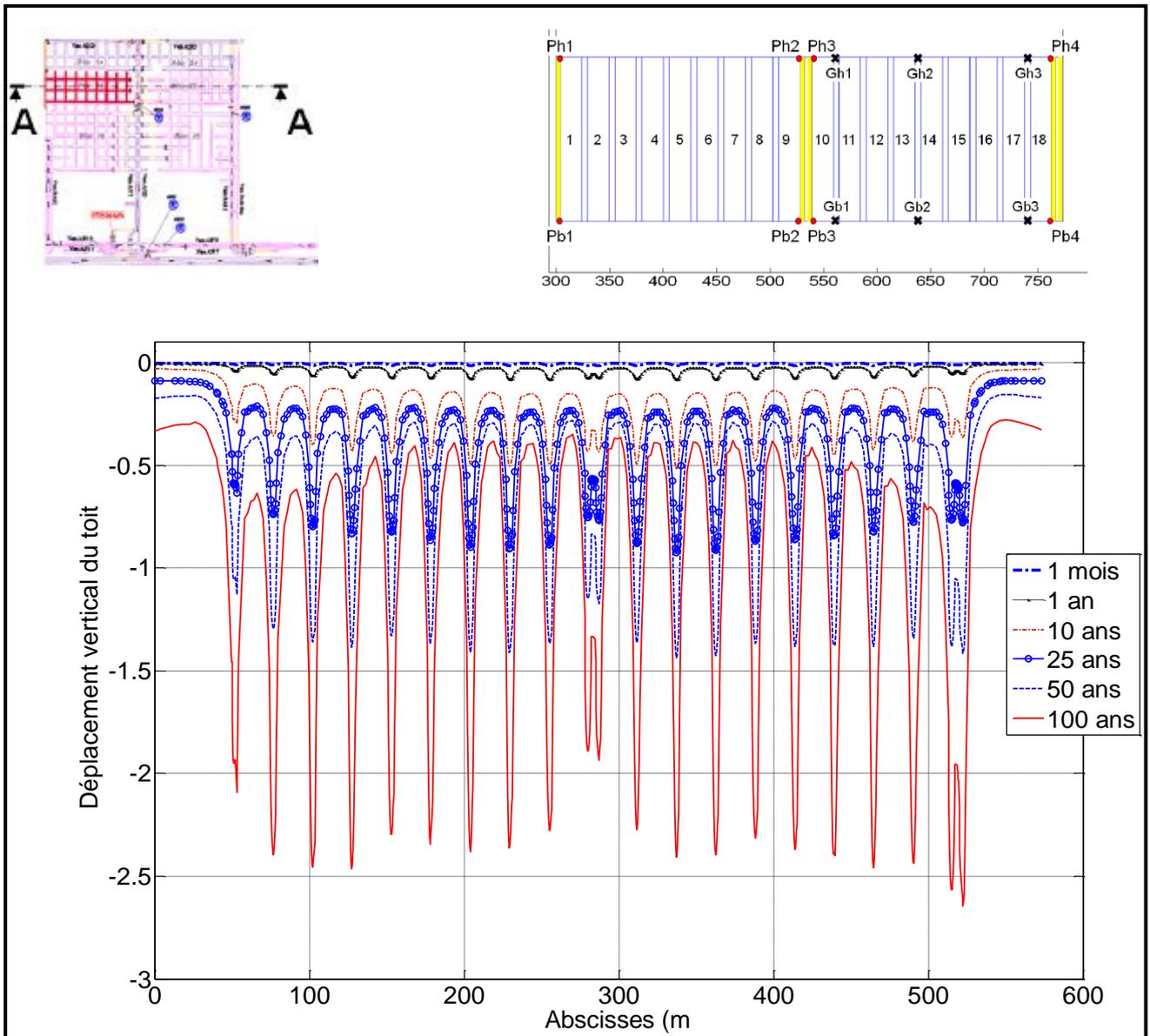


Figure 21: Coupe SW-NE de la décente progressive du toit du stockage (modélisation du fluage, déplacements en m).

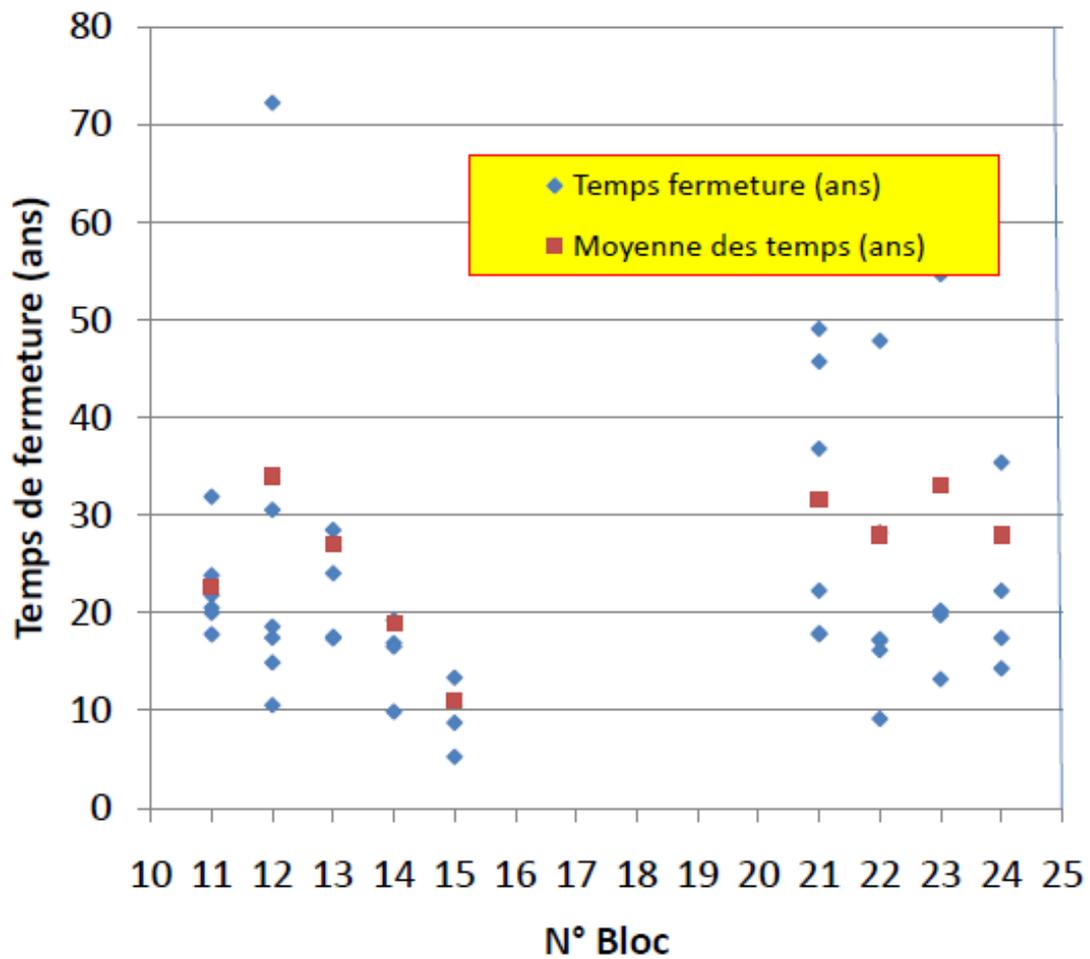


Figure 22 : Estimation du temps de fermeture des différents blocs (temps comptés à partir du début 2011, prévision basée sur une hauteur du vide de 0,8 m).

7.5 CONVERGENCE DES GALERIES D'ACCES

La Figure 21 montre l'évolution de la convergence verticale des voies doubles, situées au niveau du stockage (550 m de profondeur). Cette évolution est donnée pour deux sections : au milieu des voies (en rouge) et au droit du pilier (en bleu). Quelle que soit la section, l'évolution de la convergence est naturellement linéaire, en petites déformations (à gauche) mais elle ne l'est plus en grandes déformations, en présence d'une forte convergence. **On retient une valeur de vitesse de convergence verticale de 0,9% par an, au milieu des voies doubles, soit la même que pour le stockage, en moyenne** (c'est une coïncidence ! d'autres dimensions des voies ou du pilier auraient conduit à d'autres valeurs). A partir de cette valeur, nous avons calculé la vitesse de convergence des voies doubles situées à différentes profondeurs. Ce calcul est réalisé aisément à l'aide de la loi de Norton et des valeurs des paramètres données précédemment dans le Tableau 3 (section 7.3). Dans ce cas, seuls deux facteurs sont à considérer :

- la profondeur qui intervient par une puissance de 4 (la vitesse de convergence est multipliée par 16 si la profondeur est doublée) ;
- la température absolue (T) qui agit par le biais du terme $\exp(-4700/T)$. Nous avons considéré que la température naturelle du massif est de 35 °C à 550 m (valeur mesurée in situ, à l'occasion des expérimentations thermomécaniques conduites par l'Ecole Polytechnique, dans les années 1980-1990) et de 50 °C à 1000 m de profondeur.

Les vitesses de convergence ainsi calculées ont été utilisées pour estimer le temps nécessaire à la fermeture des voies doubles, à différentes profondeurs. Les résultats sont présentés sur la Figure 22.

Cette estimation est sans doute approchée du fait de l'influence de plusieurs facteurs allant dans les sens opposés et dont l'effet conjugué est difficile à évaluer :

- la grande déformation des voies, responsable d'une diminution progressive de la vitesse de convergence (comme le montre la Figure 21) ;
- le déplacement des parements (pilier et massif) dans les voies (voir la déformée du contour des voies sur la Figure 22) qui conduit progressivement à un contact partiel « toit-mur-parements », phénomène difficile à modéliser⁸ ;
- les phénomènes d'instabilité, susceptibles d'avoir lieu progressivement après une déformation importante du toit : décollement et chute du toit, soufflage du mur, écaillage des parements ;
- le foisonnement de la roche fissurée ou fracturée ;

⁸ Le calcul se poursuit sans restriction de déplacements : le toit peut s'introduire dans le mur, les parements peuvent se croiser... Ces situations irréalistes peuvent théoriquement être évitées dans certains codes de calculs performants, à l'aide de traitements numériques spécifiques. C'est le cas du code COMSOL utilisé ici mais ce traitement est lourd et pas toujours concluant.

- la pression développée progressivement en cas d'une chute de blocs comprimés par la convergence des voies (scénario étudié en annexe C)

Faute d'une connaissance suffisante de l'ensemble de ces processus et compte tenu de la complexité de leur modélisation, nous avons préféré procéder à une estimation simple du temps de fermeture des voies à partir de la vitesse de convergence. Les résultats en sont présentés sur la Figure 22 qui fait apparaître un temps de fermeture voisin d'un siècle pour les voies à 550 m de profondeur. Ce temps n'est que de quelques années à 1000 m de profondeur.

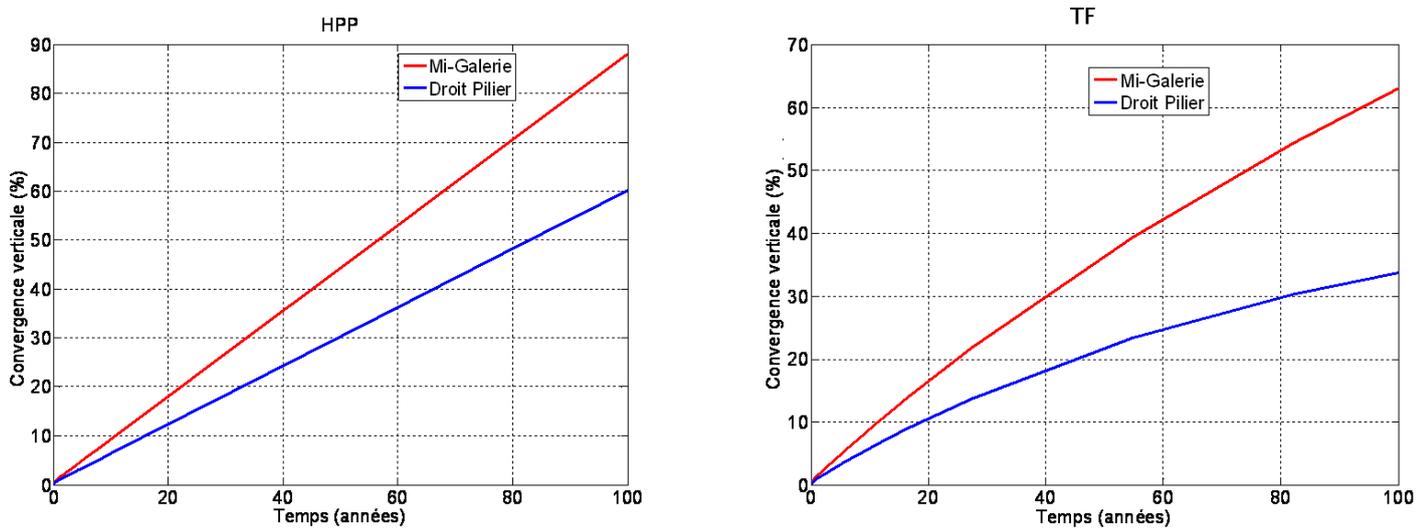


Figure 21 : Evolution de la convergence des voies doubles à 550 m de profondeur
(à gauche : calcul en petites déformations, à droite : calcul en grandes déformations)

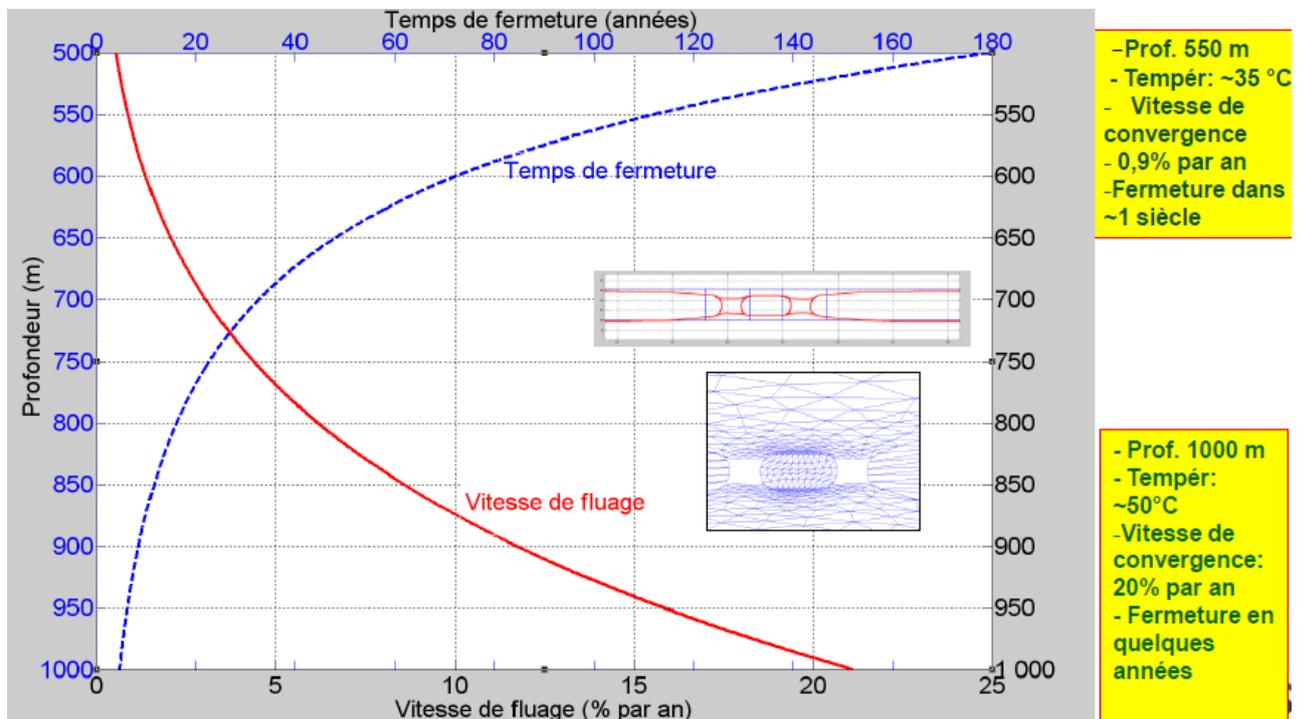


Figure 22 : Estimation du temps de fermeture des voies doubles en fonction de la profondeur.

Remarque sur le gradient géothermique aux MDPA

En ce qui concerne l'évolution de la température du massif avec la profondeur, les MDPA (cf. note de Lourdel) proposent la relation suivante $\theta(P) = 17 + P/27$ où θ et P désignent respectivement la profondeur en θ et la température en $^{\circ}\text{C}$. Cette relation est valable dans le sel et ne doit pas être extrapolée jusqu'à la surface du sol, ce qui conduirait à une température moyenne trop élevée de 17°C . Dans cette relation, le gradient géothermique vaut $1/27 = 0,037^{\circ}\text{C/m}$ soit $3,7^{\circ}\text{C}$ tous les 100 m. C'est une valeur proche de la valeur moyenne de 3°C , généralement adoptée mais s'avère relativement élevée dans le sel, matériau dont la conductivité thermique élevée (voisine de $5 \text{ W}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{K}^{-1}$) conduit en principe à des gradients géothermiques faibles (par exemple, le gradient géothermique dans la formation salifère de Bresse est de $1,7^{\circ}\text{C}$ tous les 100 m). L'existence d'un fort gradient géothermique est connu dans le fossé rhénan (fort flux géothermique) où son maximum dépasse $6^{\circ}\text{C} / 100 \text{ m}$, à Pechelbronn (d'où le projet géothermie à Soultz-sous-forêts).

D'après la relation ci-dessus, la température du massif est de 37°C à 550 m de profondeur et de 54°C à 1000 m. On retrouve au degré près, la valeur de 35°C mesurée dans le passé lors des expérimentations in situ liées aux programmes européens. Ces expérimentations étaient réalisées à 520 m de profondeur.

7.6 COMPACTION RESIDUELLE DES TERRAINS FOUROYES

Les problèmes évoqués ci-dessus pour estimer la convergence à long terme des galeries affectées par des instabilités mécaniques, existent également pour la modélisation à long terme des éboulis de foudroyage. Il n'existe, à notre connaissance, pas de modèle de compaction à long terme du foudroyage des terrains salifères.

On peut a priori penser que, malgré la taille importante des blocs et des vides résultant d'un foudroyage, la compaction est qualitativement similaire à celle des matériaux broyés ou granulaires, voire des remblais dont la déformabilité diminue d'une manière non linéaire, au fur et à mesure de la compaction (diminution de la porosité).

Les résultats des essais œdométriques réalisés sur ce type de matériaux suggèrent un modèle reliant l'indice des vides à l'état de contrainte, et ce d'une manière non linéaire, de façon à rendre compte de l'augmentation progressive de la raideur avec la compaction. La relation la plus classique est la diminution linéaire de l'indice des vides avec la logarithme de la contrainte (relation œdométrique). La pente de la droite est donnée par les conditions aux limites : l'indice des vides initial à contrainte nulle et l'état de contrainte correspondant à un indice des vides nul (compaction parfaite).

La hauteur d'une taille étant négligeable devant les autres dimensions, l'image d'une compaction œdométrique semble plausible. La variation du volume des vides est alors égale à la déformation verticale tandis que la déformation horizontale est nulle. Cette image implique l'égalité entre la contrainte verticale dans les éboulis de foudroyage avec la contrainte verticale régnant dans le massif, à la profondeur de l'exploitation (condition d'équilibre statique), alors que la contrainte horizontale augmente progressivement au cours de la compaction.

Ce type de modélisation simplifiée a été déjà fait par l'Ecole des Mines de Paris et les résultats en sont présentés dans le rapport de Combes et Ledoux (1996) sur l'étude hydrogéologique réalisée pour le dossier d'autorisation de StocaMine.

Les auteurs ont procédé à une prédiction de l'évolution du volume des vides dans le temps, basée sur la courbe de la Figure 23.

Le modèle et ses paramètres ne figurant pas dans le rapport de Combes et Ledoux, nous avons interrogé l'Ecole des Mines (Faouzi Hadj Hassen, auteur des rapports sur les études géomécaniques de StocaMine, en 2006 et 2009) à ce sujet, qui nous a fait part d'une note présentée en annexe D.

D'après cette note, une relation non linéaire (en puissance de contrainte) est adoptée par l'Ecole des Mines, pour des études menées dans les cas des houillères de Lorraine et du bassin ferrifère lorrain. Cette relation ne tient pas compte du fluage du sel.

Aussi, en l'absence d'une vérification expérimentale de ce modèle sur le sel, nous avons préféré nous appuyer sur les données d'affaissement des MDPAs plutôt que sur une modélisation.

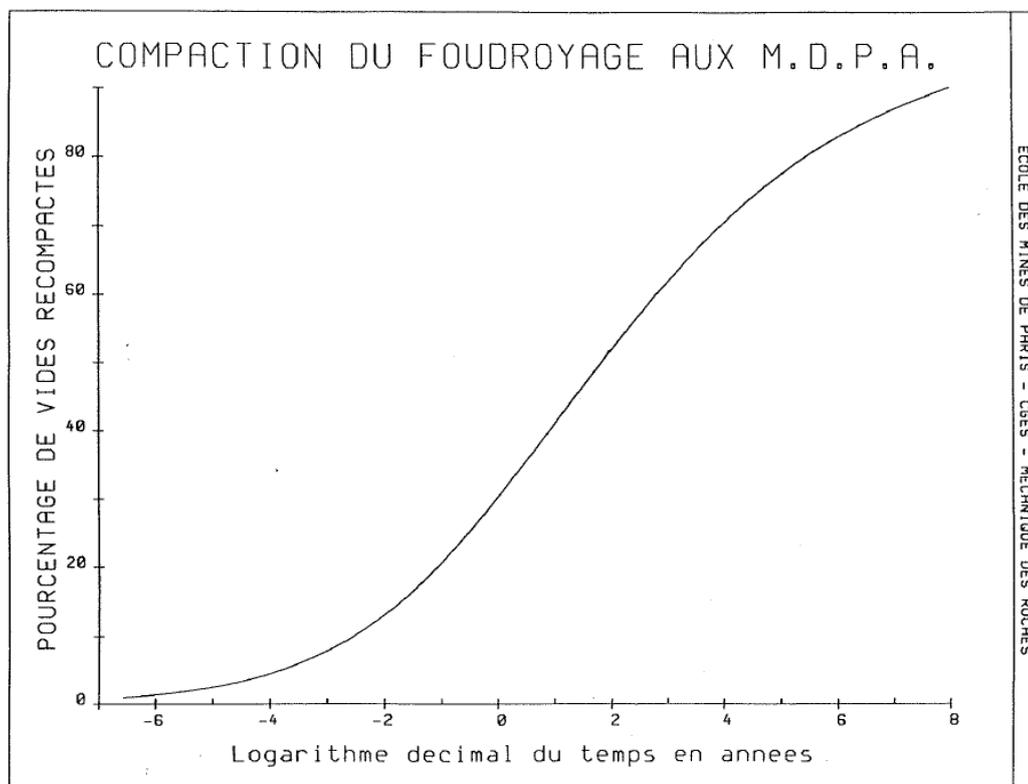


Figure 23 : Prédiction de la compaction résiduelle des terrains de foudroyage par l'Ecole des Mines de Paris (Rapport de Combes et Ledoux, 1996)

7.6.1 VITESSE DE COMPACTION DEDUITE DE L'AFFAISSEMENT

Six courbes d'affaissement de la surface sont présentées dans le mémoire 5 de StocaMine, dédié à l'affaissement. Elles figurent en annexe E. Des exemples sont donnés sur la Figure 24 et la Figure 25. On reconnaît, sur la Figure 24, la forme classique en S mettant en évidence un affaissement rapide lié à l'exploitation et au foudroyage, suivi d'une évolution lente dans la phase d'affaissement résiduel. Les courbes disponibles correspondent à une période d'environ dix ans après l'exploitation. L'affaissement résiduel est quasi-linéaire pour l'ensemble des courbes. Sa vitesse est voisine de 1 cm par an, quelle que soit la courbe. Cette même vitesse se déduit également des courbes d'affaissement présentées dans le rapport du BRGM, en annexe du mémoire 5 et présentée ci-après en Figure 25. Ces mesures correspondent au secteur de Reiningue, situé au sud de StocaMine. Le plan du fond en Figure 26 indique que seule la couche inférieure a été exploitée dans ce secteur. L'ouverture du vide était donc de 4 m.

La Figure 26 montre également que pour les 4 secteurs dont les courbes d'affaissement figurent dans le Mémoire 5 (Reiningue, Raedersheim, Bollwiller et Pulversheim), seul à Pulversheim, les deux couches de potasse ont été exploitées. La hauteur du vide varie donc de 4 à 5,5 m selon le secteur, ce qui compte tenu de la vitesse d'affaissement de 0,7 à 1 cm/an revient à une vitesse relative de 0,1 à 0,2 % par an. Par ailleurs, la profondeur de l'exploitation varie de 500 à plus de 1000 m, pour les différents secteurs, comme le montre le plan du fond de la Figure 27, donnant les cotes NGF du fond (la surface du sol se trouve en moyenne à 250 m NGF).

Nous pensons que la faible variation des vitesses d'affaissement résiduel s'explique par l'état de compaction avancé des terrains de foudroyage. En effet, l'essentiel de l'exploitation est surcritique (extension supérieure à la profondeur) et la contrainte verticale s'équilibre rapidement avec le poids du recouvrement alors que la contrainte horizontale augmente progressivement au cours de la compaction. L'écart entre les contraintes verticale et horizontale (déviateur) diminue donc avec le temps et l'influence de sa variation à différentes profondeurs se fait de moins en moins sentir par le fluage du sel. Une explication plus détaillée est donnée en annexe D.

Notons que la vitesse d'affaissement bien que pratiquement constante sur les courbes (Figure 24,

Figure 25 et annexe E) sur une période d'une dizaine d'années après l'exploitation, s'annulera à très long terme, en théorie après la disparition totale des espaces vides. Cette diminution sera d'autant plus lente que les terrains sont compactés. En outre, la vitesse de compaction résiduelle au fond doit, en toute logique, être légèrement supérieure à celle de l'affaissement de la surface.

Compte tenu de ces éléments et **en l'état actuel de nos informations, nous préconisons de prendre, pour l'étude d'ennoyage, la limite inférieure des mesures, soit une vitesse de compaction de 0,1% par an, dans la phase précédent l'ennoyage.**

Cette vitesse est bien plus faible que la valeur de 0,8% donnée dans plusieurs rapports sur l'ennoyage : Mica Environnement (2004), CESAME (2006 et 2008) et MDPA (2008). Il s'agit probablement d'une confusion entre deux mécanismes distincts : le fluage des voies et la compaction résiduelle des terrains foudroyés,

deux processus régis par des cinétiques distinctes. La valeur de vitesse de 0,8% par an est d'ailleurs très proche de 0,85%, obtenue par la modélisation des galeries à 550 m de profondeur. En revanche, il n'y a aucune raison que des terrains très compactés fluent à la même vitesse que des galeries. Cette confusion est d'autant plus surprenante que le volume des galeries est très faible devant celui des tailles (9% au maximum en incluant certaines voies de tailles, déjà foudroyées et seulement près de 5%, pour des voies d'infrastructure non affectées par le foudroyage). Elle a conduit à sous-estimer largement le temps d'envoyage (environ 150 ans dans le rapport CESAME (2008)).

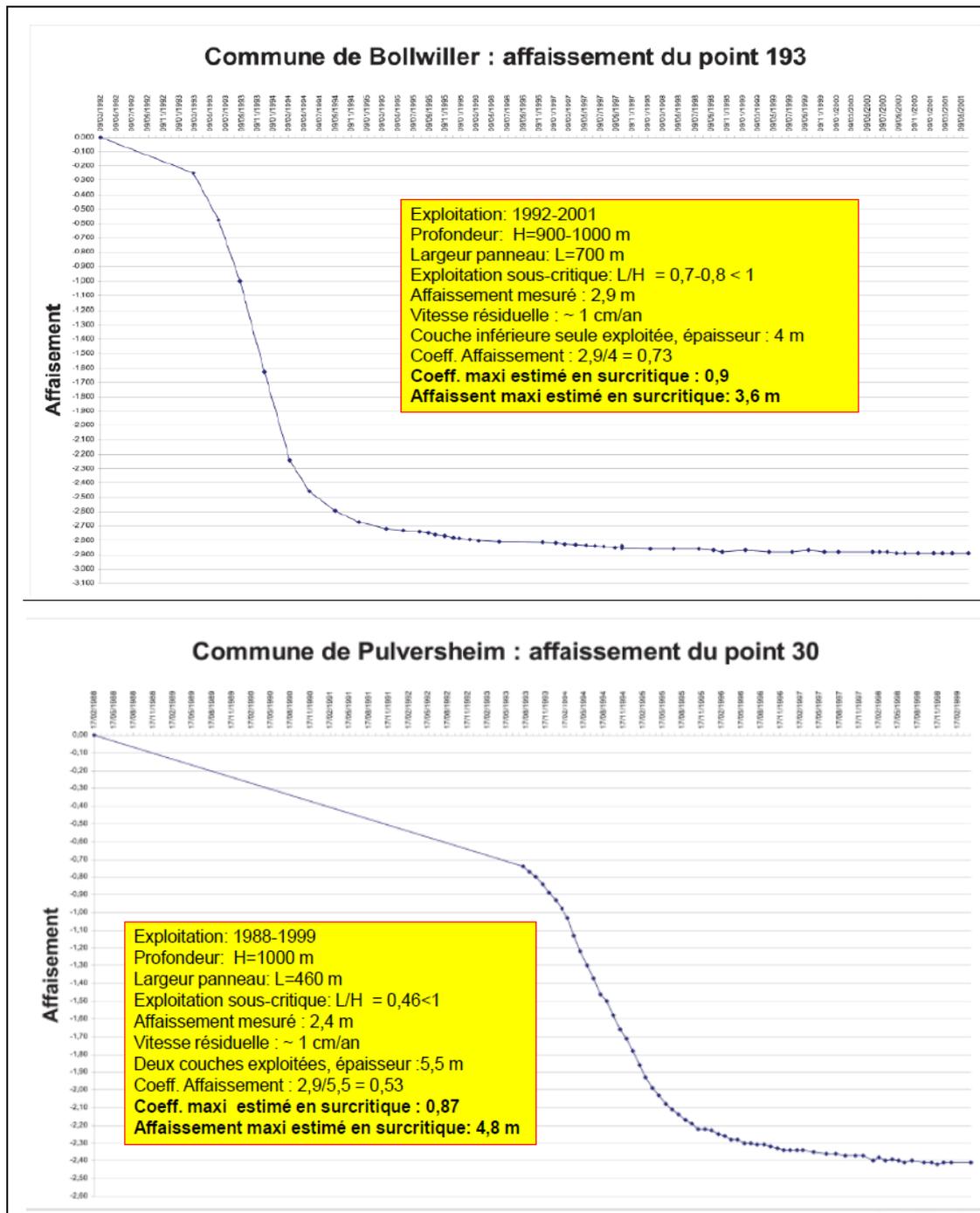


Figure 24 : Exemples d'évolution dans le temps d'affaissement lié à l'exploitation des MDPA (affaissement en m).

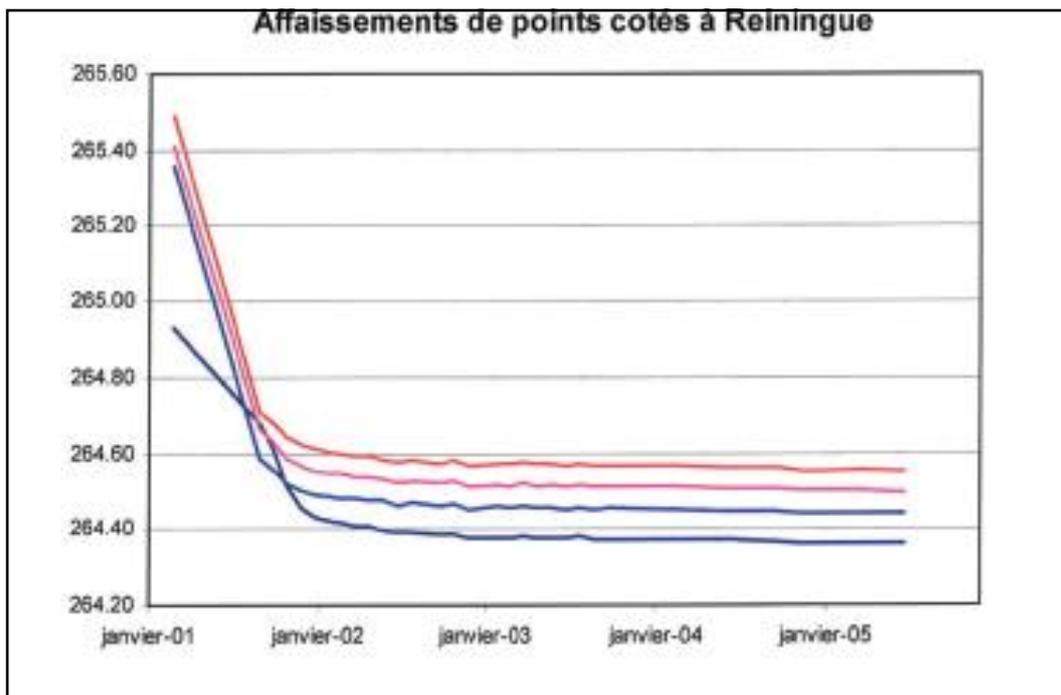


Figure 25: Evolution de l'affaissement de la surface à Reiningue (extrait du rapport BRGM, 2007, en annexe du Mémoire 5 de StocaMine sur l'affaissement).

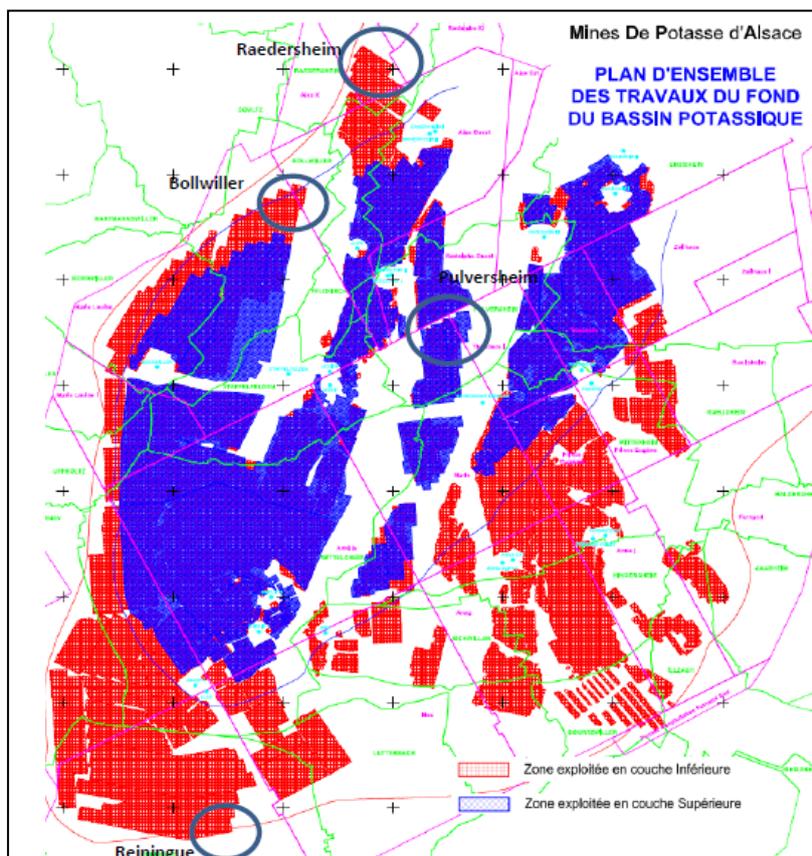


Figure 26 : Plan du fond de l'ensemble de l'exploitation des MDPA (document MDPA)

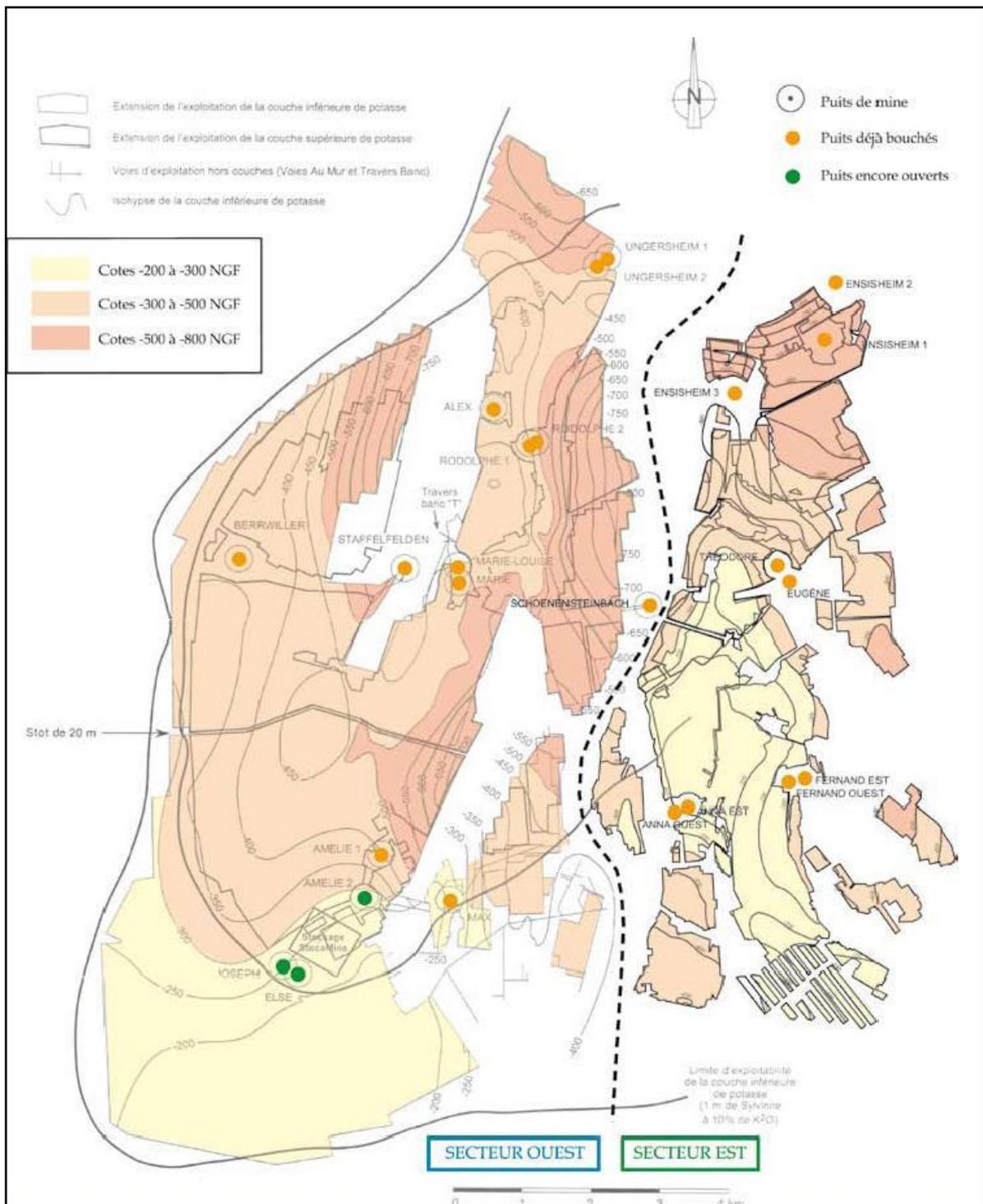


Figure 27 : Le plan du fond des secteurs Est et Ouest des MDPAs avec les isovaleurs de la cote NGF (Extrait du Mémoire 7.4 de StocaMine : Etude sur l'ennoyage des travaux souterrains).

7.7 VOLUME RESIDUEL DES VIDES

Le temps nécessaire à l'ennoyage des vides souterrains et le débit d'exhaure de la saumure par le fluage dépendent directement du volume des vides accessibles à l'eau.

Les photographies présentées sur la Figure 28 (extraites du rapport de Bernard FEUGA, 2010) attestent que la fermeture des ouvrages à grande profondeur est un phénomène réel, à moyen terme (pour fixer le repère, à l'échelle d'un siècle qui correspond à la durée de l'exploitation des MDPA). En particulier, le retour à l'état initial des terrains de foudroyage, constaté sur la photographie d'une taille traversée par une galerie est surprenant dans la mesure où il témoigne d'une compaction parfaite des terrains !

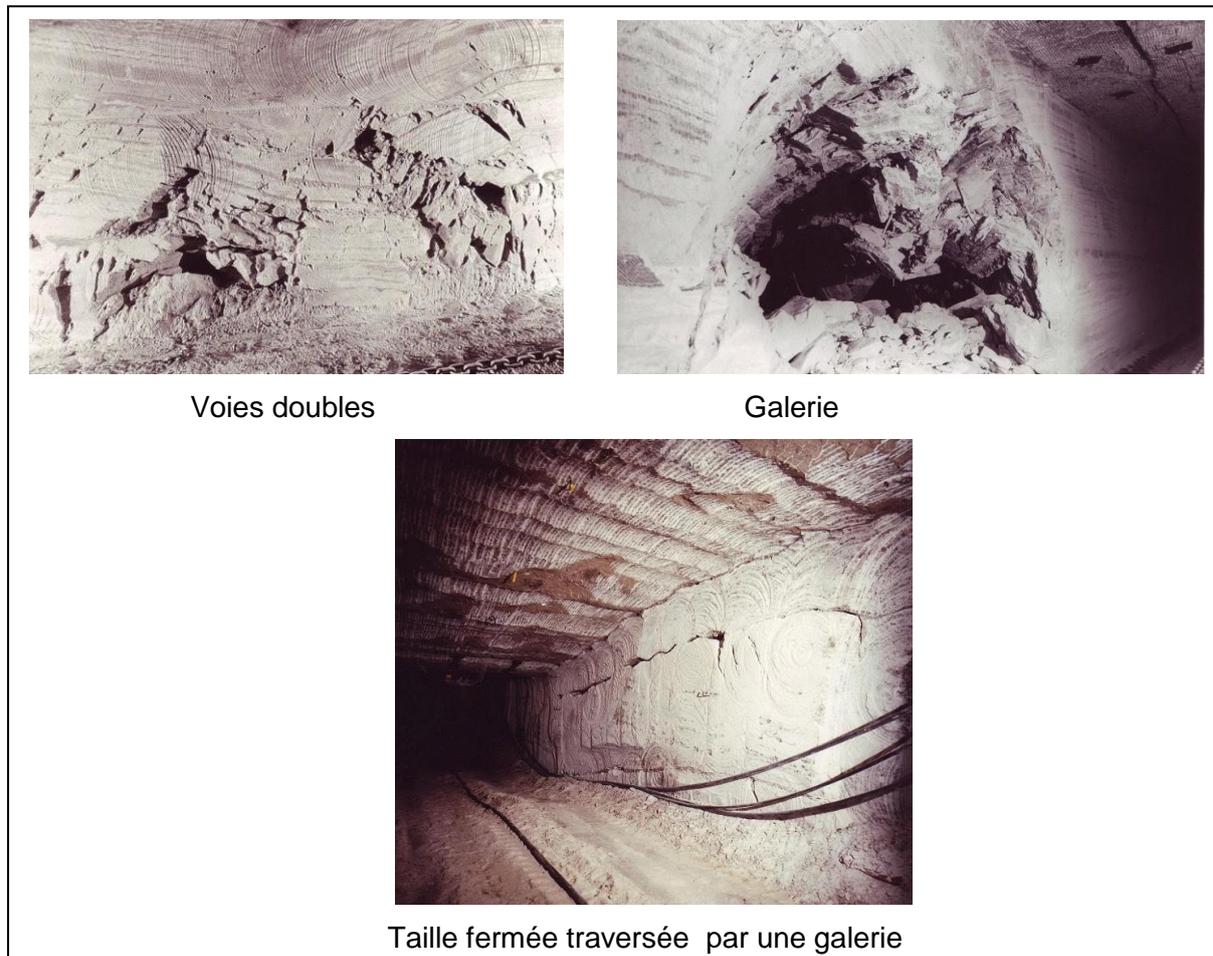


Figure 28 : Fermeture des ouvrages souterrains aux MDPA (photographies extraites du rapport de Feuga, 2010).

Figure 29 présente l'évolution dans le temps de la compaction des terrains de foudroyage, d'après les MDPA qui considèrent que 90% de l'espace vide entre les blocs de foudroyage est compacté à court terme et 95% au bout de 40 ans.

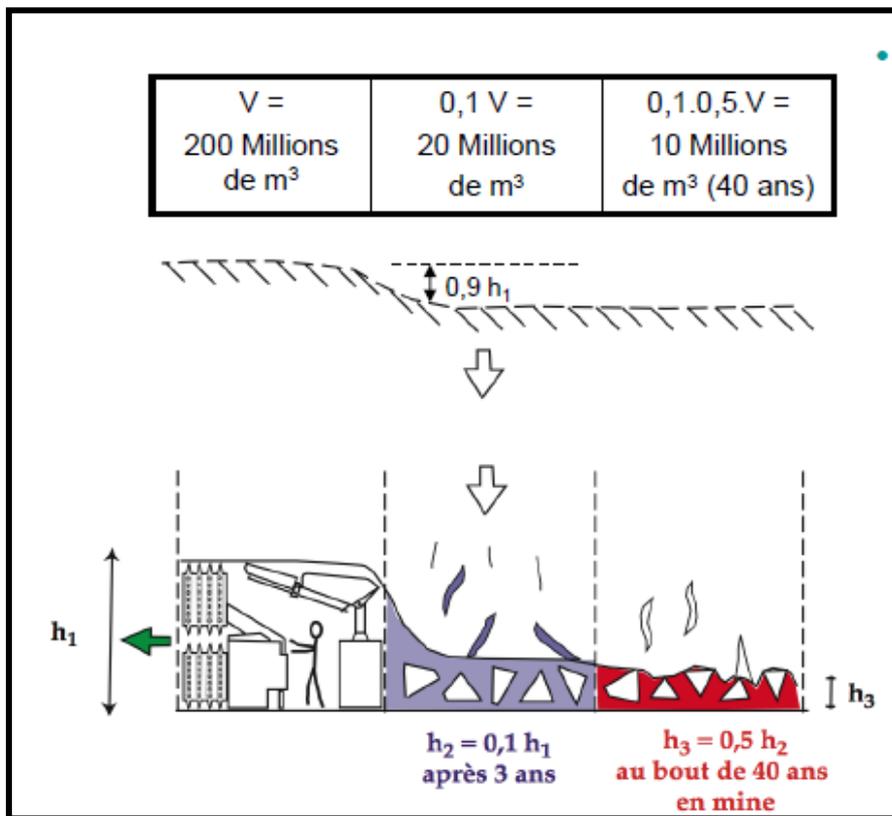


Figure 29: Evolution de la compaction des terrains de foudroyage, d'après les MDPA

Ces taux de compaction de 90% et 95% ayant été utilisés dans toutes les études d'ennoyage, réalisées jusqu'à présent, nous nous sommes interrogés sur la pertinence d'une généralisation de ces valeurs à l'ensemble de l'exploitation. En effet, l'amplitude et la cinétique de la compaction, citées ci-dessus peuvent être justifiées à grande profondeur (typiquement 1000 m), pour des tailles très étendues. Elles nous semblent néanmoins trop élevées, à plus faible profondeur (par exemple, 500 m) et surtout pour des tailles dites « sous-critiques » dont les dimensions sont inférieures à la profondeur de l'exploitation.

Pour mieux expliquer, un rappel succinct du mécanisme d'affaissement peut être utile. La Figure 30 présente une vue schématique de l'affaissement de la surface du sol, lié au foudroyage d'une exploitation minière par longues tailles. Elle indique que l'extension de la cuvette d'affaissement dépasse les limites d'exploitation et s'arrête à une distance liée à l'angle d'affaissement dont la valeur dépend des caractéristiques des terrains et de l'exploitation (pour fixer les idées, 30° , en l'absence de tout pendage significatif). Le point d'inflexion de la courbe d'affaissement se situe, en principe, en bordure de la taille et divise la surface du sol en deux zones distinctes : en compression, à l'aplomb de l'exploitation et en extension, au-delà de cette zone. Le maximum d'affaissement est obtenu au

centre de la cuvette alors que la courbe d'affaissement a une allure en « S », sur les bords. Le rapport entre l'affaissement maximal et l'ouverture (coefficient d'affaissement) est d'autant plus grand que a)- les dimensions de l'exploitation sont grande par rapport à la profondeur b)- l'exploitation est profonde et étendue c)- les terrains de recouvrement sont souples. En revanche, pour des dimensions de taille inférieures à la profondeur, condition qualifiée de « sous-critique », la cuvette d'affaissement ne présente pas de fond plat et le maximum d'affaissement est bien inférieur à l'ouverture de la taille.

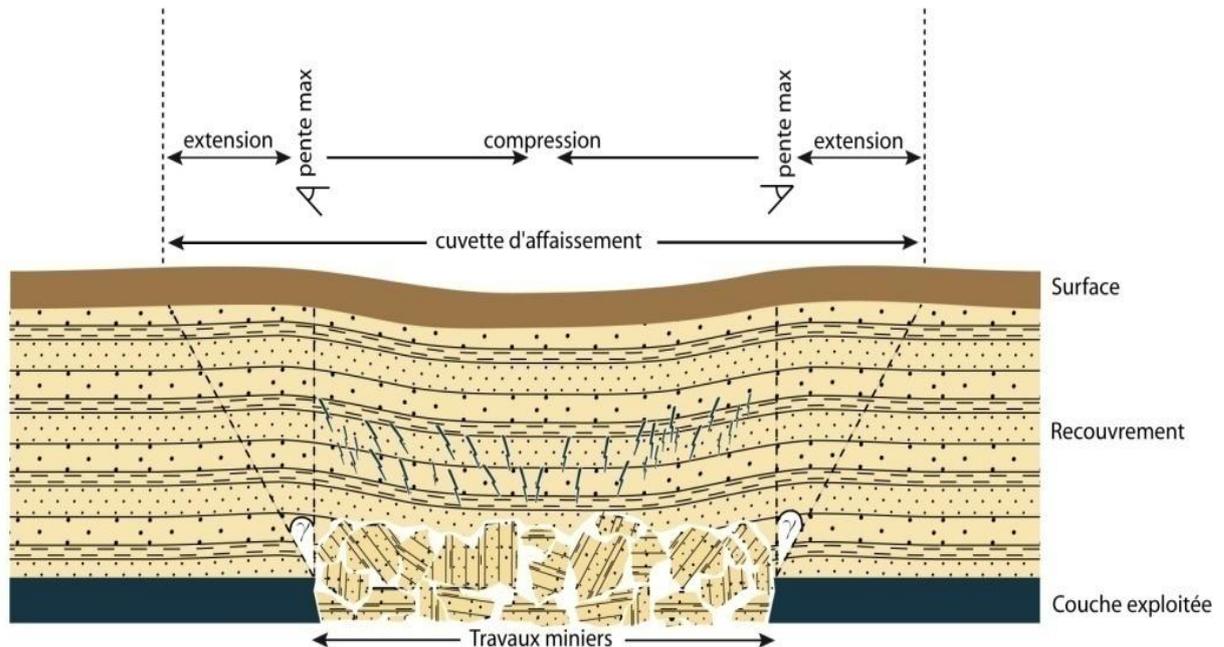


Figure 30 : Schéma d'affaissement lié à une exploitation minière par longues tailles avec foudroyage (source INERIS).

Parmi les 6 courbes d'affaissement présentées dans le mémoire 5 de StocaMine, seuls deux points se situent au droit de l'exploitation. Les courbes correspondantes ont été présentées dans la précédente section en Figure 24. Il s'agit du point 193 situé dans la commune de Bollwiller et du point 30 dans la commune de Pulversheim, respectivement au Nord et au Nord-Est de StocaMine. La profondeur de l'exploitation est voisine de 1000 m, dans les deux cas. L'exploitation est sous-critique dans les deux cas puisque le rapport largeur/profondeur de l'exploitation vaut 0,7-0,8 à Bollwiller et 0,46 à Pulversheim. De fait, Les valeurs du coefficient d'affaissement ne dépassent guère respectivement 0,73 et 0,53.

Nous avons néanmoins voulu estimer, à titre indicatif, les valeurs qui auraient pu être atteintes au centre d'une cuvette surcritique. Pour cela, la méthode mise en œuvre dans les houillères du Nord-Pas-de-Calais a été appliquée. La valeur obtenue pour le coefficient d'affaissement serait alors de 0,9 à Bollwiller et 0,87 à Pulversheim. On retrouve donc des valeurs très proches de celles retenues par les MDP.

Par ailleurs, nous avons calculé, sous MapInfo, le volume d'affaissement lié à l'exploitation des MDPA, en utilisant le fichier d'isovaleurs d'affaissement, tracés par le BRGM (2007) et présentés sur la Figure 31.

Ce calcul est effectué pour l'ensemble de l'exploitation, secteurs Est et Ouest réunis où le volume total exploité a été estimé à de 270 millions de m³, par les MDPA (200 millions de m³ dans le secteur Ouest et 70 millions de m³ dans le secteur Est).

Soulignons que les secteurs Est et Ouest ne présentent pas de contours d'affaissement distincts et il n'est pas possible de calculer le volume d'affaissement uniquement pour le secteur Ouest concerné par StocaMine. Nous avons donc été amenés à comparer le volume d'affaissement de l'ensemble de l'exploitation au volume initial des tailles.

Cette estimation conduit à une valeur faible du ratio « volume affaissé / volume exploité », voisine de 0,65 selon l'hypothèse adoptée.

L'écart entre cette estimation et la valeur de 0,9 retenue jusqu'à présent, nous a interrogé sur des incertitudes affectant cette estimation. Plusieurs observations peuvent être faites :

- a- comme la première courbe d'affaissement présentée en Figure 31 correspond à 0,5 m, le contour d'affaissement zéro a dû être obtenu par l'extrapolation. Ce traitement, opéré par le logiciel étant sujet à incertitude, nous avons vérifié son impact sur le volume d'affaissement, en comparant le contour extrapolé avec celui déduit d'un angle d'affaissement de 30°. L'incertitude liée à la limite d'affaissement ne dépasse guère 5% ;
- b- bien que l'essentiel de l'exploitation soit très étendue et surcritique, il existe des secteurs sous-critiques pour lesquels, l'affaissement ne pouvait probablement pas atteindre, à court terme, des valeurs proches de 0,9 fois l'ouverture d'exploitation ;
- c- si une large partie de l'exploitation est très profonde (voisine de 1000 m) pour laquelle la compaction peut être forte et rapide (avec des coefficients d'affaissement élevés voisins de 0,9), une partie se trouve à 500 m de profondeur (au Sud des secteurs Est et Ouest, Figure 27) et la compaction peut y être plus faible et plus lente à court terme. La superficie de la zone affectée par des affaissements inférieurs à 4 m (épaisseur de la couche inférieure) n'est d'ailleurs pas négligeable (Figure 31) ;
- d- Bien que la ressemblance entre la carte d'affaissement (Figure 31) et le plan du fond (Figure 26) témoigne de la cohérence de ces cartes, la première a probablement été établie par l'extrapolation d'un nombre limité de mesures ce qui n'est pas dépourvu d'une marge d'erreur ou d'incertitudes.

Ces éléments nous conduisent à considérer que la valeur du coefficient d'affaissement de 0,9 retenue jusqu'à présent est probablement globalement surestimée. De même, la valeur de 0,65 basée sur le calcul du volume à partir de la carte d'affaissement est probablement sous-estimée. C'est pourquoi, nous proposons de retenir deux valeurs de 0,9 (valeur de référence) et 0,8 pour les études d'envoyage et de transport.

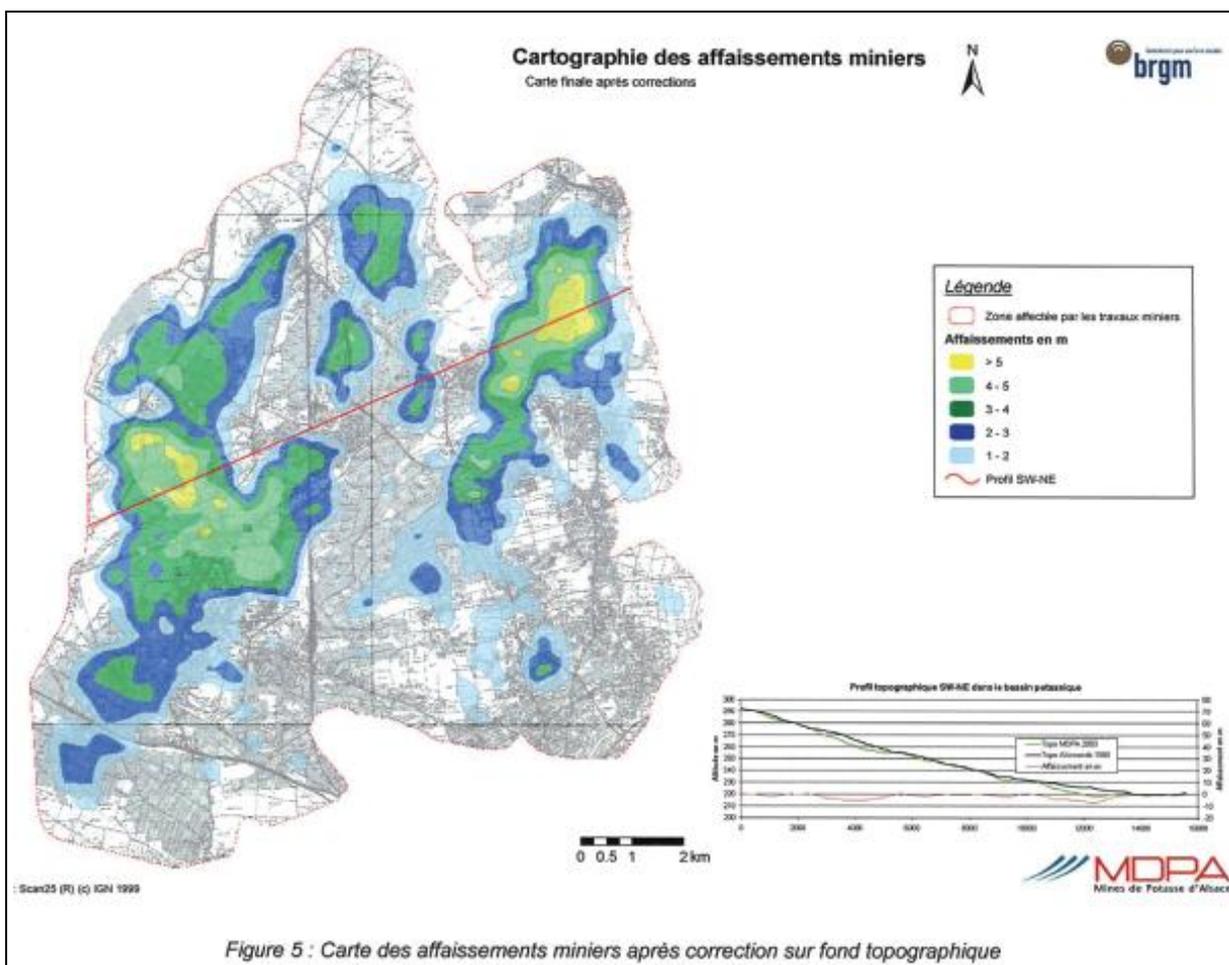


Figure 5 : Carte des affaissements miniers après correction sur fond topographique

Figure 31 : Isovaleurs d'affaissement des MDPA (rapport BRGM, 2007 en annexe du mémoire 5 des MDPA)

7.8 IMPACT DE L'ENNOYAGE SUR LE FLUAGE

Comme cela a été déjà précisé, le fluage du sel dépend de l'intensité de déviateur de contrainte qui diminue lorsque la paroi d'un ouvrage est soumise à une pression. C'est le cas, après l'ennoyage d'une mine de sel.

Ce phénomène n'est pas contradictoire avec une certaine accélération transitoire du fluage du sel, au contact de la saumure ; ce contact n'est toutefois assuré qu'en paroi ou tout près de celle-ci où le sel peut être endommagé alors que la pression de la saumure peut s'exercer plus loin sur le sel intact et jouer le rôle de confinement (soutènement).

C'est pourquoi, il nous semble justifié de négliger l'effet de la zone perturbée dans l'évaluation de l'impact de l'ennoyage sur le fluage, phénomène qui intervient par le biais de la pression du fluide.

Lorsque l'ennoyage atteint le niveau de StocaMine (à 550 m de profondeur), la pression de la saumure est initialement négligeable tant que les vides résiduels au niveau du foudroyage situé 23-25 m plus haut ne sont pas entièrement ennoyés. La pression se met alors à augmenter rapidement avec la remontée du niveau du

fluide dans les puits. Elle atteint son maximum lorsque l'ennoyage communique avec la nappe superficielle d'Alsace.

En considérant que l'interface « eau douce-saumure saturée » se situe au niveau du toit de sel, à 300 m de profondeur et en prenant des valeurs de densité de 1 et 1,2 respectivement pour l'eau douce et la saumure saturée (350-360 g de sel par litre d'eau douce), la pression de fluide est évaluée à 6,1 MPa, à 550 m de profondeur ce qui correspond pratiquement à la moitié de la contrainte lithostatique régnant à cette profondeur (voisine de 12 MPa). Le déviateur de contrainte est ainsi divisé par un facteur 2 et la vitesse de fluage par $2^4 = 16$ (4 étant l'exposant de déviateur dans la loi de fluage).

Nous avons précisé que le temps de fermeture des galeries situées à 550 m de profondeur est de l'ordre d'un siècle, d'après le calcul présenté sur la Figure 22. Ce temps est bien inférieur à la durée d'ennoyage la plus faible estimée dans les différentes études hydrogéologiques. Les galeries seront donc pratiquement fermées avant l'ennoyage et leur comportement mécanique sera proche de celui des terrains de foudroyage, au cours de leur compaction résiduelle. **Dans l'hypothèse très peu vraisemblable selon laquelle des galeries situées à 550 m de profondeur seraient encore partiellement ouvertes à la fin de l'ennoyage⁹, leur vitesse de fluage, peut alors être estimée à 0,05 % par an, au lieu de 0,85% par an, avant l'ennoyage.**

Si l'impact de l'ennoyage sur le fluage des galeries est négligeable du fait de leur fermeture mécanique, ce phénomène a une forte incidence sur la compaction résiduelle des terrains de foudroyage et l'affaissement de la surface du sol.

En effet, le retour d'expérience sur l'ennoyage des mines de sel, à l'étranger indique un ralentissement significatif de l'affaissement de la surface. Un exemple est donné en Figure 32 pour la mine de sel de Jefferson Island aux Etats Unis, envahie par de l'eau (extrait du rapport de Brouard pour GEODERIS, en 2002). Les vitesses d'affaissement mesurées après l'ennoyage sont nettement plus faibles qu'avant l'ennoyage.

En appliquant la règle exprimée plus haut à la compaction résiduelle des terrains de foudroyage, la vitesse de fluage avant l'ennoyage, estimée entre 0,1 et 0,2 % par an doit être divisée par 16 (2^4). **Nous retiendrons une vitesse de fluage après l'ennoyage de 0,01% par an au lieu de 0,1% par an retenue avant l'ennoyage. Cette valeur correspond à une vitesse d'affaissement voisine d'un mm/an, valeur non perceptible et non mesurable par des techniques actuelles.**

Un dernier point mérite d'être signalé : l'ennoyage provoque en général un soulèvement relativement uniforme de la surface du sol, lié à la poussée d'Archimède et le développement de contraintes effectives (voir un exemple sur la Figure 33 pour les houillères de Blanzy (Carnec et al, 2001)). Il s'agit d'un phénomène transitoire qui s'arrête à la fin de l'ennoyage. Son amplitude dépend de la porosité et de la raideur des terrains de recouvrement (Ghoreychi, 2006). Elle est d'autant plus prononcée que le recouvrement est désaturé.

⁹ Cette question a fait l'objet d'une étude récente de l'Ecole des Mines de Paris (rapport de Hadj Hassen en 2009), selon deux hypothèses sur l'ouverture ou l'étanchéité hydraulique parfaite des puits. Cette dernière hypothèse qui conduit à une surpression élevée des fluides arrêtant pratiquement le fluage, nous ne semble pas plausible, en particulier à long terme.

Un soulèvement d'amplitude décimétrique est un phénomène fréquent au droit d'exploitations par longues tailles. En ce qui concerne les MDPA, le recouvrement n'étant probablement pas désaturé et le recouvrement ayant une porosité et une perméabilité faibles, un soulèvement significatif nous semble peu probable.

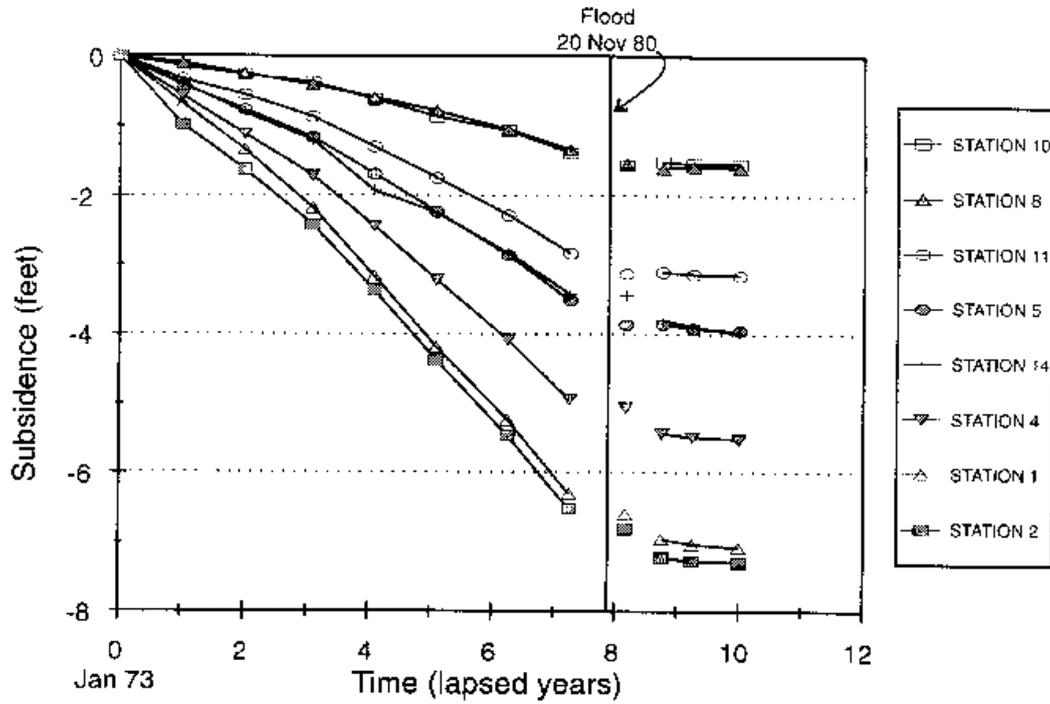


Figure 32 : Affaissements mesurés dans la mine de sel de Jefferson Island (USA) avant et après l'invasion de l'eau (d'après Thoms et Gehle 1994 in Brouard 2002, rapport établi pour GEODERIS).

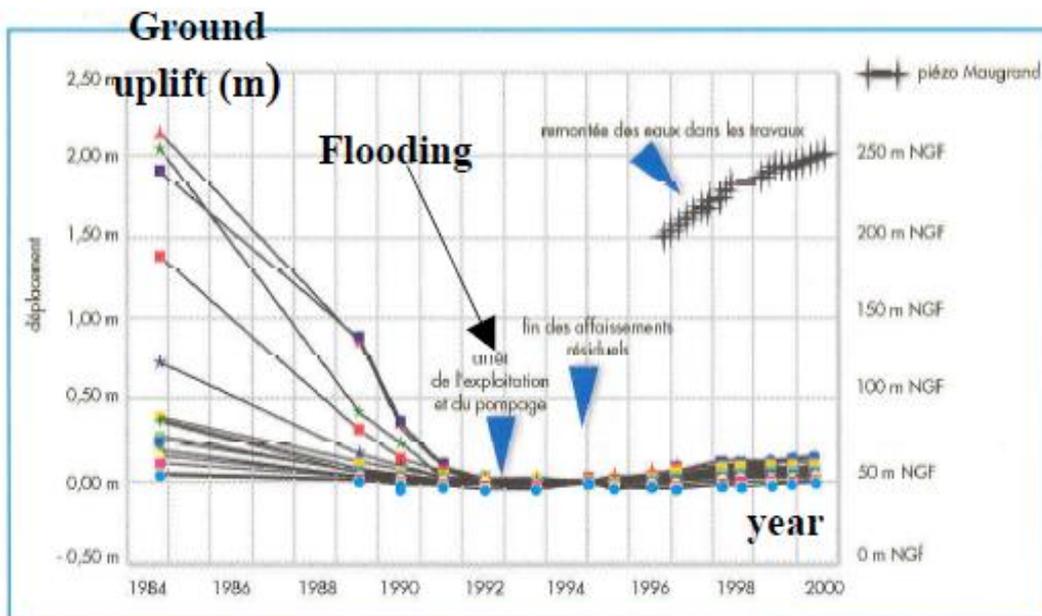


Figure 33 : Soulèvement des terrains lié à l'envoyage des houillères de Blanzly, (Carnec et al, 2001).

7.9 ETAT D'ENDOMMAGEMENT DES OUVRAGES SOUTERRAINS

7.9.1 LOCALISATION DE LA ZONE ENDOMMAGÉE AUTOUR DU STOCKAGE

L'extension de la zone endommagée autour des ouvrages de stockage et d'accès a été évaluée à partir de la modélisation numérique avec le modèle de Thorel.

La Figure 34 montre la localisation de l'endommagement (contour de la zone où le critère d'endommagement est atteint), dans une coupe transversale du stockage. On remarque que la zone endommagée s'étend davantage au toit et au mur que dans les piliers.

Ce phénomène n'affecte que la partie superficielle des parements des piliers alors qu'une zone suffisamment large reste intacte au cœur des piliers assurant leur stabilité mécanique. Cette « réserve de stabilité » tient au faible élancement des piliers ($\text{hauteur}/\text{Largeur} = 2,8/20 = 0,14$), ce qui conduit au confinement de leur cœur par frettage avec le toit et le mur (Laouafa et Ghoreychi, 2006, voir annexe F). En effet, la contrainte horizontale développée dans le pilier est élevée et vaut 4 MPa, en moyenne, par rapport à 12 MPa de contrainte verticale. Ainsi, le déviateur de contrainte est faible dans la partie centrale des piliers (8 MPa, en moyenne) alors que la contrainte moyenne est forte (6,5 MPa, en moyenne). Le ratio déviateur/contrainte moyenne est donc faible (1,2) et explique pourquoi le critère d'endommagement n'est atteint que localement aux bords des piliers.

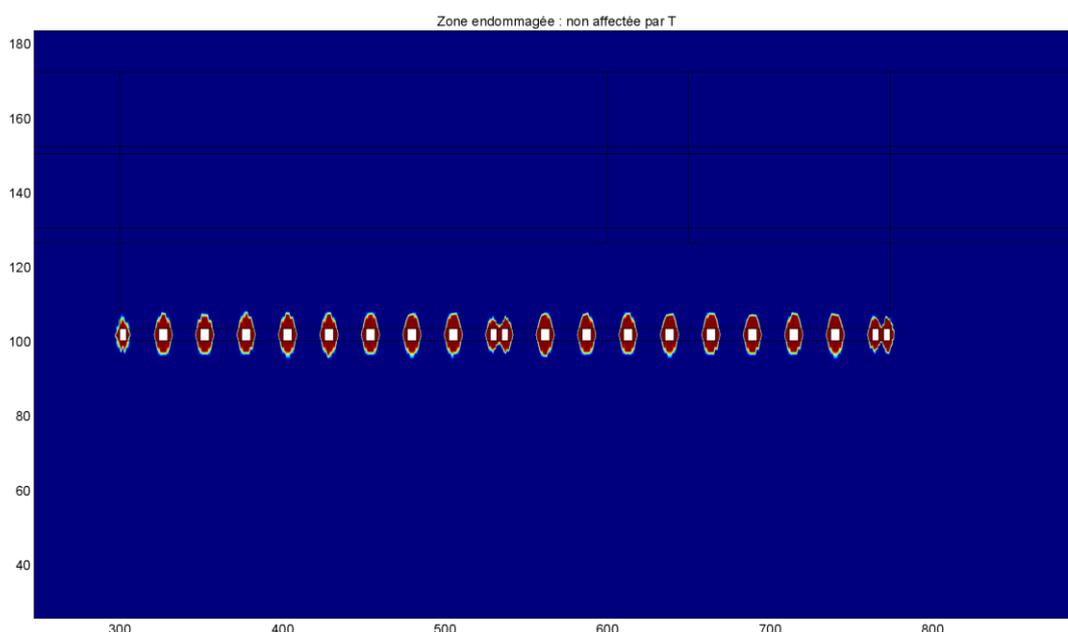


Figure 34 : Localisation de la zone endommagée autour des allées du stockage

D'après le modèle, la zone endommagée s'étend à 3 m au toit du stockage, soit environ sur une hauteur des galeries. Ce phénomène est provoqué par des contraintes de traction liée à la flexion des bancs qui sont considérés par le modèle sans aucune résistance en traction (hypothèse réaliste, à moyen terme).

Nous pensons qu'en réalité, l'étendue de l'endommagement du toit est plus importante que les 3 m fournis par le modèle, ce dernier ne prenant pas en compte le décollement des bancs, phénomène observé in situ.

7.9.2 ENDOMMAGEMENT DES VOIES DOUBLES

La Figure 35 montre l'extension et l'intensité de l'endommagement autour des voies doubles. A la différence des piliers du stockage dont le faible élancement favorise considérablement leur stabilité, les piliers des voies doubles ont un élancement non négligeable ce qui conduit à leur endommagement important. La zone endommagée est très étendue, sur plus de 2/3 de la largeur du pilier ; la partie intacte au cœur du pilier n'est pas suffisamment importante pour assurer sa stabilité à long terme. Par ailleurs, l'intensité de l'endommagement est significative puisqu'une zone étendue au sein du pilier est affectée par une dilatance (déformations positives sur la Figure 35). L'augmentation du volume du pilier, liée à la fissuration atteint localement 0,3%. Cette valeur de déformation, en soi faible, est à situer dans le contexte de la porosité de fissures, propriété physique qui est négligeable pour un sel intact (inférieure à 0,1%) et dont une très faible valeur conduit à une dégradation notable de propriétés mécaniques et de perméabilité.

Les résultats de la modélisation quant à l'instabilité à moyen ou long terme des voies doubles sont confirmés par les observations in situ, comme le montre la photographie du pilier fortement fracturé, tenu par cerclage (en haut à gauche de la Figure 35). Ce type de soutènement ne pourrait résister longtemps à la forte dilatance et au fluage des piliers

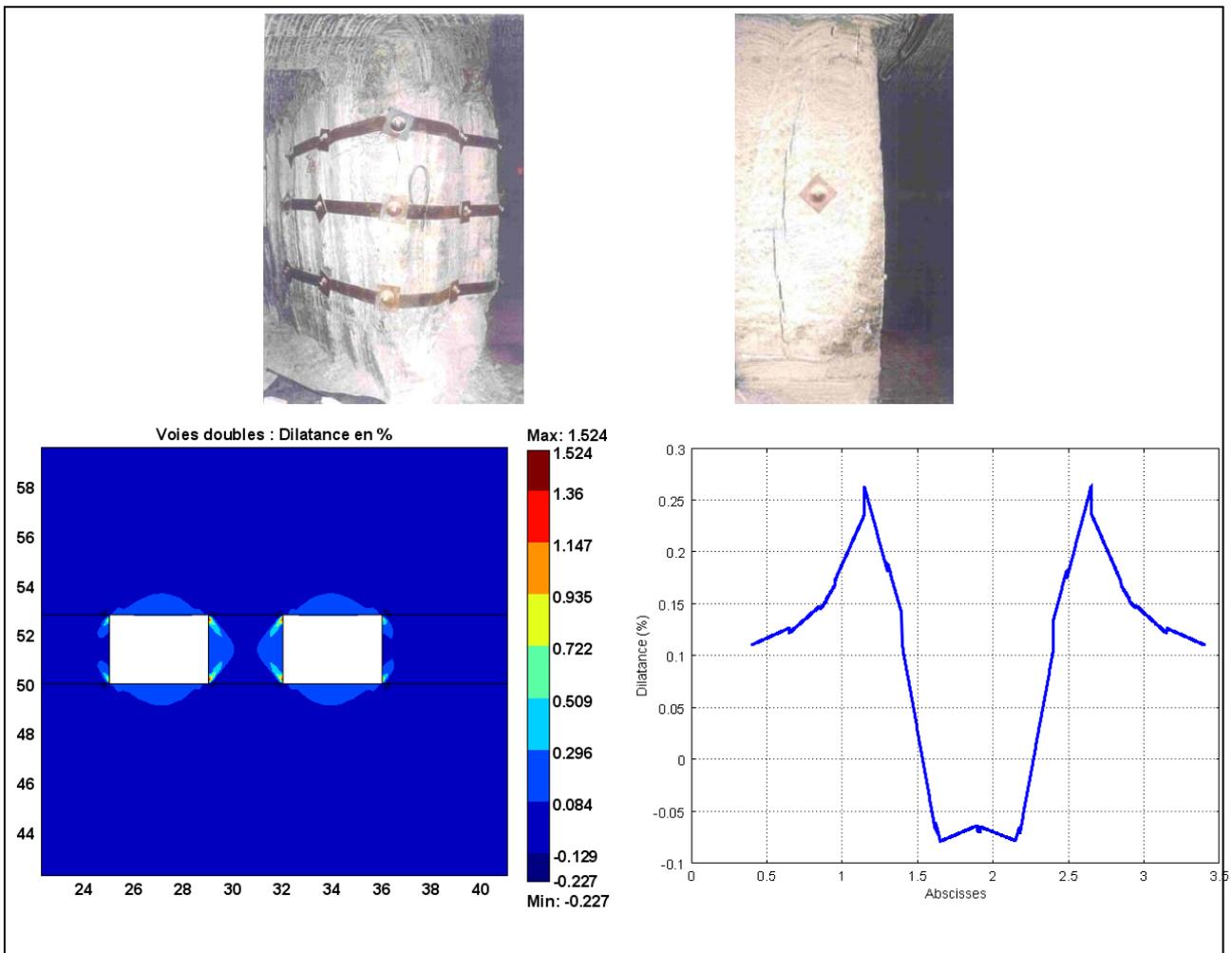


Figure 35: Endommagement des voies doubles basé sur le critère de dilatance.

7.9.3 FLEXION ET FLAMBAGE DES BANCS AU TOIT ET AU MUR

Les photographies de la Figure 36 montrent deux types d'instabilité observées dans le stockage de StocaMine : le décollement des bancs du toit et le soufflage du mur des galeries.



Figure 36 : Instabilités du toit et du mur du stockage de StocaMine, observées in situ

Ces phénomènes sont intimement liés au litage du banc de sel encaissant le stockage et les voies d'accès, banc traversé par de nombreux intercalaires marno-anhydritiques de faibles épaisseurs. Ce phénomène est particulièrement marqué au toit des blocs situés à -25 m du niveau de foudroyage, en comparaison avec le toit des blocs à -23 m (Figure 37).

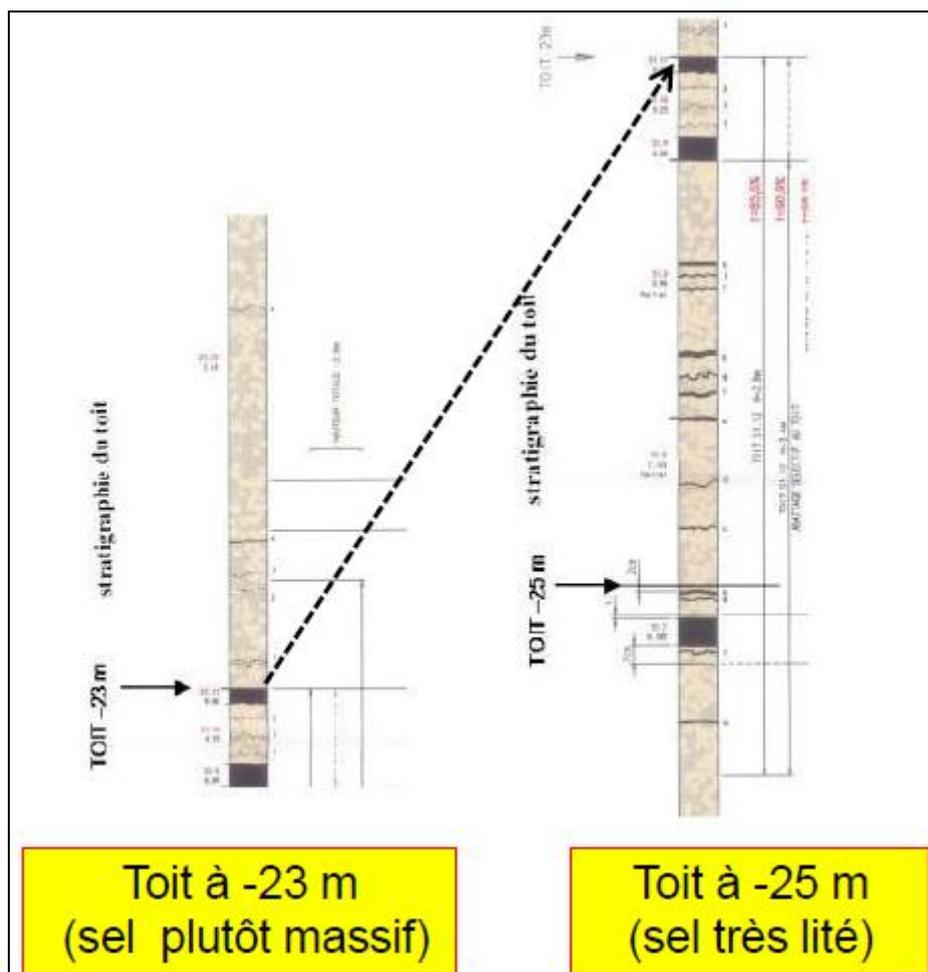


Figure 37 : litage marqué du toit des blocs situés à -25 m du niveau de foudroyage

Le litage du toit est responsable des décollements observés qui se produisent facilement aux interfaces « sel-intercalaires », dotés d'une faible cohésion et soumis à des cisaillements provoqués par le fluage du sel gemme.

Pour comprendre l'impact d'intercalaires sur le comportement du toit, prenons l'image simple d'une poutre élastique pour un toit soumis à une flexion. Son déplacement (flèche) est alors proportionnel à sa raideur¹⁰. Le comportement du toit se trouve alors entre deux situations extrêmes :

- l'adhérence entre le sel et les intercalaires est parfaite : le toit se comporte alors globalement comme une poutre unique ;
- cette adhérence est nulle : le toit se comporte alors comme un jeu de cartes qui glissent les unes sur les autres. Dans ce cas, la raideur globale correspond à la somme des raideurs (Mandel, 1965).

¹⁰ Pour une poutre élastique, la raideur en flexion (K) est le produit du module d'élasticité (E) fois le moment d'inertie de la section droite (I) avec $I = bh^3/12$; b et h désignent respectivement la longueur et la épaisseur de la poutre.

Dans le cas particulier d'un toit constitué de n lits de même épaisseur, cette dernière situation revient à considérer que la raideur est divisée par n^2 , soit environ par 10 si le toit comporte seulement trois plans de discontinuités. On conçoit que la descente du toit est accentuée considérablement du fait d'intercalaires marno-anhydritiques.

En plus des phénomènes de flexion et de décollement, nous nous sommes demandés si les phénomènes de décollement du toit et du soufflage du mur, observés in situ, n'étaient pas provoqués par des instabilités du type flambage. Cette possibilité est étudiée en annexe G, à l'aide d'un calcul de flambage pour une poutre élastique.

D'après ce calcul, même en l'absence de toute flexion, le flambage est possible pour les bancs de sel au toit et au mur des galeries de stockage dont l'épaisseur est décimétrique, voire infra-décimétrique. Ce phénomène apparaît peu plausible pour des bancs où le décollement peut être initié par un phénomène gravitaire lié à une flexion plutôt qu'à un flambage. En revanche, le flambage, peut bien avoir lieu pour des bancs plus épais, après une flexion non négligeable et à plus forte raison, d'un décollement (le rayon de courbure favorise le flambage). Le flambage peut également être responsable du soufflage du mur, phénomène non gravitaire rencontré dans de nombreuses mines et carrières y compris les mines de sel (Varangéville et Einville, par exemple).

7.9.4 INFLUENCE DU STOT AU-DESSUS DU STOCKAGE

Nous nous sommes interrogés dans quelle mesure la présence du stot situé au niveau de l'exploitation, à -25 m du stockage était responsable des instabilités du toit observées in situ. Cette question a été étudiée à l'aide d'une modélisation du stot et des terrains de foudroyage. Il s'agit d'évaluer la concentration de contraintes provoquée par le stot, au niveau du stockage. Ce phénomène tient à l'effet conjugué de deux facteurs :

- le contraste de déformabilité entre le stot et les terrains foudroyés ;
- l'écart entre l'état de contrainte développé dans les terrains de foudroyage et l'état de contraintes naturel.

La Figure 38 présente les résultats d'une étude paramétrique sur ces facteurs au cours du processus de compaction, caractérisé par un état de contrainte qui tend progressivement vers l'état du massif vierge et une déformabilité qui diminue avec la compaction. Cette dernière caractéristique a été considérée à partir du rapport (E_f/E_s) entre le module d'élasticité du foudroyage (E_f) et celui du sel gemme (E_s). La courbe rouge correspond au ratio $E_f/E_s=0,01$ (éboulis de foudroyage très lâches et déformables) et la courbe bleue à 0,1 (éboulis plutôt compactés).

Les résultats des différentes simulations ont été présentés sur la Figure 38 en normalisant, en abscisse, l'état de contrainte régnant dans le foudroyage par rapport à la contrainte naturelle (12 MPa de contrainte isotrope), et en ordonnée, la contrainte verticale au niveau du stockage, rapportée toujours à la contrainte verticale naturelle. La valeur d'ordonnée de 1 signifie l'absence d'une concentration de contrainte par le stot tandis que le maximum de concentration, obtenu juste après le foudroyage est caractérisé par un facteur de concentration proche de 2, au niveau considéré.

La modélisation indique que la concentration de contrainte au niveau du stockage, provoquée par le stot, diminue linéairement avec le développement de l'état de contraintes au sein du foudroyage. Cette concentration demeure cependant forte, même pour un état de compaction avancé des terrains de foudroyage. Ce résultat confirme l'impact du stot sur le stockage, en dépit d'une distance non négligeable de 25 m qui sépare les deux structures.

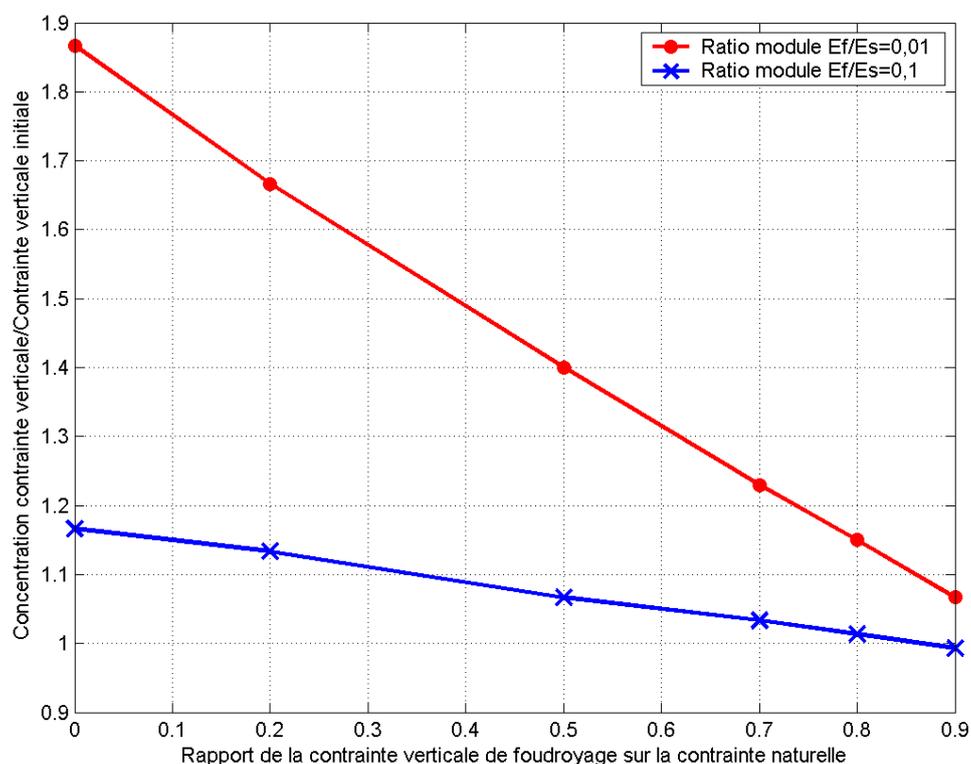


Figure 38 : Concentration de contraintes provoquée par le stot au-dessus du stockage.

7.9.5 STABILITE DU STOT DE SEPARATION ENTRE LES MINES AMELIE ET MARIE-LOUISE

Comme nous l'avons déjà précisé, la mine Amélie située au sud du secteur Ouest des MDPAs (partie moins profonde) a été séparée de la mine Marie-Louise en laissant un stot (sel et potasse) d'une quarantaine de mètres d'épaisseur. L'étude hydrogéologique réalisée par l'INERIS, comme les études antérieures se basent sur deux hypothèses : existence d'un stot étanche et l'absence d'une étanchéité du fait du percement ou de la fissuration du stot. Le rapport de l'INERIS sur l'ennoyage (Gombert, 2010) met en évidence que l'épaisseur du stot varie considérablement d'un point à l'autre et atteint localement des valeurs très faibles, de 4 m au minimum.

On s'interroge alors sérieusement sur la stabilité et l'étanchéité du stot dans la mesure où de part et d'autre de celui-ci se trouvent des longues tailles foudroyées provoquant d'importante concentration de contraintes sur le stot.

L'ouverture d'une taille exploitée (au plus, voisine de l'épaisseur des deux couches de potasse, soit 5,5 m) étant négligeable devant les autres dimensions (plusieurs centaines de mètres), la taille peut être assimilée à une fissure. Le champ de contrainte peut alors être obtenu aisément en élasticité, à partir d'une expression analytique. Il en est de même pour l'extension de la zone endommagée (plastique).

Nous avons néanmoins préféré modéliser le stot sous l'effet des exploitations d'Amélie et de Marie-Louise, à l'aide d'un modèle aux éléments finis en élastoplasticité. Une série de calculs a été réalisée sur une coupe verticale, en déformations planes. Nous avons fait varier la largeur du stot afin d'évaluer sa stabilité en fonction de ce paramètre.

Comme le montre la Figure 39, les résultats des calculs suggèrent que le stot devient entièrement fissuré, voire fracturé, si sa largeur est inférieure ou égale à 20 m. L'absence d'une zone intacte au sein du stot conduit théoriquement au dépassement de la charge limite (écoulement plastique libre) ce qui signifie que la stabilité n'est pas assurée.

Ce résultat nous paraît d'autant plus plausible que le retour d'expérience des mines de sel met en évidence une possibilité de communication au travers des stots bien plus larges. Un exemple actuel est l'ancienne mine de sel de Asse en Allemagne où un stot de 300 m sépare l'exploitation par chambres et piliers et le flanc du dôme de sel, plus ou moins en contact avec l'eau souterraine. En dépit de cette épaisseur importante, la saumure s'est mise à s'introduire dans la mine, plusieurs dizaines d'années après l'arrêt de l'exploitation. Cette introduction n'a pas pu être arrêtée et continue d'être pompée actuellement..

Le résultat fourni par le modèle nous paraît donc tout à fait plausible et renforce notre sentiment initial quant à l'absence d'une étanchéité hydraulique au moins partielle, pour le stot de séparation.

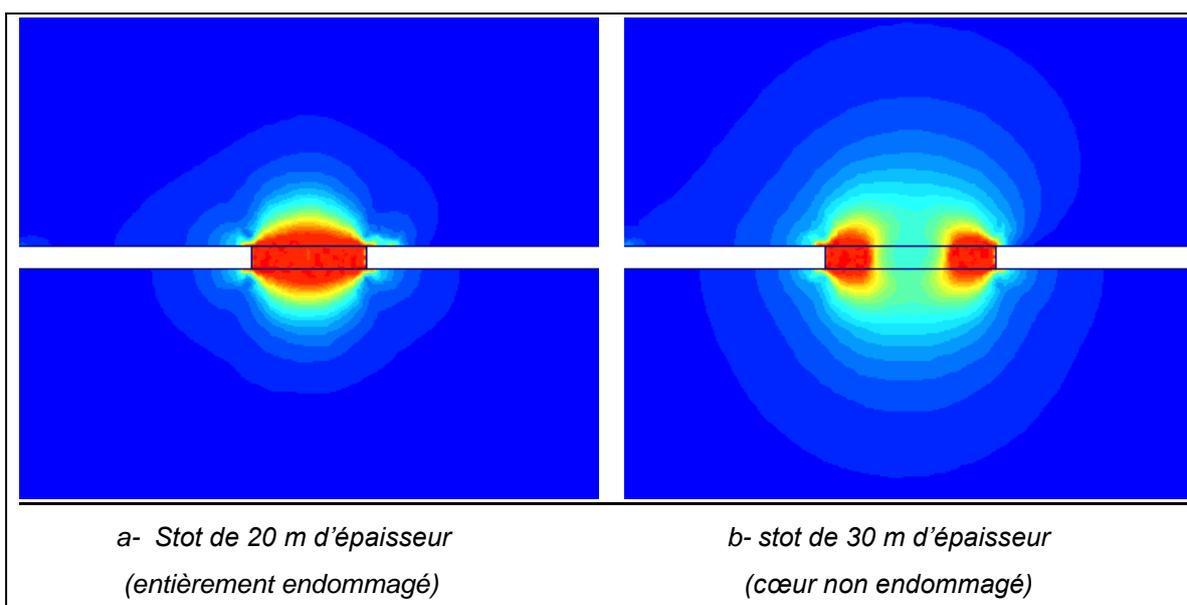


Figure 39: Extension de la zone endommagée dans le stot (zone en rouge).

7.9.6 ENDOMMAGEMENT INDUIT PAR L'INCENDIE DU BLOC 15

Nous avons déjà précisé que le comportement mécanique du sel est très sensible à la température et que de fortes contraintes se développent dans le sel sous l'effet d'une variation de température. Ce fait nous a conduit à évaluer l'endommagement induit par l'incendie du bloc 15, à partir d'une modélisation thermomécanique.

Celle-ci comporte deux calculs :

- 1- la modélisation thermique transitoire destinée à connaître l'évolution, dans le temps et dans l'espace, du champ de température ;
- 2- la modélisation mécanique prenant en compte cette évolution.

La valeur de la puissance thermique liée à l'incendie et la part introduite dans le massif encaissant le stockage (partie non évacuée par l'aéragé) n'étant pas connues, nous avons été amenés à imposer une température constante sur la paroi du bloc 15, plutôt qu'imposer un flux thermique. Cette condition à la limite ne peut pas être garantie et la température variait probablement dans le bloc. Sa valeur, mesurée par thermographie infrarouge, était comprise entre 100 et 370 °C, d'après le rapport établi par les experts nommés par le tribunal (rapport de Schulz et Thill, 2003). C'est sur ces valeurs que se base cette étude, en considérant par ailleurs une durée d'incendie de 3 mois.

En plus des caractéristiques mécaniques déjà précisées, les valeurs des paramètres thermomécaniques utilisées dans cette modélisation sont données en Tableau 5 Elles proviennent des essais de laboratoire et in situ réalisés sur le sel de la mine Amélie (Ghoreychi, 1991).

Masse volumique	Chaleur spécifique	Conductivité thermique	Coefficient de dilatation thermique
Kg .m ⁻³	J.kg.°C ⁻¹	W.m.°C ⁻¹	°C ⁻¹
2180	850	5,5	4,2.10 ⁻⁵

Tableau 5 : Valeurs des principales caractéristiques thermomécaniques du sel des MDP.

La diffusivité thermique (rapport de conductivité / (masse volumique * chaleur spécifique), voisine de 3.10⁻⁶ m².s⁻¹) du sel étant trois fois plus grande que la moyenne des géomatériaux, la diffusion de la chaleur est relativement rapide et s'étend progressivement à quelques dizaines de mètre autour du stockage. Ce phénomène apparaît sur la Figure 38. On note en particulier une élévation de température de 5 à 15 °C (40 à 50 °C, en absolu), au toit, au niveau du foudroyage, à 25 m du toit du bloc 15. Cette valeur est obtenue au bout de 300 jours alors que la température n'a été imposée à la paroi que pendant 90 jours. Cette inertie est logique dans un processus de diffusion.

La conduction de la température étant régie par une loi linéaire (loi de Fourier), il est aisé de déduire de ces résultats, les valeurs de la température pour d'autres

valeurs de température de l'incendie¹¹. Ce calcul est particulièrement simple dans le cas présent et on peut affirmer qu'une température d'incendie trois fois plus faible (100 °C d'élévation au lieu de 300 °C) conduit à une élévation de 5 °C au niveau du foudroyage, au lieu de 15 °C, obtenu en Figure 40.

Le champ de température calculé par le modèle thermique a été introduit dans le modèle thermomécanique tenant compte de l'endommagement. L'extension de la zone endommagée a ainsi été estimée.

Les résultats obtenus permettent d'affirmer que **le sel déjà endommagé du fait du creusement des galeries de stockage a subi un endommagement plus intense et plus étendu sous l'effet de l'incendie. La modélisation indique que la zone affectée par l'endommagement est d'autant plus étendue que la température est élevée en paroi des galeries. Elle n'atteint le niveau du foudroyage (Figure 41), aux extrémités du bloc 15 que dans l'hypothèse a priori irréaliste d'une élévation de température de 300 °C, sur toute la paroi du bloc 15. Cette prévision ne tient pas compte du décollement des bancs, phénomène difficile à modéliser.**

En se référant à la valeur de la contrainte thermique de 1 MPa/°C pour le sel, on peut affirmer que quelque soit la température résultant de l'incendie, les contraintes d'origine thermique sont plus importantes que celles créées par le creusement du stockage (l'effet du creusement équivaut, en première approximation, à une élévation de température d'une vingtaine de °C).

Précisons que les contraintes d'origine thermique (résultant du comportement thermoélastique des terrains) se relaxent dans le temps du fait du comportement viscoplastique du sel. Cette relaxation va de pair avec le fluage du sel qui s'accélère avec la température. La relaxation est d'autant plus importante que la température est élevée ; ce phénomène n'est donc pas lié au refroidissement progressif du massif après l'arrêt de l'incendie.

Notons également que le comportement mécanique initial du massif avant l'incendie est globalement retrouvé après le refroidissement, en dépit du fait que l'endommagement et le fluage sont des phénomènes irréversibles. Cela est confirmé par les vitesses de convergence mesurées dans le bloc 15 (annexe A) qui ne sont que légèrement supérieures à celles des autres blocs (il s'agit probablement d'un effet conjugué de l'endommagement, du stot et du litage du toit).

¹¹ En général, pour tout phénomène de diffusion linéaire, les résultats peuvent être présentés d'une manière adimensionnelle, en divisant le temps par le temps caractéristique et la distance par la distance caractéristique. Le temps caractéristique est donné par le ratio « carré de la dimension caractéristique / la diffusivité » et la distance caractéristique dépend du problème étudié (par exemple, la hauteur de la galerie, dans le cas étudié).

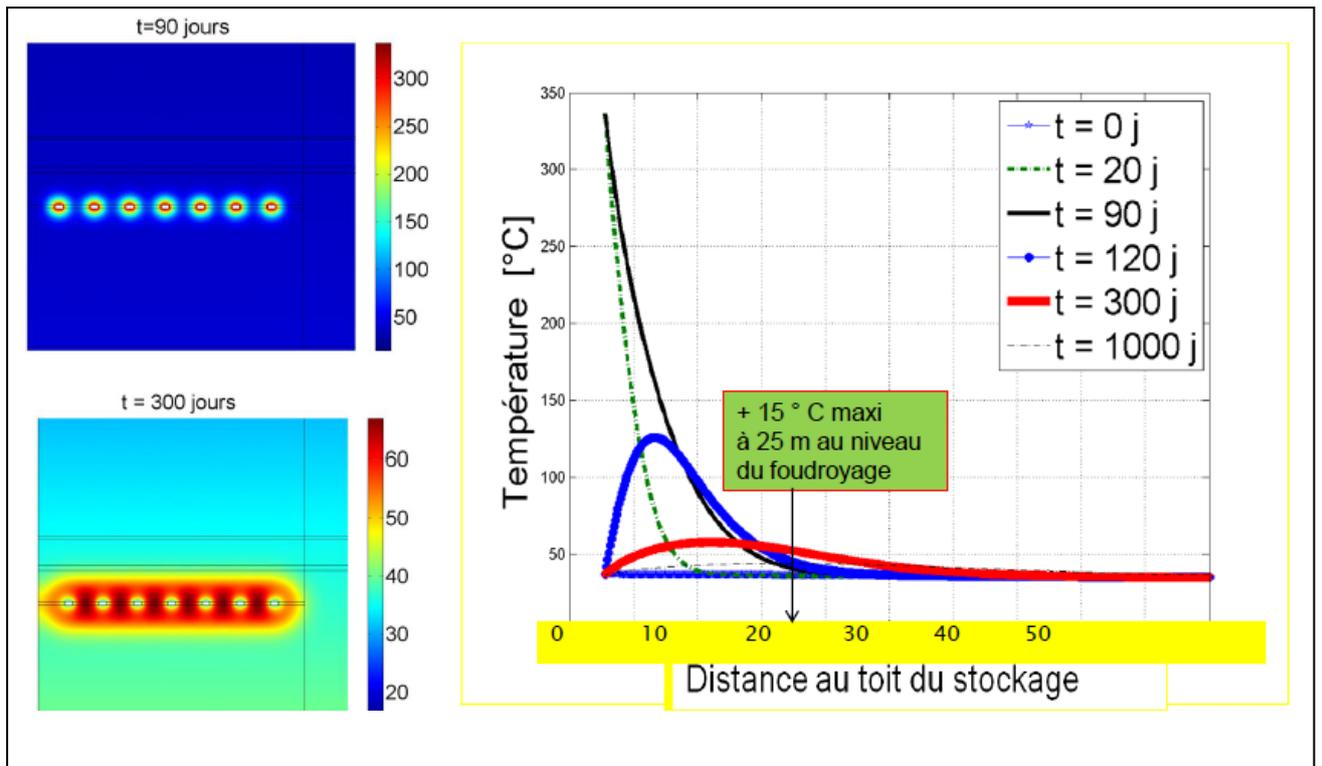


Figure 40: Modélisation de la température du massif induite par l'incendie du bloc 15. Nota : l'élévation de la température de 15 °C indiquée ici dans l'hypothèse pessimiste d'une température en paroi de 300 °C n'est que de 5 °C si la paroi est à 100 °C.

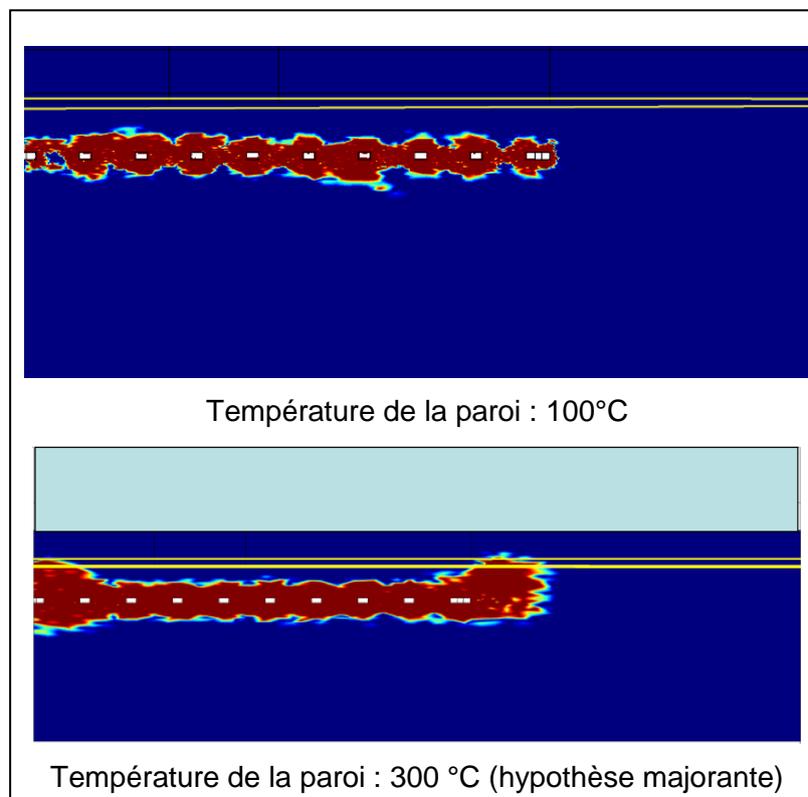


Figure 41 : Endommagement induit par l'incendie : prévision du modèle dans deux hypothèses de température uniforme à la paroi du bloc 15.

7.9.7 IMPACT DE L'ENDOMMAGEMENT SUR LA PERMEABILITE DU SEL

Les résultats issus des expériences de laboratoire et in situ, réalisées à l'étranger mettent en évidence une augmentation significative de la perméabilité de sel, en présence d'un endommagement (Spiers, 1989 ; Stormont, 1991 ; Peach, 1996 ; Schultze, 2001 ; Rothfuchs, 2004). Ce phénomène est bien visible sur la Figure 42 qui montre l'évolution de la perméabilité autour d'un forage. Il s'agit d'une expérimentation réalisée dans le cadre du projet WIPP sur le stockage de déchets radioactifs, au Nouveau Mexique, aux Etats Unis (Stormont et al, 1991). On constate que la perméabilité du sel, initialement négligeable et égale à 10^{-21} m^2 (10^{-14} m/s ou encore 10^{-6} milli-Darcy), augmente de plusieurs ordres de grandeur, au sein de la zone endommagée par le forage. Cette augmentation dépasse 5 ordres de grandeur, tout près de la paroi.

Plusieurs auteurs ont tenté d'établir une corrélation entre la perméabilité et la porosité du sel, induite par la dilatance (Peach, 1996 ; Rothfuchs, 2004 ; Schultze, 2001). Un exemple est donné sur la Figure 43 où la perméabilité a été mesurée sur les échantillons de laboratoire ou in situ. Les expériences ont été réalisées sur le sel gemme et le sel broyé. Elles ont permis de proposer des lois en puissance caractérisant l'évolution de la perméabilité en fonction de la porosité (exposant compris entre 2,5 et 5,2).

Nous allons estimer, à partir de la Figure 43, la perméabilité du sel endommagé autour de StocaMine. Cette estimation est basée sur les valeurs de la porosité de fissures, obtenues à partir de déformations volumiques de dilatance. Les résultats sont donnés dans le Tableau 6.

D'après cette estimation, l'endommagement induit par la déconsolidation du sel autour des ouvrages conduit à une augmentation de perméabilité de 2 à 3 ordres de grandeur alors que l'endommagement provoqué par l'incendie peut être responsable de 4 à 6 ordres de grandeur, en fonction de la température. Toutefois, la perméabilité du sel endommagé demeure modérée (minimum 10^{-15} m^2 , soit 10^{-8} m/s ou encore 1 milli-Darcy).

	Sel intact	Zone endommagée par le creusement des galeries	Zone endommagée par l'incendie
Porosité de fissures (%)	< 0,1	0,4 - 0,8	2 - 5
Perméabilité (m^2)	$10^{-21} - 10^{-20}$	$< 10^{-18}$	$10^{-17} - 10^{-15}$
Perméabilité (m/s)	$10^{-14} - 10^{-13}$	$< 10^{-11}$	$10^{-10} - 10^{-8}$

Tableau 6 : Estimation de la perméabilité de la zone endommagée autour du stockage (à partir de résultats de Rothfuchs et al, 2004).

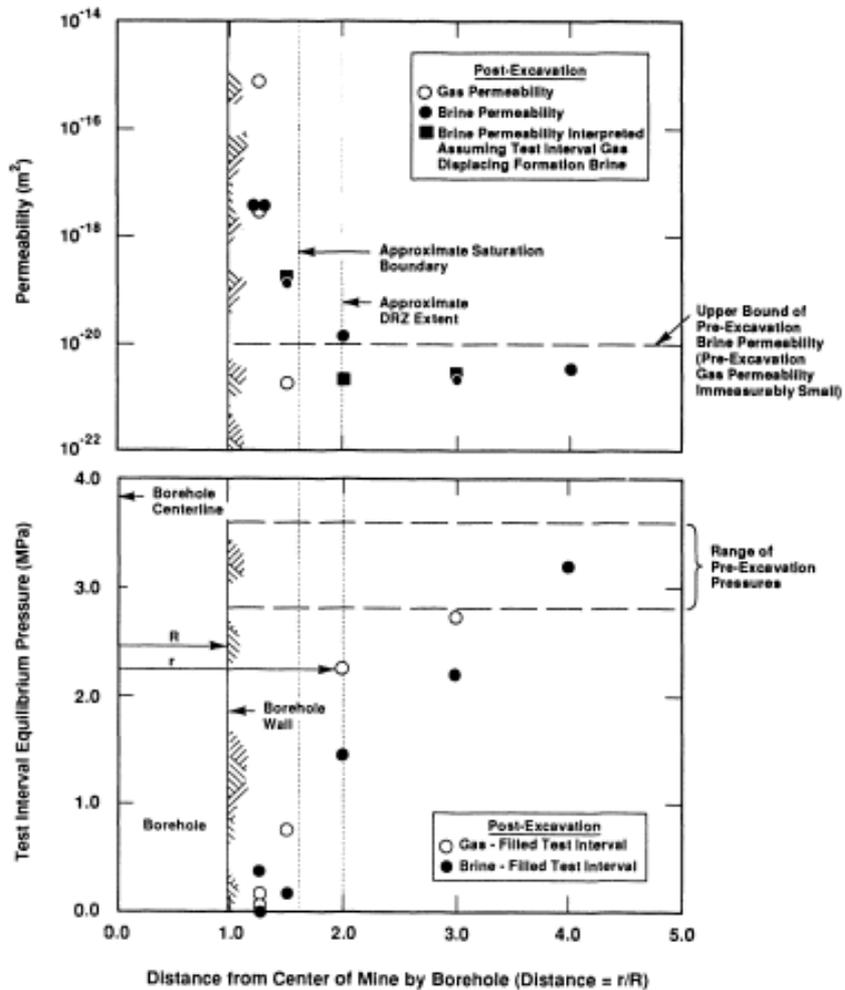


Figure 42: Impact de l'endommagement autour d'un forage sur la perméabilité de sel (Essai in situ lié au projet WIPP aux Etats Unis, Stormont et al, 1991).

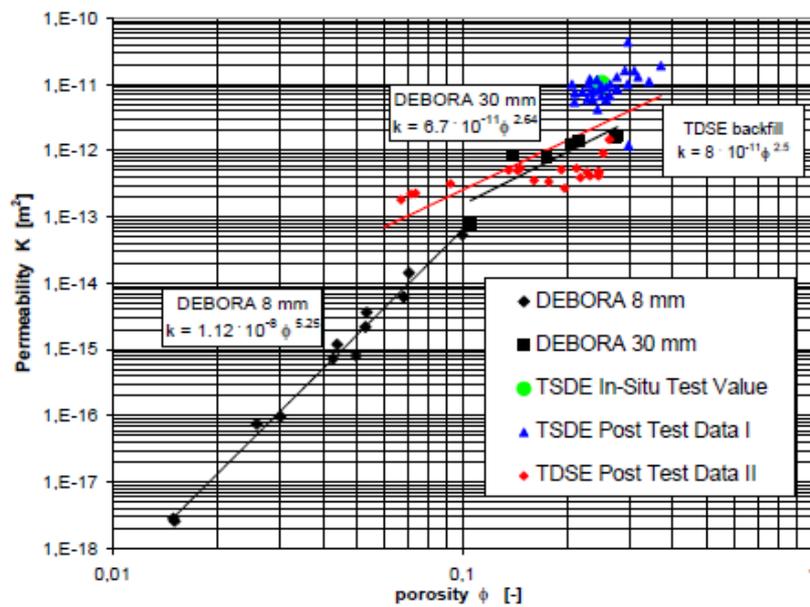


Figure 43 : Relations entre la perméabilité et la porosité du sel gemme et du sel broyé, mises en évidence par des expériences de laboratoire et in situ (Rothfuchs et al, 2004).

Dans la mesure où les travaux de recherche cités ci-dessus indiquent que la perméabilité du sel intact est retrouvée pour des valeurs de porosité n'excédant pas 0,1%, nous avons évalué l'extension de la zone endommagée, caractérisée par des valeurs de dilatance dépassant ce seuil. Cette zone apparaît sur la Figure 44, dans l'hypothèse pénalisante d'une température d'incendie de 300 °C. **Ce résultat suggère que l'augmentation de la perméabilité induite par l'incendie ne concerne qu'une douzaine de mètres, au toit du stockage. Elle n'atteint pas le niveau du foudroyage. Ce calcul ayant été effectué sans prendre en compte le décollement éventuel des bancs de toit, nous ignorons dans quelle mesure il est représentatif de la réalité, faute d'une vérification in situ.**

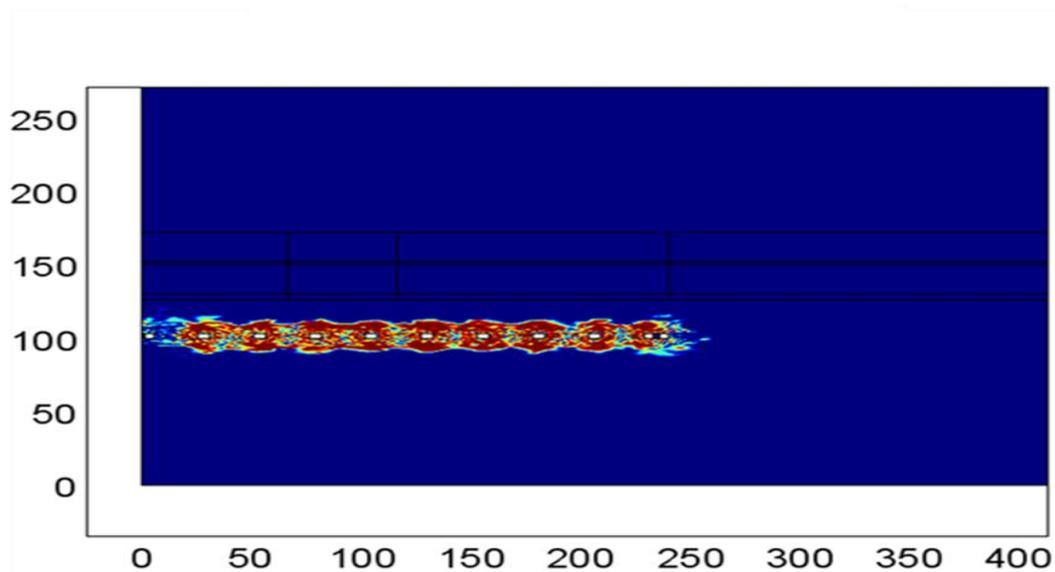


Figure 44 : Extension de la zone endommagée responsable d'une augmentation de la perméabilité de sel (frontière de la zone à dilatance supérieure à 0,1% correspondant à une perméabilité supérieure à 10^{-20} m^2).

8. CONCLUSION

L'étude géomécanique qui vient d'être présentée fait partie des études réalisées par l'INERIS pour le compte de StocaMine sur les différents scénarios de devenir du stockage de déchets industriels de StocaMine.

En plus des investigations menées auparavant par d'autres organismes, ce travail s'appuie largement sur les résultats des recherches déjà réalisées en France et à l'étranger sur le sel. En particulier, les résultats des expériences de laboratoire et in situ obtenus sur le sel de la mine Amélie aux MDPAs, dans le cadre de programmes européens ont été utilisés. Ces travaux de recherche avaient débouché sur le développement de deux modèles rhéologiques : celui de Norton sur le fluage de sel et un modèle d'endommagement. Caractérisés en laboratoire et in situ, ces modèles ont servi aux études mécaniques et thermomécaniques présentées dans ce rapport.

Les principaux résultats obtenus peuvent être résumés ainsi :

- 1- En ce qui concerne **la stabilité mécanique** des différents ouvrages, les points suivants sont à souligner :
 - les approches basées sur la modélisation et les observations s'accordent sur le fait que les piliers des voies desservant le stockage sont endommagés, ce qui soulève le problème de la tenue mécanique à moyen terme et de l'accessibilité dans le temps au stockage ;
 - le contact entre le toit du stockage et les déchets est inévitable, à court ou à moyen terme (dans quelques années à quelques dizaines d'années, selon le bloc considéré). Ce fait qui tient à la fois au fluage du sel et au décollement des bancs, est de nature à compliquer considérablement, voire à rendre impossible un déstockage différé ;
 - les résultats de la modélisation du stot de séparation entre les mines Amélie et Marie-Louise indiquent que la stabilité du stot est compromise localement dans les parties dont l'épaisseur est inférieure à 20 m. Cela signifie que l'étanchéité hydraulique du stot n'est pas assurée et l'ensemble du secteur ouest sera en communication lors de l'ennoyage.
 - le toit immédiat, le mur et les piliers de la zone affectée par l'incendie sont endommagés, comme l'indiquent la modélisation et les observations (photographies disponibles). Précisons que l'accès au bloc 15 étant condamné, ce bloc n'a pas pu être visité de près par l'INERIS. Toutefois, la modélisation a montré que la fissuration des bancs n'a probablement pas atteint le niveau du foudroyage, 25 m plus haut et que la perméabilité du sel doit y rester encore très faible.

- 2- S'agissant **du fluage des ouvrages souterrains**, il convient de noter que :
- le modèle rhéologique de Norton, largement reconnu et employé à travers le monde, a été utilisé après un calage des paramètres, effectué sur les convergences mesurées dans les différents blocs. Le modèle reproduit bien les déplacements mesurés jusqu'à présent, pendant environ 10 ans ; il a été extrapolé à moyen et long termes ;
 - la vitesse de convergence « toit-mur » est de 0,9% par an aussi bien pour les voies doubles situées à 550 m de profondeur que pour le site de stockage ;
 - la vitesse de convergence est fortement influencée par la profondeur sous l'effet conjugué de deux facteurs :
 - a- le déviateur de contrainte qui est deux fois plus fort à 1000 m qu'à 500 m. Il en résulte que la vitesse de convergence des galeries situées à 500 m est multipliée par un facteur 16 à 1000 m de profondeur, puisque la vitesse de fluage est proportionnelle au déviateur élevé à la puissance 4 pour le sel des MDPAs (selon le modèle utilisé) ;
 - b- la température naturelle du massif qui est voisine de 35 °C à 550 m et de 50°C à 1000 m. La température intervient de manière exponentielle sur le fluage (loi d'Arrhenius) et conduit à doubler la vitesse de déplacement entre ces deux profondeurs ;
 - ainsi, les galeries sont fermées au bout de quelques années à 1000 m de profondeur mais seulement après environ 2 siècles à 500 m. Il s'agit d'une fermeture mécanique et non d'un « encapsulage », étanche d'un point de vue hydraulique (leur perméabilité ne sera pas négligeable) ;
 - en se basant sur quelques mesures locales d'affaissement rapportées par les MDPAs, la vitesse d'affaissement résiduel des terrains foudroyés est pratiquement constante et voisine de 1 cm/an, une dizaine d'années après l'exploitation. On en déduit une vitesse de compaction des terrains foudroyés de l'ordre de 0,1 à 0,2 % par an. Pour l'étude d'ennoyage, il convient de prendre en compte une vitesse de compaction de 0,1% par an, avant l'ennoyage.
 - Les phénomènes de fluage et de compaction résiduelle des terrains foudroyés demeurent importants, même à long terme (sur plusieurs siècles) et doivent être pris en compte dans les études de transport de la saumure et de polluants.

3- Concernant **l'interaction entre le fluage et l'ennoyage**, il convient de préciser :

- la durée de l'ennoyage dépend du volume des vides laissés par des anciennes exploitations de potasse, accessibles à l'eau. Ce volume comprend celui des terrains de foudroyage mais aussi la porosité cumulée provenant des pores et des fissures des terrains. L'hypothèse de 5 à 10% de vides résiduels, retenue jusqu'à présent, qui s'appuie sur une amplitude d'affaissement de 90% d'ouverture des tailles, nous semble justifiée à grande profondeur (1000 m) mais probablement surestimée, à l'échelle de l'ensemble de l'exploitation. L'ennoyage n'interviendra donc qu'à long terme, au bout de quelques siècles ; alors les ouvrages d'infrastructure seront fermés. Là encore, cette fermeture mécanique ne signifie pas pour autant que les anciens chantiers d'exploitation (tailles et ouvrages d'accompagnement ou d'infrastructure) seront étanches, d'un point de vue hydraulique. Leur perméabilité restera sans doute élevée, même en présence des faibles vides résiduels ;
- la pression hydrostatique d'ennoyage, liée à la saumure et l'eau douce, fera diminuer considérablement le déviateur de contraintes dans les vides. Cet effet de « confinement » conduira à une diminution de la vitesse de fluage, de plus d'un ordre de grandeur ; elle sera voisine de 0,01 % par an, dans les terrains foudroyés, soit inférieure à 1 mm/an. C'est une vitesse très faible, non perceptible et non mesurable aujourd'hui (inférieure au bruit de fond).

Ces éléments permettent aussi d'affirmer que :

- 1- **même si la compaction résiduelle sera très lente à long terme, le fluage constituera un moteur important de transport de fluides vers l'extérieur. Ce phénomène est donc à prendre en compte dans les études hydrogéologiques et de transport ;**
- 2- **les instabilités déjà observées à différents niveaux du toit (décollements), du mur (soufflage) et des piliers des galeries étant de nature à s'accroître dans le temps, la décision sur le devenir du stockage de StocaMine est à intervenir, dans les meilleurs délais.**

9. REFERENCES

- Berest, P., Karimi-Jafari, M., Brouard, B. (2008). Comportement mécanique à très long terme des mines et des cavités dans le sel gemme : loi de Norton-Hoff ou loi de Lemaitre ?, *Revue Française de Géotechnique*, n° 124, P. 45-59.
- Blanc-Valleron, M.M. (1990). Les formations paléogènes évaporitiques du bassin potassique de Mulhouse et des bassins plus septentrionaux d'Alsace. Thèse Docteur ès Sciences Naturelles, Université Louis Pasteur, Strasbourg.
- Brouard, B. (2002). Etude bibliographique sur les accidents dans les bassins salifères résultant d'une dissolution volontaire ou non, Rapport de Brouard Consulting pour GEODERIS, 14 mars 2002.
- Campos de Orellana (1996). Pressure-solution creep and non-associated plasticity in the mechanical behavior of potash mine openings, *International Journal of Rock Mechanics and Mining science and Geomechanics Abstracts*, Vol 3, N° 4, pp. 347-370, Elsevier.
- Carter, N.L., Hansen, F.D. (1991). "Creep of rock salt". *Tectonophysics*, vol. 92, pp 275-333.
- Cosenza, P. (1996). Sur les couplages entre comportement mécanique et processus de transfert de masse dans le sel gemme. Thèse de l'Université Paris 6
- Cosenza, Ph., Ghoreychi, M. (1997). Evolution de la perméabilité du sel sous sollicitations mécano-chimiques , *Bull. Société Géologique de France*, t ; 168, n° 3, pp 313-324.
- Cosenza, P., Ghoreychi, M. (1999). Effect of fluid-rock interaction on mechanical behavior of rock salt. 5th Conf. Mechanical Behavior of Salt, Bucharest (Romania), August 9-11, Proc. "Basic & Applied Salt Mechanics", Cristecu et al (eds), AA. Balkema, 57-72.
- Cosenza, P., Ghoreychi, M., Bazargan, B., de Marsily, G. (1999). In situ rock salt permeability for long term safety assessment of storage. *International Journal of Rock Mechanic & Mining Sciences*, N° 36, pp 509-526
- Cristescu, N., Hunsche, U. (1991). A constitutive equation for salt, 7th Int. Cong. Rock Mech., Aachen, Sept. 16-20, Balkema.
- De Meer, S., Drury, M.R., De Bresser, G.H.P., Pennock, G.M. (2002). Current issues and new developments in deformation mechanisms, rheology and tectonics, Geological Society, London, Special publications, 2002, V. 200, P. 1-27
- Carnec, C., King, C. Raucoules, D., Guise, Y., Paquette, Y. (2001). Suivi de mouvements résiduels sur sites miniers par interférométrie radar : perspectives et applications, *Environnement , Revue de la Société Industrie Minérale*, N°14 : 21-23.
- Ghoreychi, M., Daupley, X. (2004), Devenir à long terme d'exploitations abandonnées de sel. *Revue Française de Géotechnique*, N° 106-107, 1^{er} et 2^{ème} semestre.

- Ghoreychi, M. (1991). Comportement du sel broyé sous l'effet d'une source de chaleur dans des sondages réalisés dans une mine de sel. Edition CCE, EUR 13638FR
- Ghoreychi, M., Berest, P., Hardy, H.R. Jr., Langer, M. (1996). The Mechanical Behavior of Salt. Proc. the Third Conference, Trans Tech Publisher, Germany, ISBN 0-87849-1000-7.
- Ghoreychi, M. (1990). Conséquences du comportement thermomécanique du sel pour la conception et la sûreté d'un enfouissement de déchets radioactifs. Stockage en Souterrain. Presses des Ponts et Chaussées, 229-243.
- Ghoreychi, M., Daupley, X. (2002). Incidences du comportement mécanique et des processus de transport sur l'évolution à long terme des sites d'exploitation de sel. Journées Nationales de Géologie et de Géotechnique (JNGG 2002), Nancy.
- Ghoreychi, M. (2006). Coupled Processes involved in post-mining, Keynote Lecture, Proceedings Eurock 9-12 mai, Liège, Elsevier.
- Hopt, M. (1991). A constitutive law for rock salt based on creep and relaxation tests, Rock Mechanics and Rock Engineering, vol 24, N° 4, 179-206.
- Hunsche, U. (1993), Failure behaviour of rock salt around underground cavities, 7th symp. on Rock Salt, Kakihana H. Ed., Elsevier B., Amsterdam.
- Kazan, Y. N. (1994). Comportement Thermo-Elasto-Viscoplastique des ouvrages souterrains dans le sel gemme. Thèse de l'ENSMP.
- Kazan Y., Ghoreychi M. (1996). Essai in situ CPPS : Etude thermomécanique d'un puits de stockage de déchets radioactifs dans le sel. EUR16946FR.
- Kazan, Y., Ghoreychi M. (1997). An in situ test on Near Field of Waste Repositories-Experimentation, Results and Interpretation. ISRM International Symposium, 36th U.S. Rock Mechanics Symposium, Columbia University, New York, USA, June 29 - July 2.
- Kazan, Y., Ghoreychi, M. (1997). Convergence des galeries dans les formations salifères, mesures in situ et Interprétation. Revue Française de Géotechnique n° 79.
- Langer, M. (1981). The rheological behavior of rock salt. Proc. First Conf. Mech. Behavior of Salt, Trans Tech Publications, Germany, 201-240.
- Lemaitre, J., Chaboche, J. L. (1988). Mécanique des matériaux solides. Dunod, Paris.
- Laouafa, F., Ghoreychi, M. (2006). Une méthode pseudo analytique pour l'analyse du fluage des piliers des mines de sel, Actes JNGG 2006, Lyon, 27-29 juin, 8p.
- Lux, K.H., Hou, Z. (2000). New developments in mechanical safety analysis of radioactive waste repositories in rock salt, Proceedings of international conference on radioactive waste disposal, disposal technologies and concepts, Berlin.
- Lux, K.H. (2009). Design of salt caverns for the storage of natural gas, crude oil and compressed air; geomechanical aspects of construction, operation and abandonment, Geological Society, London, special publications, V. 313, p. 93-128.
- Mandel, J. (1965). Les calculs en matière de pression des terrains, Revue de l'Industrie Minérale, janvier-avril.

- Munson, D.E., Dawson, P.R. (1982). A work hardening/recovery model of transient creep of salt during loading and unloading. Proc 23rd US Symp. Rock Mech. 299-307.
- Peach, C.J., Spiers, C.J. (1996). Influence of crystal plastic deformation on dilatancy and permeability development of synthetic salt rock, *Tectonophysics*, 256 (1996), 101-128, Elsevier.
- Pennock, G.M., Drury, M.R., Peach, C.J., Spiers, C.J. (2006). The influence of water on deformation microstructures and textures in synthetic NaCl measured using, *Journal of Structural Geology*, 28, 588-601, Elsevier.
- Pouya, A. (1991). Comportement rhéologique du sel gemme. Application à l'étude des excavations souterraines. Thèse de l'ENPC.
- Rothfuchs, T. Bollingerfehr, W., Bechthod, W. (2004). Lessons learnt from large-scale experiments in Asse mine / Germany, *Proceedings Euradwaste*, 6-7.
- Spiers, C.J., Peach, C.J. (1989). Development of dilatancy and permeability in rocks during creep : experiments on rock salt as rock analog. *Int. Geol. Congr. July, Washington D.C.*, vol. 3, pp 162-173.
- Stormont, J.C., Howard, C.L., Daemen, J.J.K. (1991). Changes in rock salt permeability due to nearby excavation, *Rock Mechanics as a multidisciplinary science*, Ed. Roggiers, Rotterdam.
- Stormont, J.C., Howard, C.L., Daemen, J.J.K. (1991). In situ measurements of rock salt permeability changes due to nearby excavation, *Sandia Report SAND90-3134 - UC-721*.
- Schulze, O., Pop, T., Kern, H. (2001). Development of Damage and permeability of deforming rock salt, *Engineering Geology*, 61, 163-180, Elsevier.
- Ter Heege, J.H., De Bresser, J.H.P., Spiers, C.J. (2005). Rheological behaviour of synthetic rock salt : the interplay between water, dynamic recrystallization and deformation mechanisms, *Journal of Structural Geology*, 27, 948-963, Elsevier.
- Thorel, L. (1994). Plasticité et endommagement des roches ductiles – Application au sel gemme. Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Thorel, L., Ghoreychi, M. (1996). Plasticité et endommagement du sel gemme. *Revue Française de Géotechnique*, n° 77.
- Thorel, L., Ghoreychi, M., Cosenza P., Chanchole, S. (1996). Damage and failure of Salt Rock under dry or wet conditions. 4th Conference on the Mechanical Behavior of Salt, Montréal (Canada).
- Vouille, G., Tijani, S.M., de Grenier, F. (1981). Experimental determination of the rheological behavior of Tersanne rock salt. Proc. Of the First Conf. On "the Mechanical Behaviour of Salt", Pennsylvania State University.
- Wawersik, W.R., Zimmerer, D.J. (1994). Triaxial creep measurements from rock salt from the Jennings dome, Louisiana, Borehole LA-1, Core # 8*, Sandia National Laboratories report, SAND94-1432, May.

Rapports de StocaMine

AVEC (2009). Etude des conséquences sur l'aéragé d'un incendie.

CESAME, 2006. Synthèse sur l'ennoyage de la mine de potasse Secteur Ouest, septembre.

CESAME, 2008. L'ennoyage des mines de potasse. Dossier commun aux secteurs Est et Ouest. Rapport AB/1143/04/08, avril, 80 p.

Combes P., Ledoux E. (1996). Etude de sûreté d'un projet de stockage de déchets toxiques dans la mine Amélie – Approche des problèmes liés à l'hydrogéologie, Rapport du Centre d'Informatique Géologique de l'Ecole des Mines de Paris, LHM/RD/90/60.

Feuga, B. (2010). Comparaison entre les conditions d'isolement des déchets dans le centre de stockage de StocaMine et dans quelques sites allemands de stockage en mine de sel ou de potasse.

Gombert, P. 2010, Synthèse critique des études hydrogéologiques sur l'ennoyage du site, Rapport d'étude INERIS-DRS-10-108130-03801A du 30 mars.

Gombert, P., 2010. Stockage souterrain de STOCAMINE (68) - Etude hydrogéologique de l'ennoyage du site, Rapport d'étude N° DRS-10-108130-12810A, 23 décembre.

Hadj-Hassen, F., Tijani, M. (2006). Actualisation de l'étude de stabilité du stockage de déchets toxiques dans la mine d'Amélie. Ecole des Mines de Paris.

Hadj-Hassen, F. (2009). STOCAMINE : Evaluation du volume des vides souterrains résiduels après ennoyage, Mines-ParisTech.

Laouafa, F. 2010. Analyse critique des études géomécaniques du stockage de StocaMine, Rapport d'étude INERIS-DRS-10-108130-04240A, 2 avril.

Mica Environnement (2004). Etude géologique, hydrogéologique et géotechnique du centre de stockage de StocaMine.

Schultz, P., Thill, G. (2002). Incendie de stockage souterrain Société StocaMine, Rapport d'Expertise pour le Tribunal de Grande Instance de Mulhouse.

MDPA, Mémoire 5 (2008). Les affaissements miniers et la stabilisation des terrains, p. 556-631.

Vouille, G. (1990). Etude de sûreté d'un projet de stockage de déchets toxiques dans la Mine Amélie. Aspects mécaniques du problème. Ecole des Mines de Paris.

10. ANNEXES

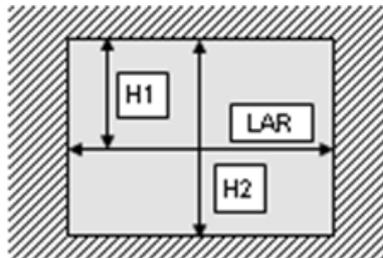
10.1 ANNEXE A : CONVERGENCES VERTICALES ET HORIZONTALES MESUREES DANS LES DIFFERENTS BLOCS DE STOCAMINE

Dans l'ordre :

Convergence verticale entre le toit et le mur (H2) : Figures A1 à A5

Convergence horizontale (LAR) : Figures A6 à A10

Convergence verticale entre le toit et la mi-hauteur supérieure du pilier (H1) : Figures A11 à A15



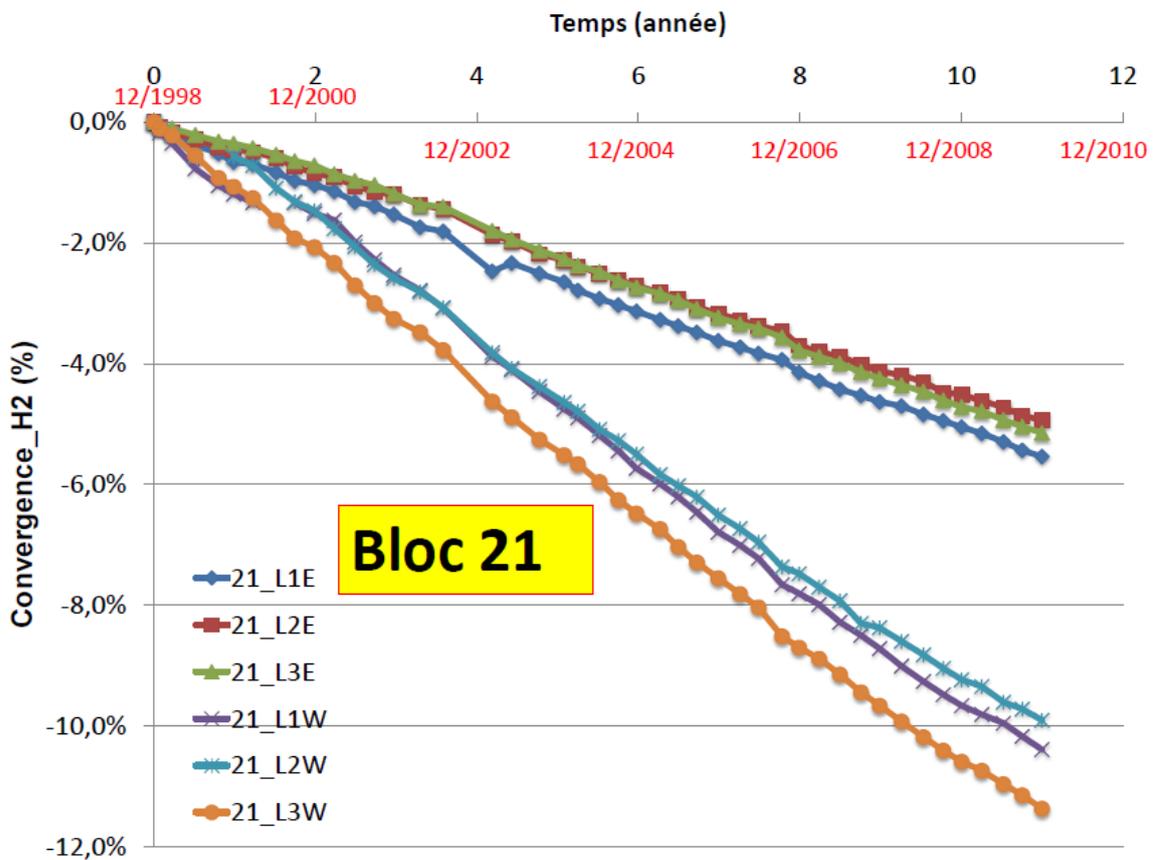
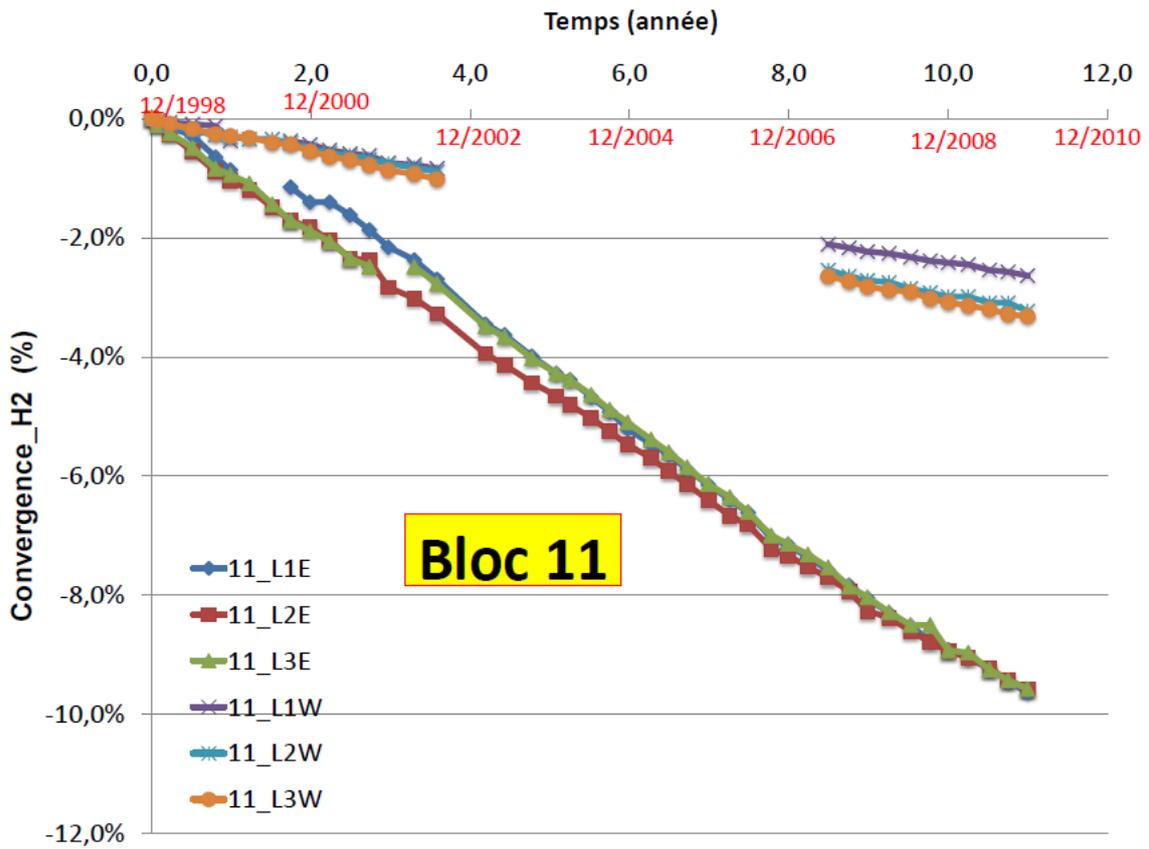


Figure A1 : Convergences verticales « toit-mur » (H2) dans les blocs 11 et 21

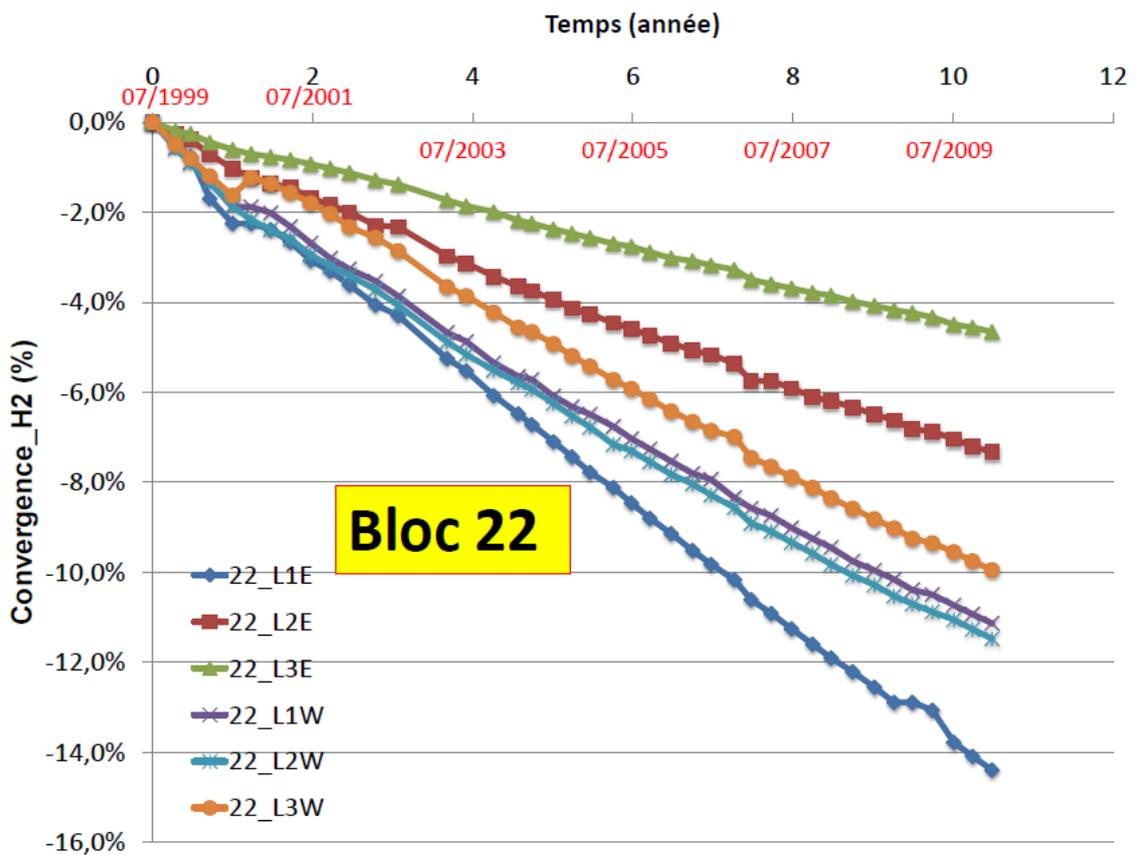
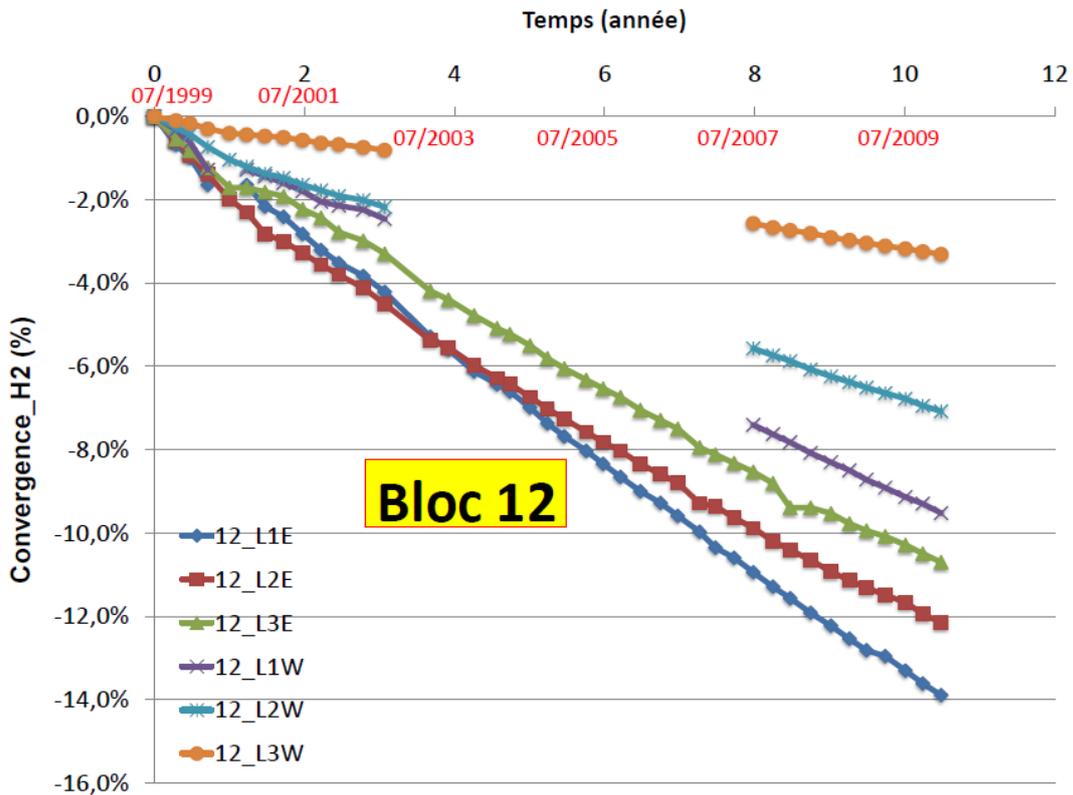


Figure A2 : Convergences verticales « toit-mur » (H2) dans les blocs 12 et 22 (premiers blocs)

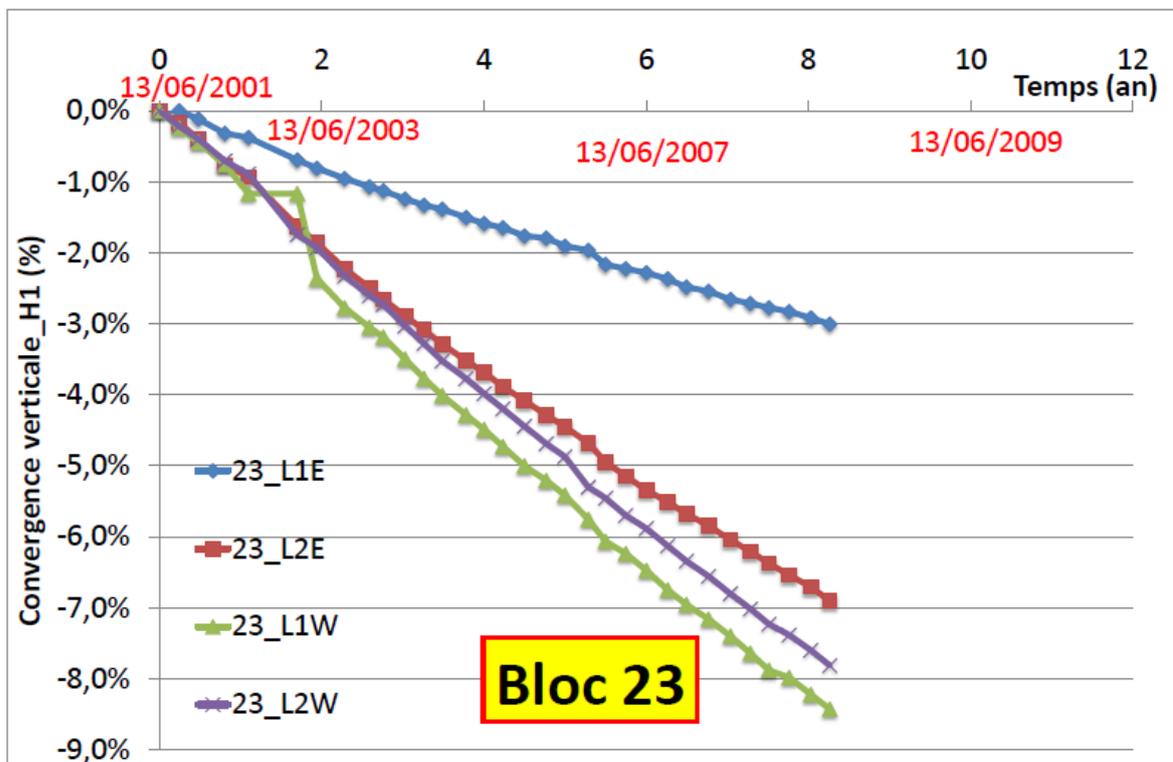
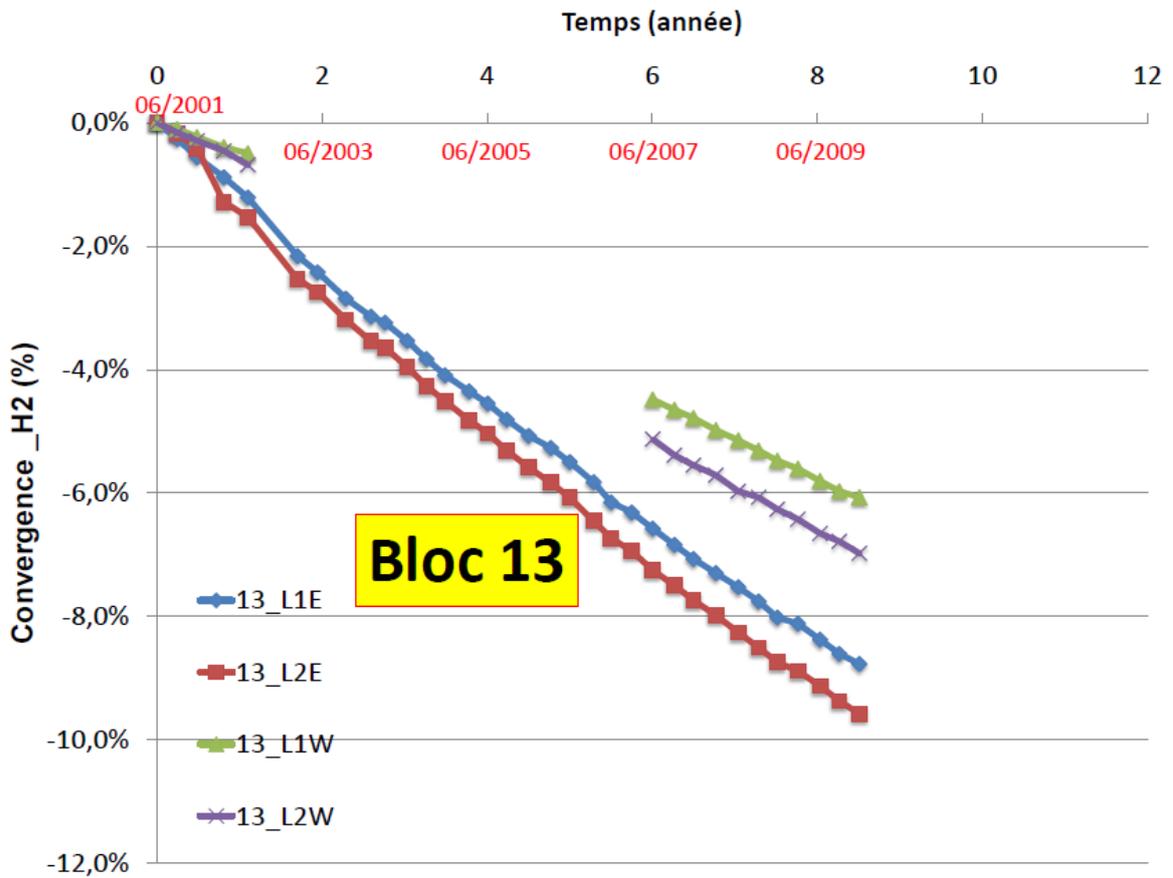


Figure A3 : Convergences verticales « toit-mur » (H2) dans les blocs 13 et 14

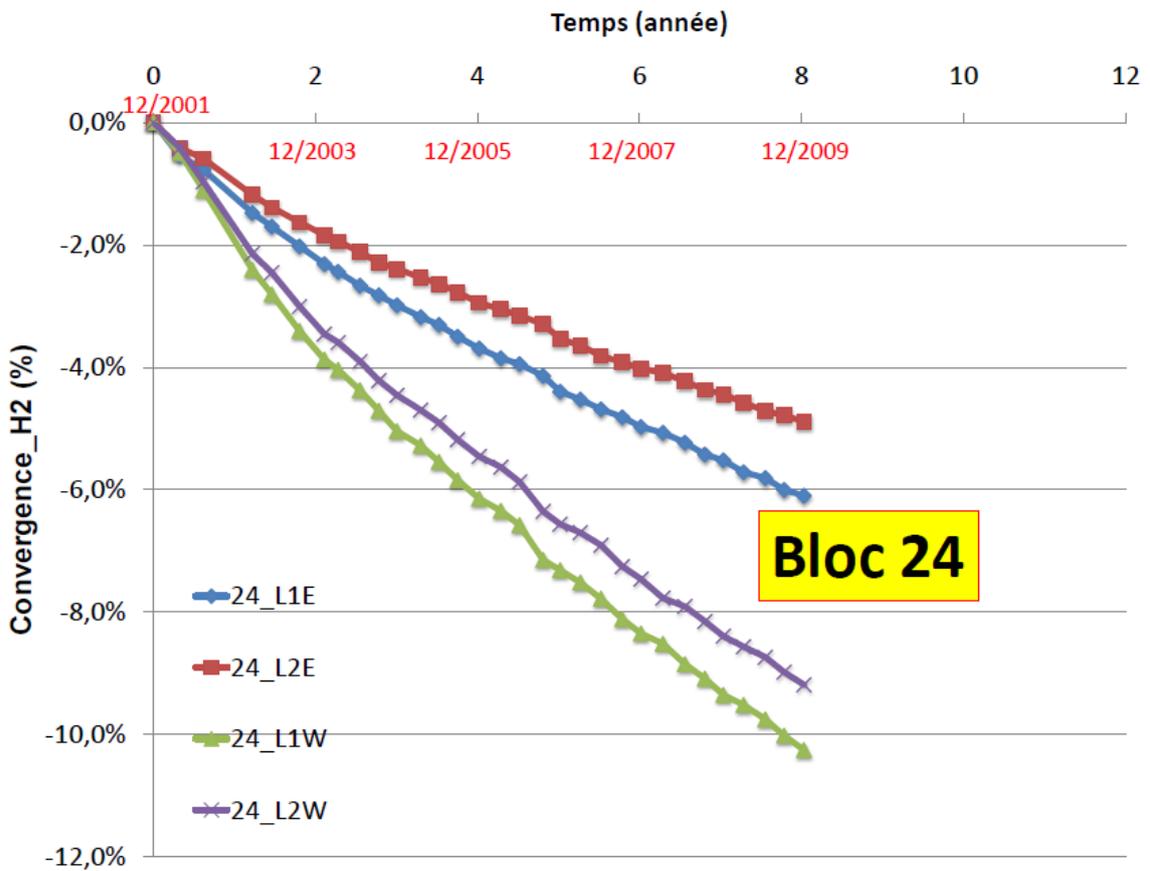
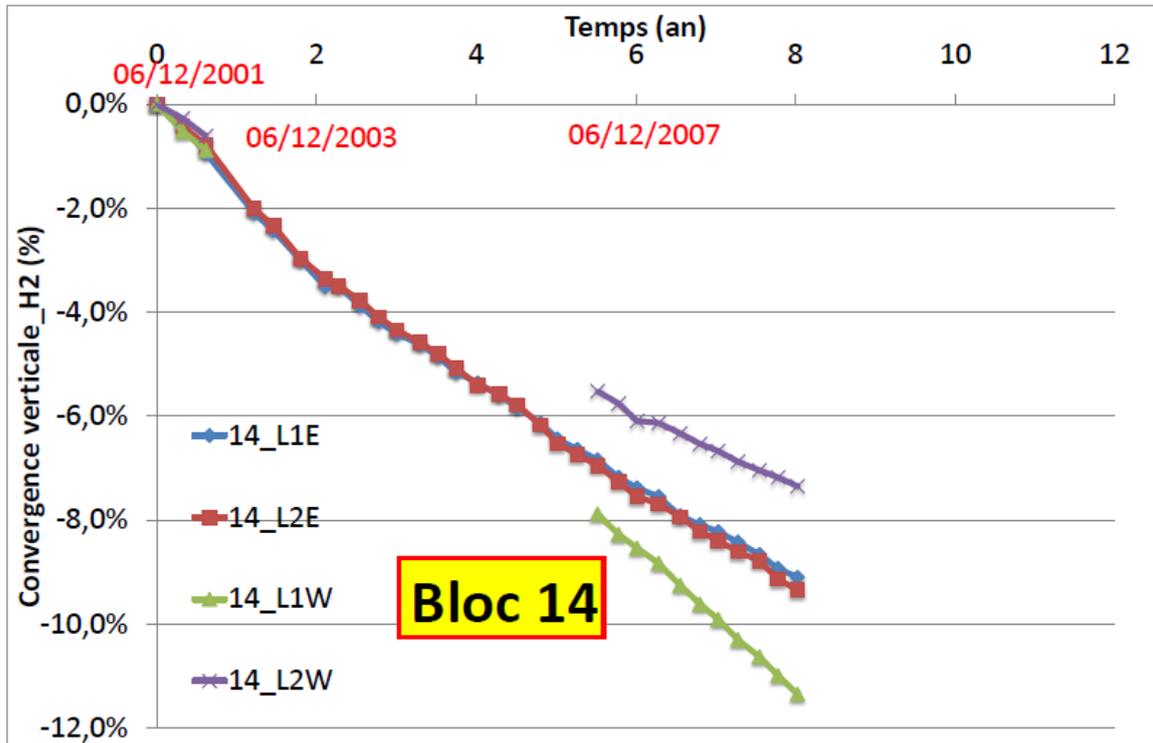


Figure A4 : Convergences verticales « toit-mur » (H2) dans les blocs 14 et 24

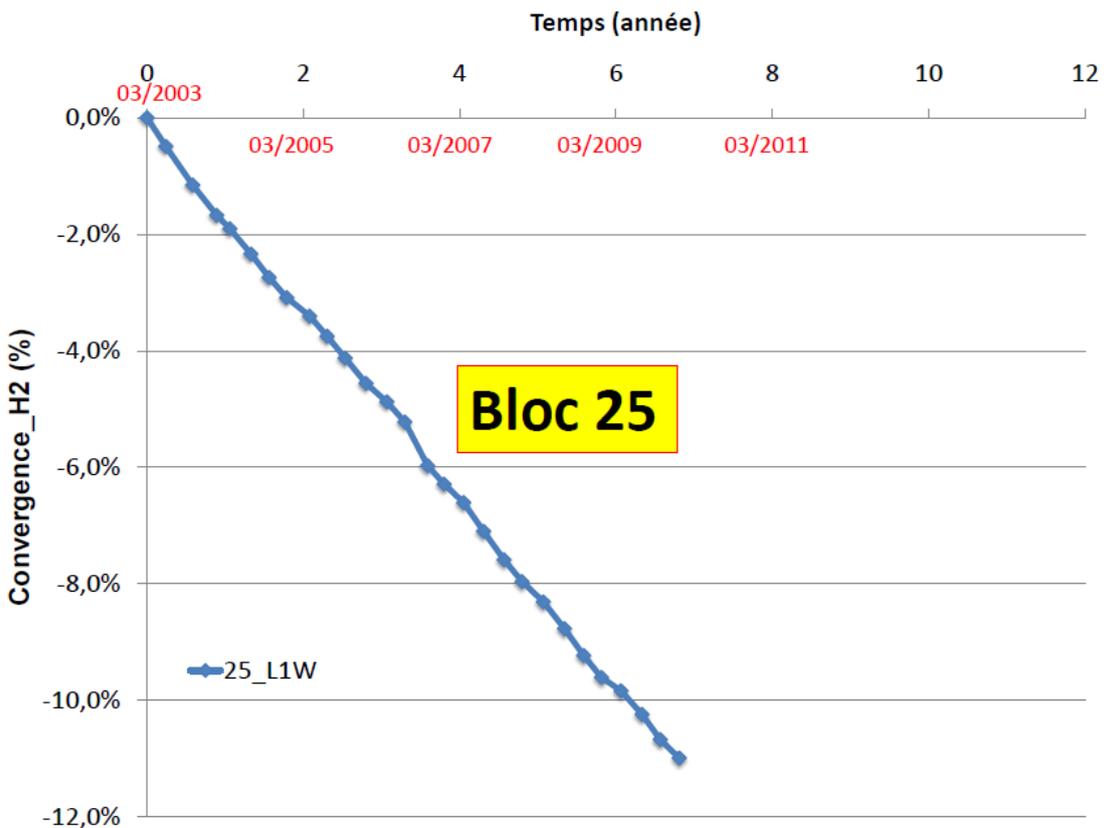
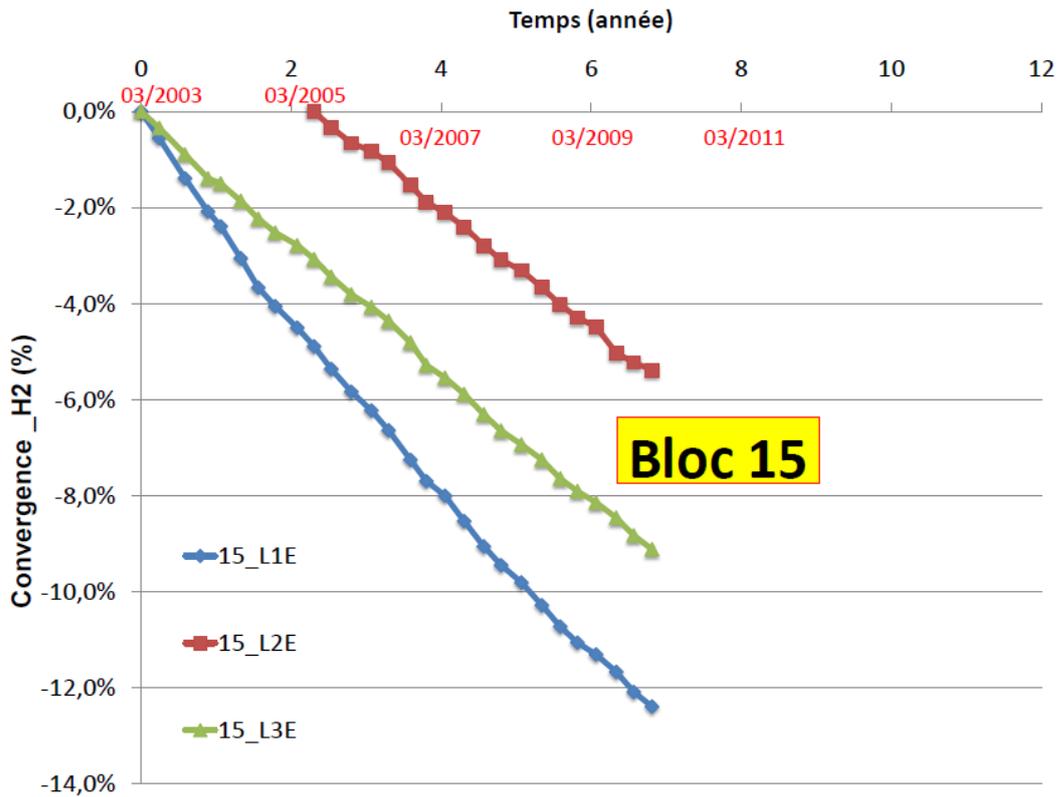


Figure A5 : Convergences verticales « toit-mur » (H2) dans les blocs 15 (dernier bloc affecté par l'incendie) et 25 (bloc non occupé par les déchets)

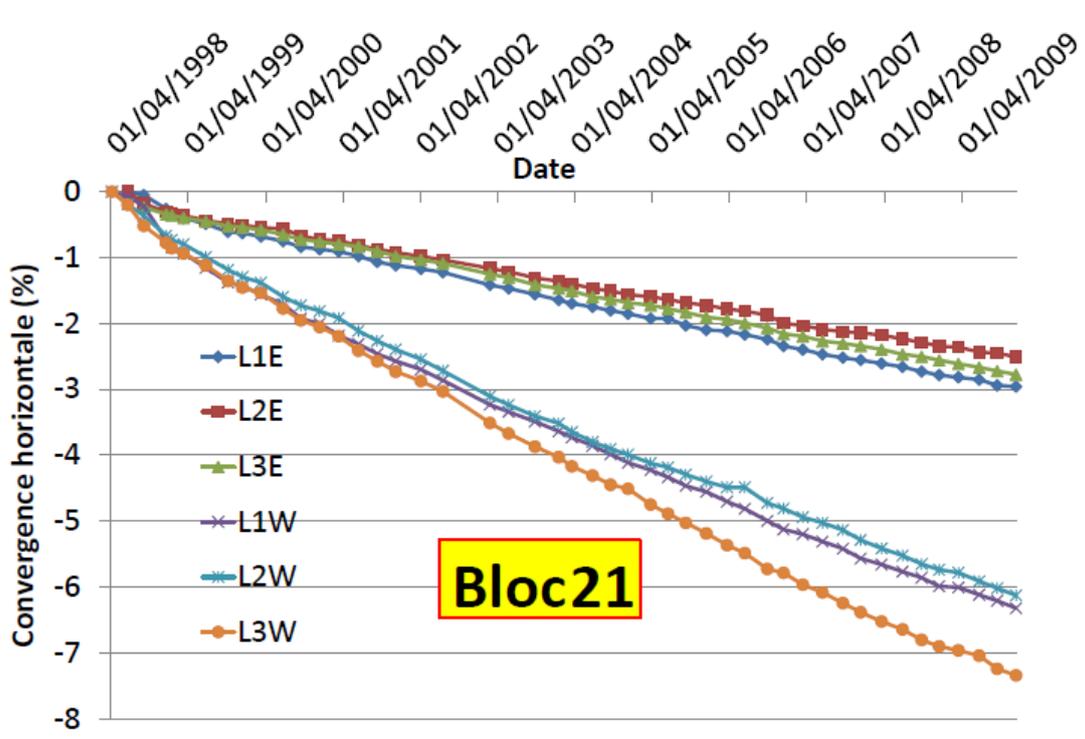
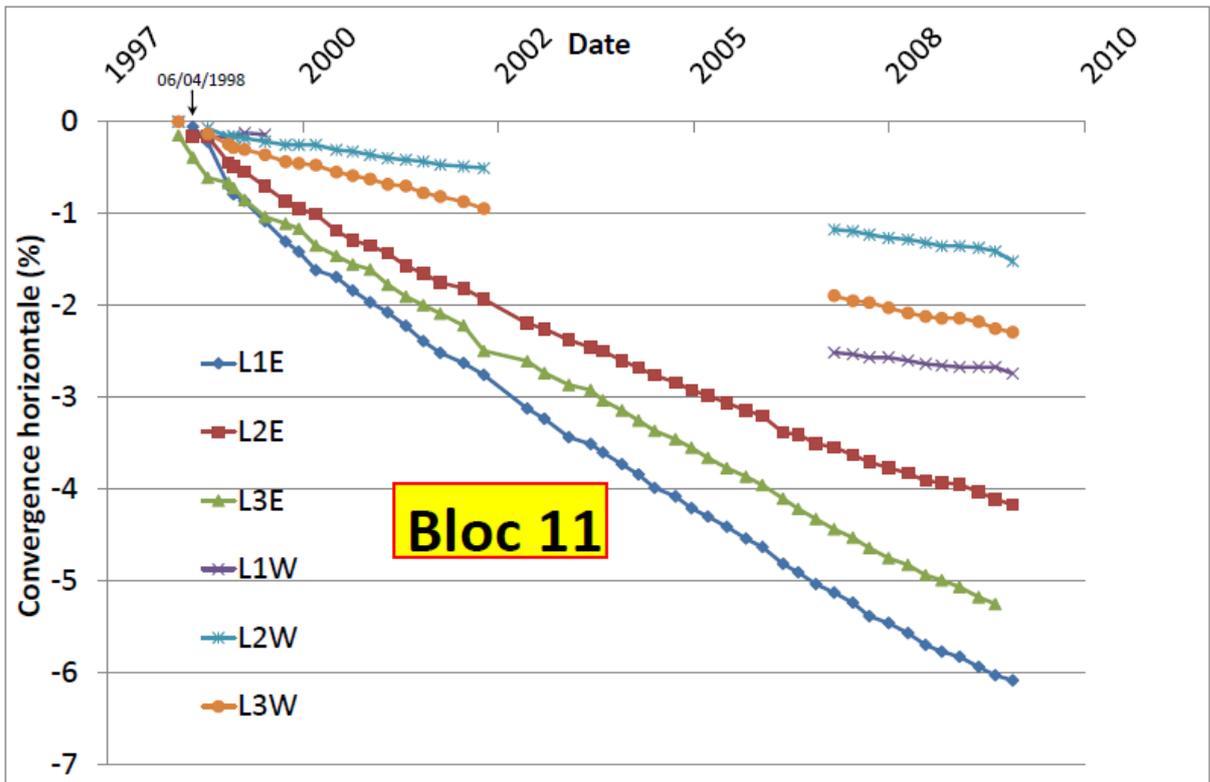


Figure A6 : Convergences horizontales (LAR) dans les blocs 11 et 21 (premiers blocs)

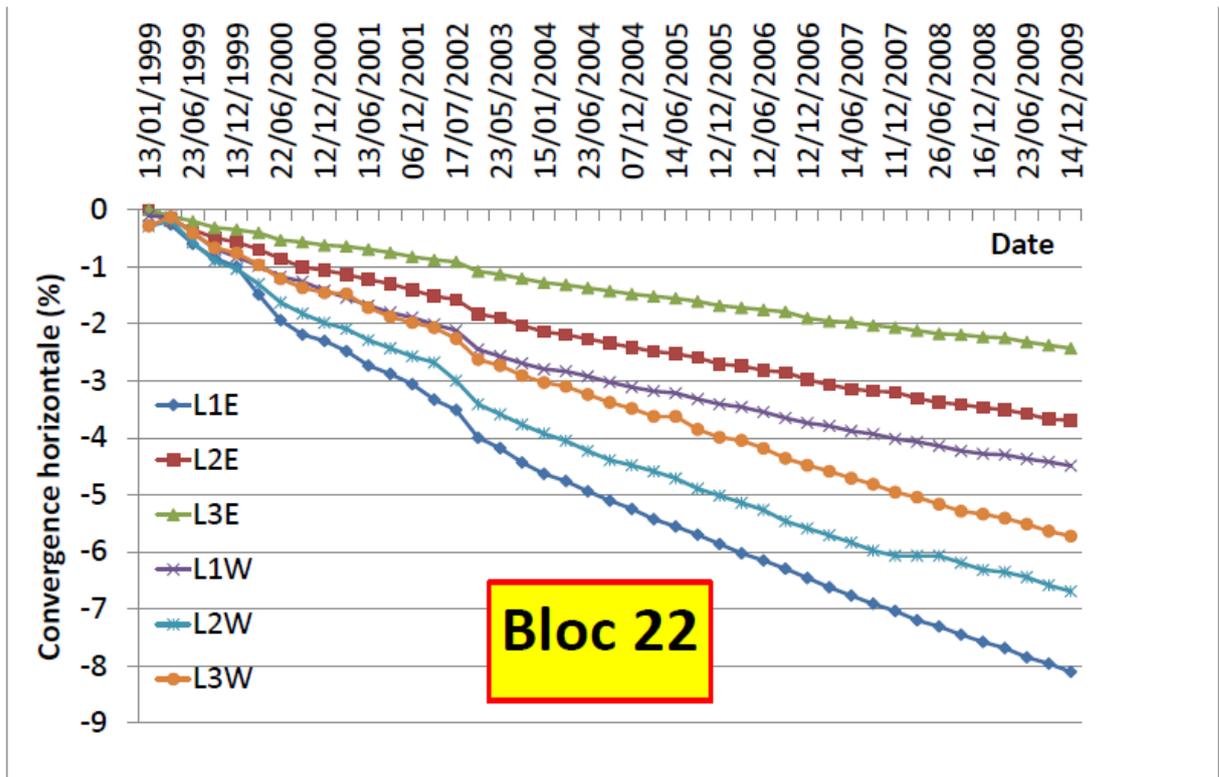
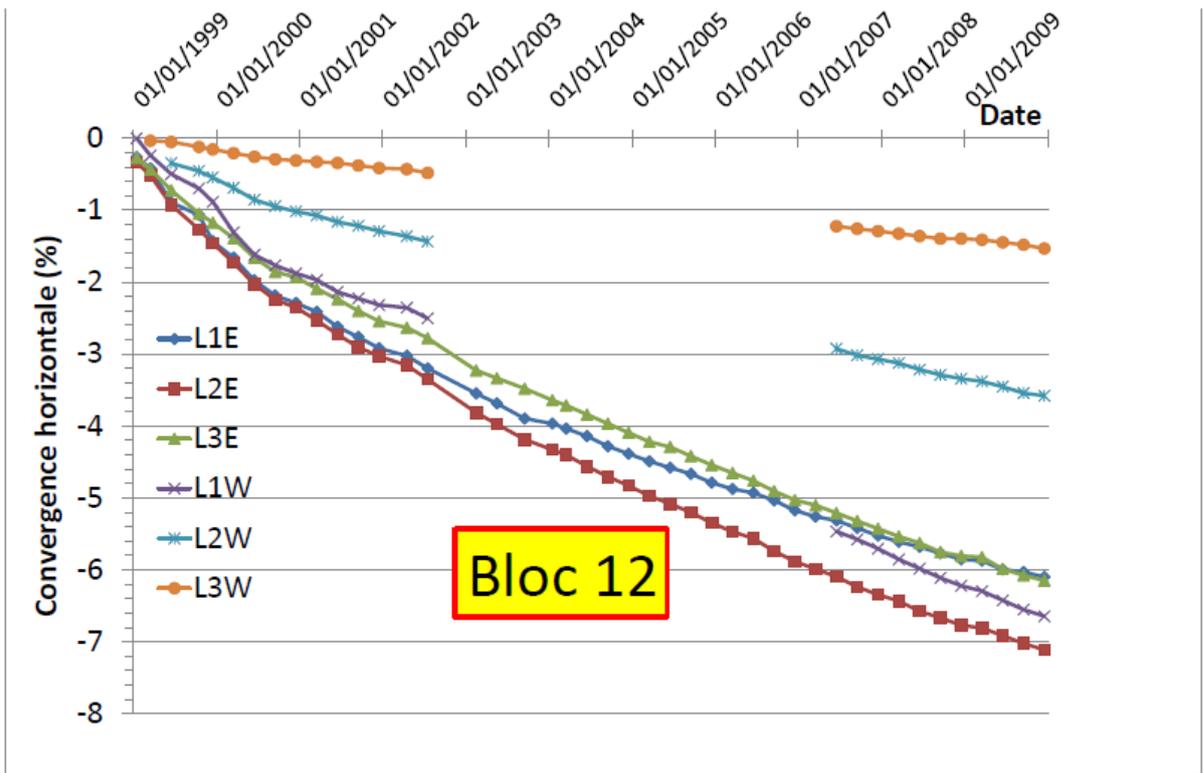


Figure A7 : Convergences horizontales (LAR) dans les blocs 12 et 22

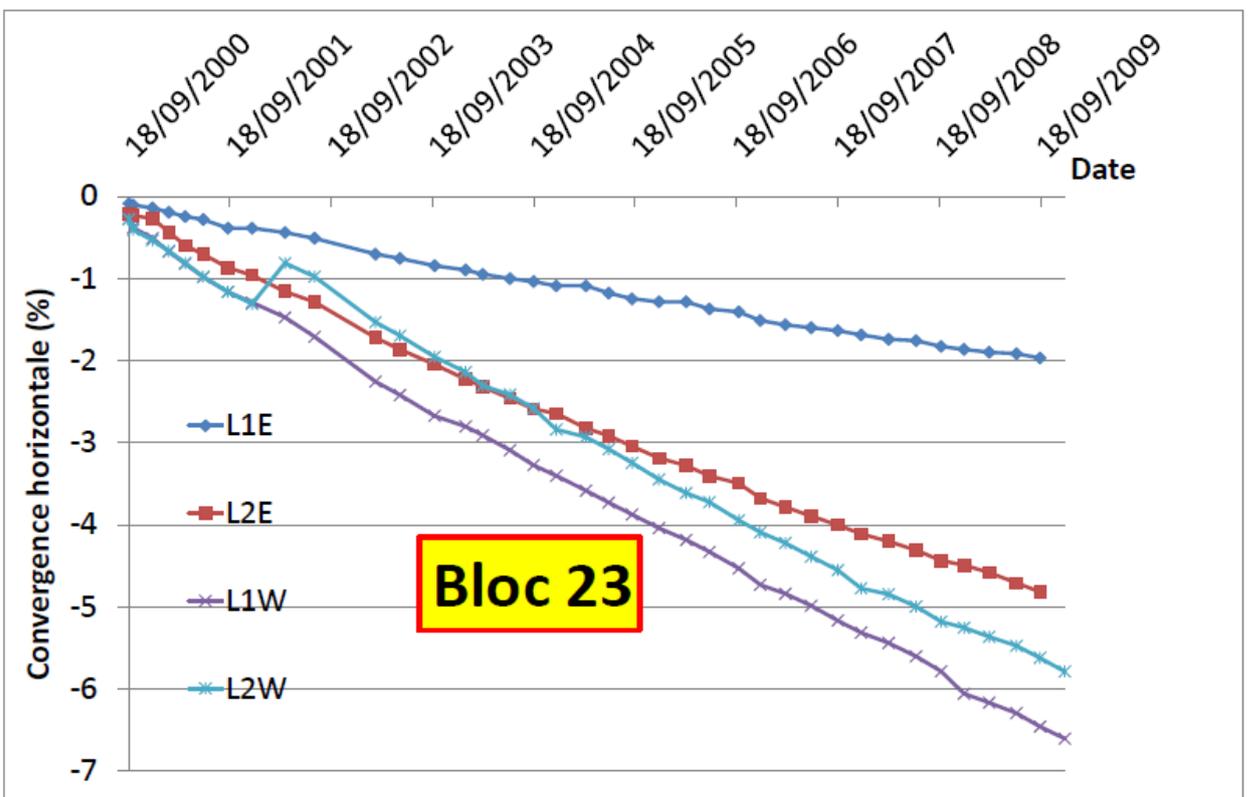
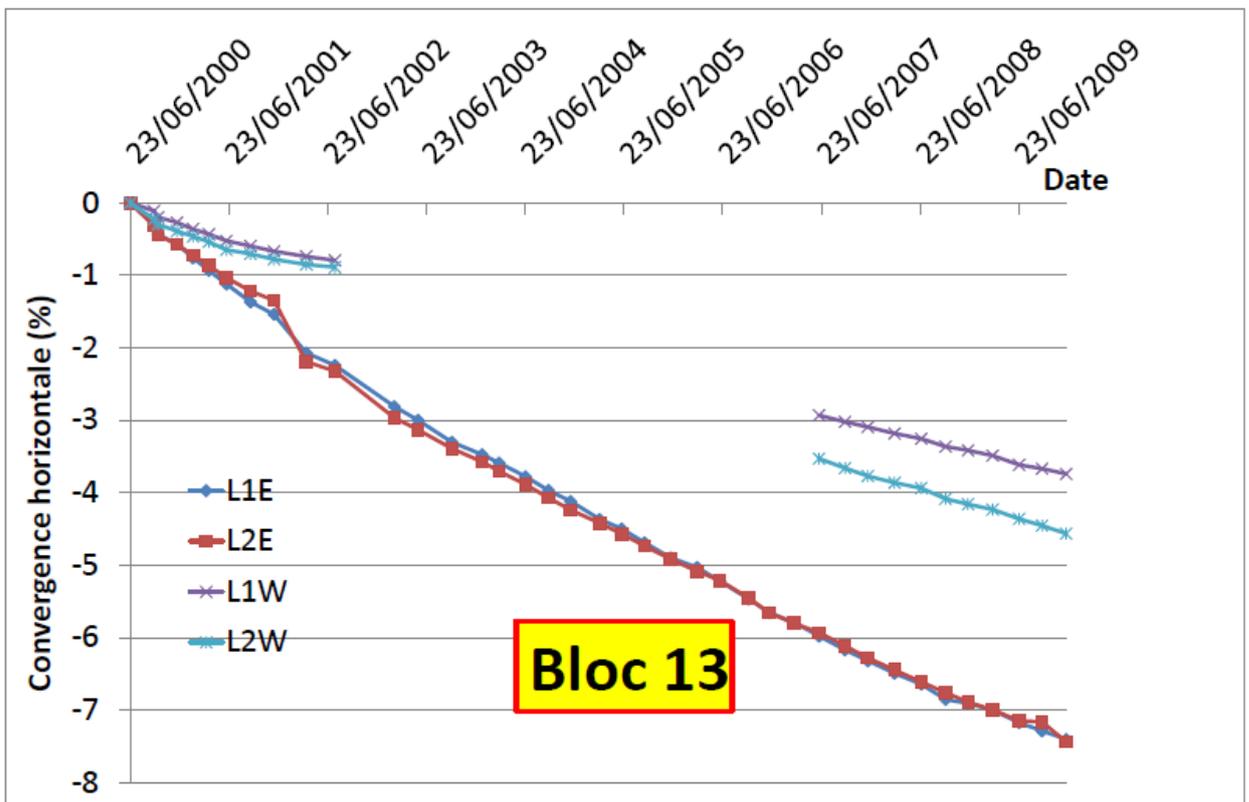


Figure A8 : Convergences horizontales (LAR) dans les blocs 13 et 23

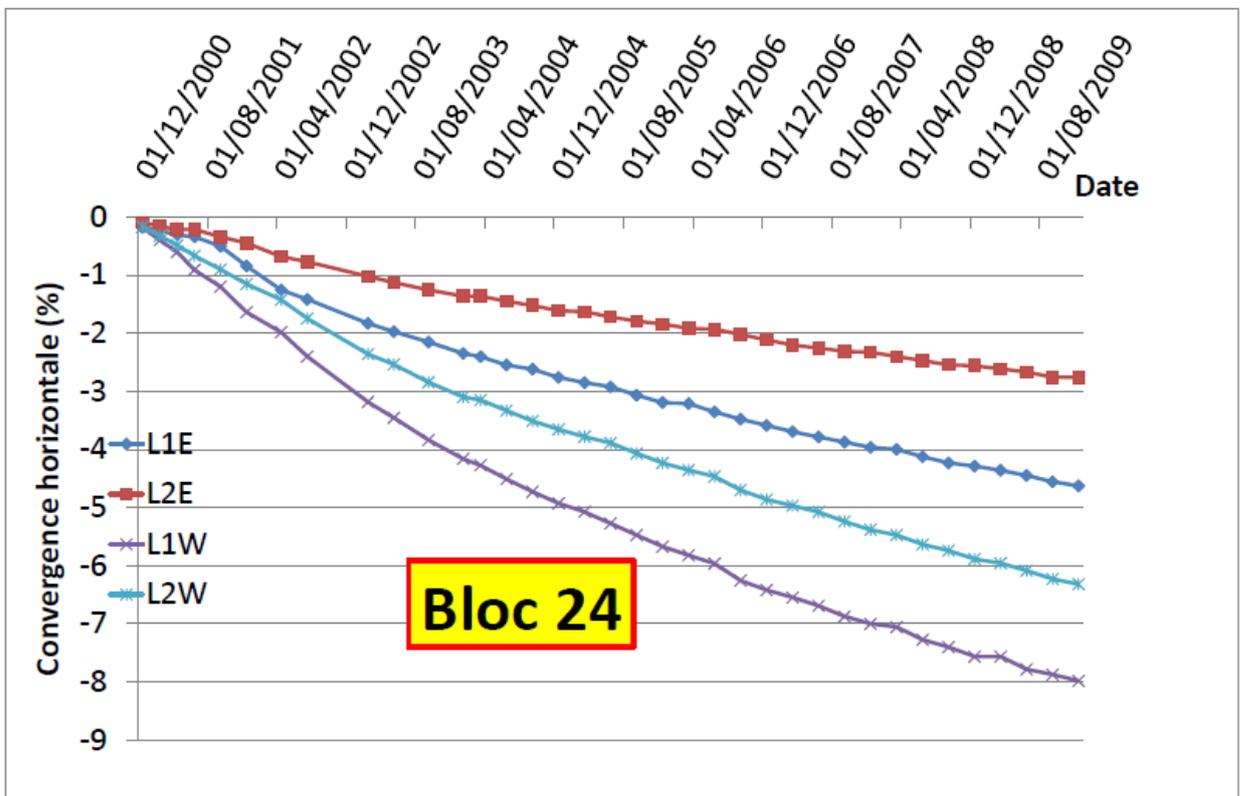
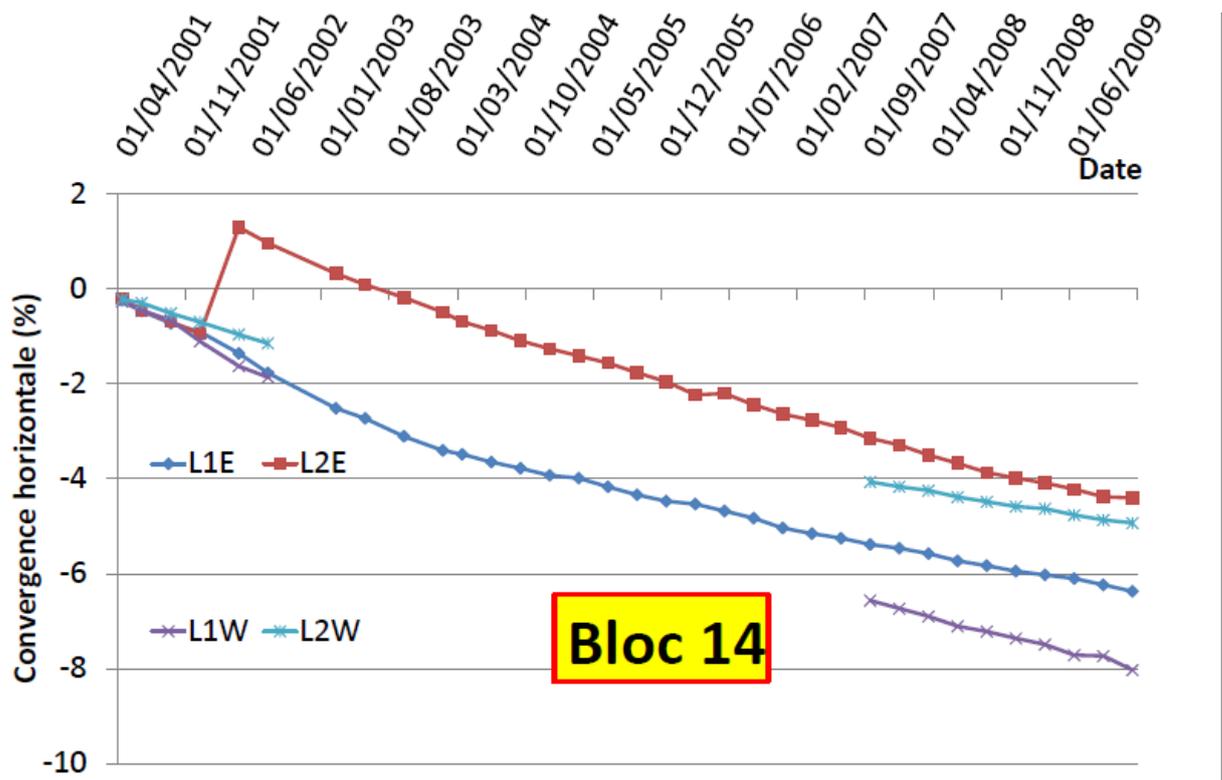


Figure A9 : Convergences horizontales (LAR) dans les blocs 14 et 24

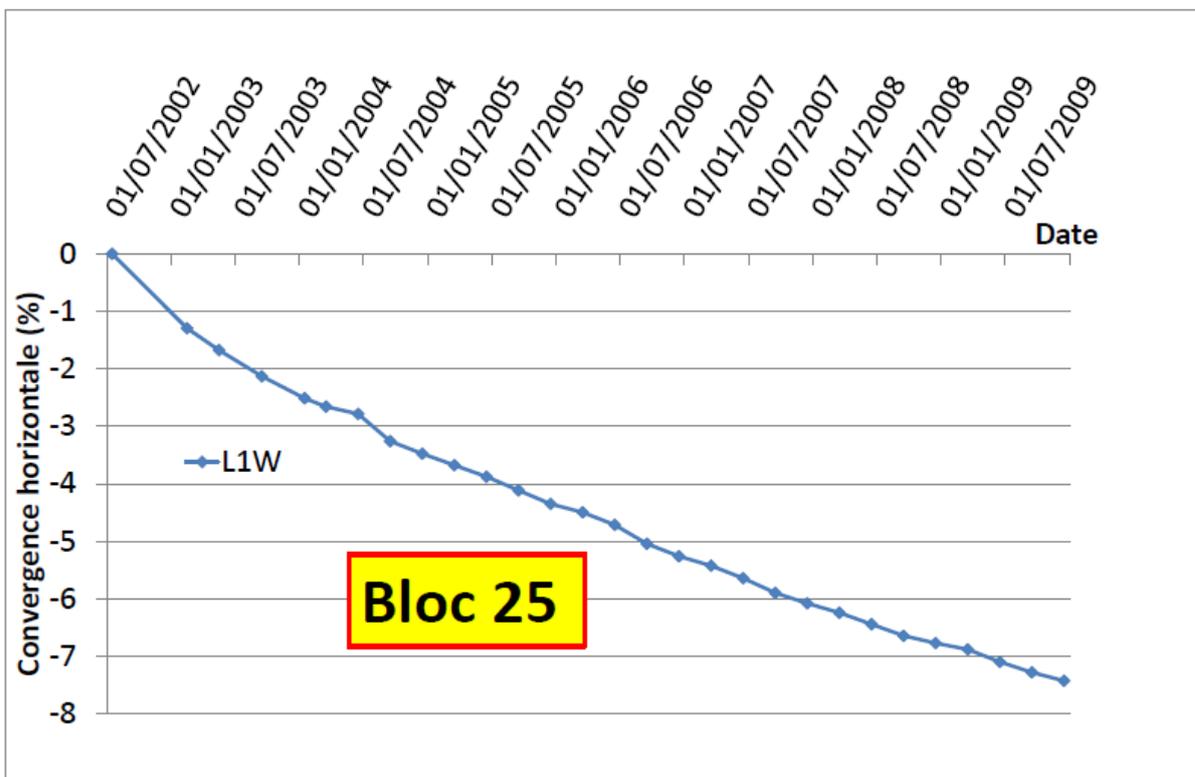
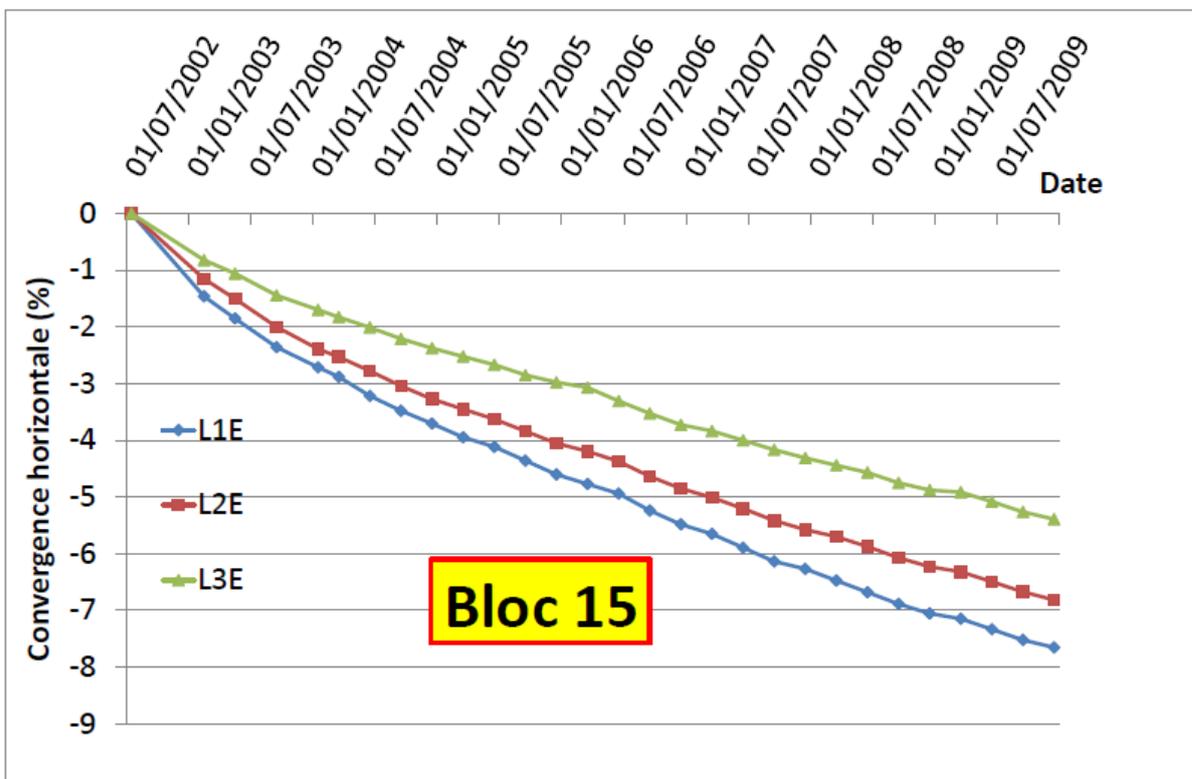


Figure A10 : Convergences horizontales (LAR) dans les blocs 15 (dernier bloc affecté par l'incendie) et 25 (non occupé par les déchets)

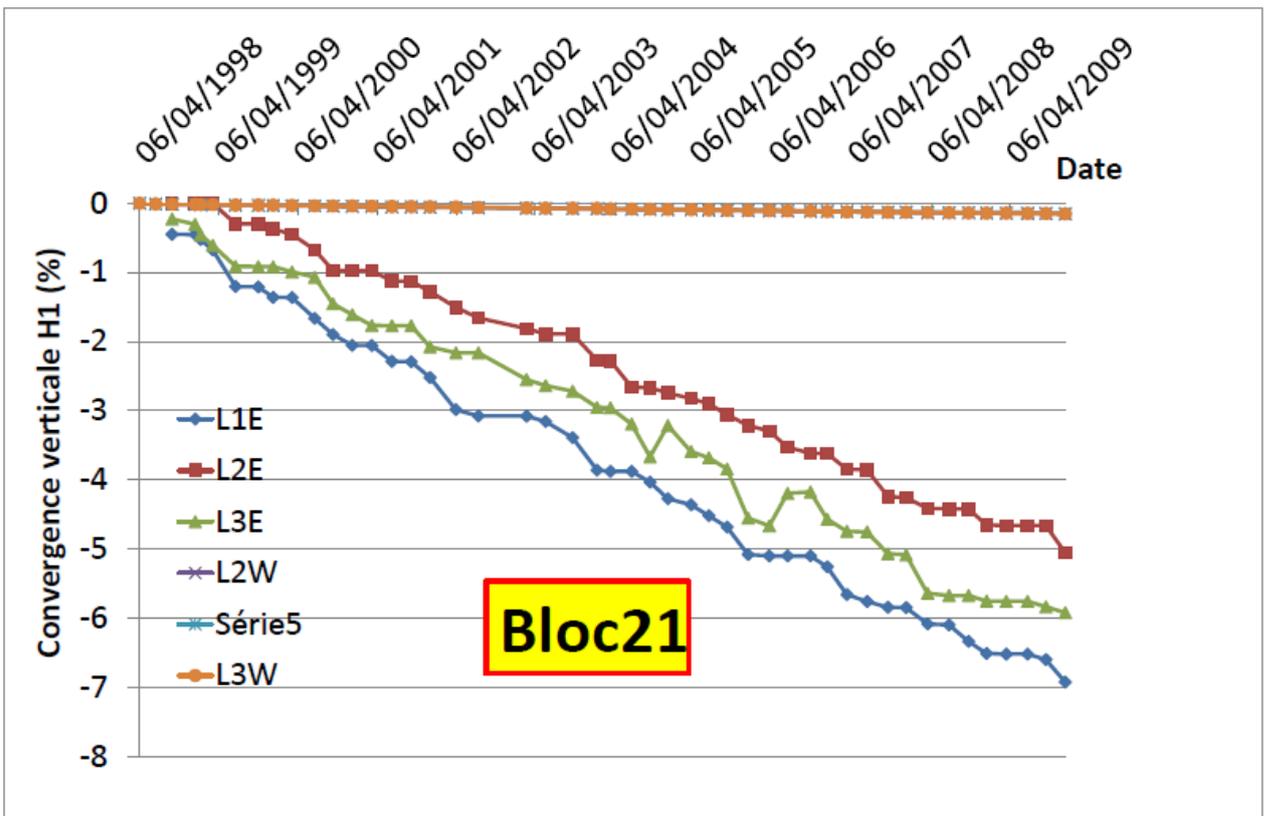
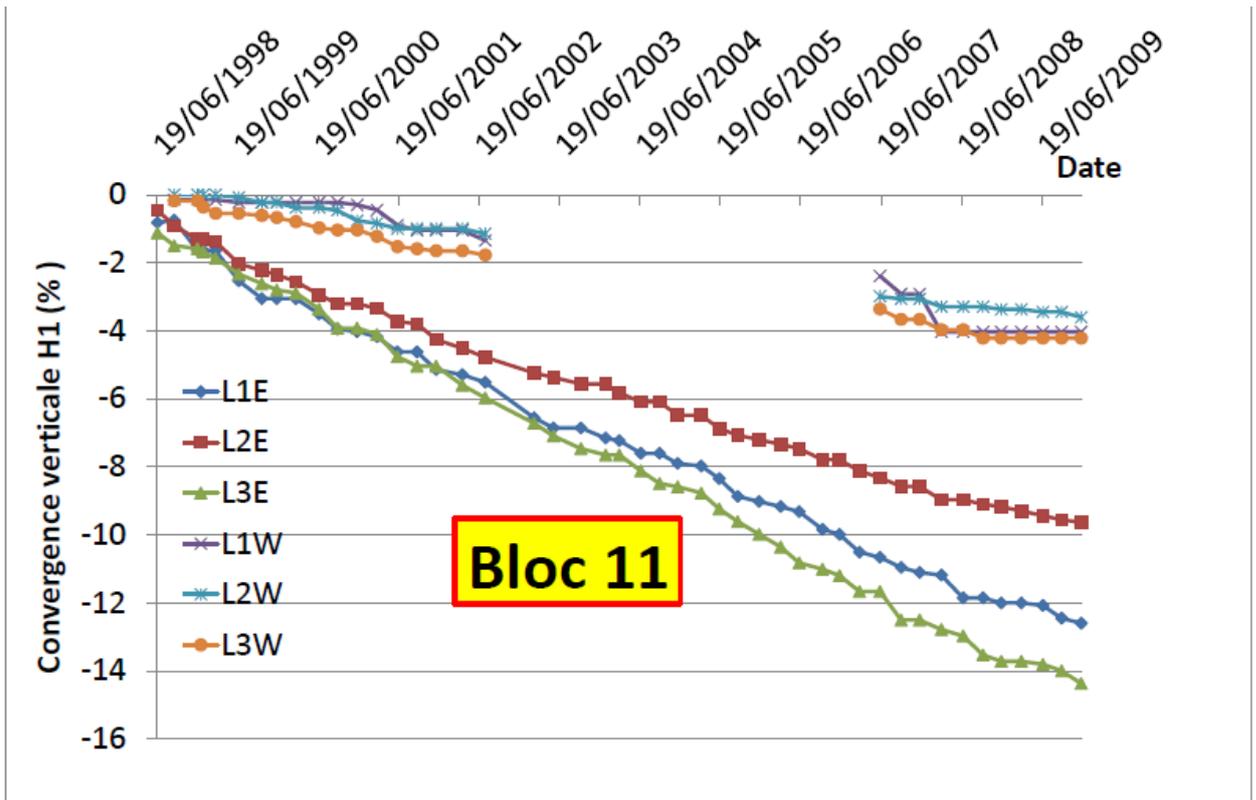


Figure A11 : Convergences verticales entre le toit et la mi-hauteur supérieure du pilier (H1) dans les blocs 11 et 21 (premiers blocs)

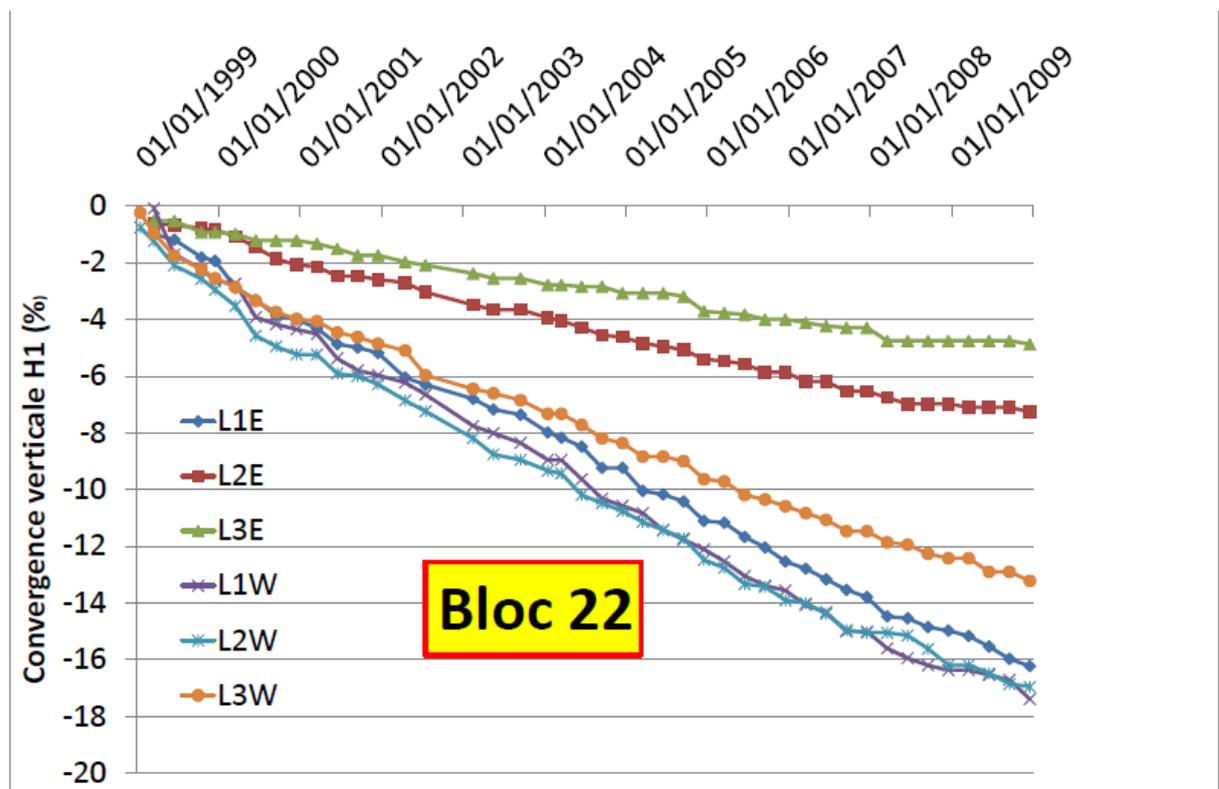
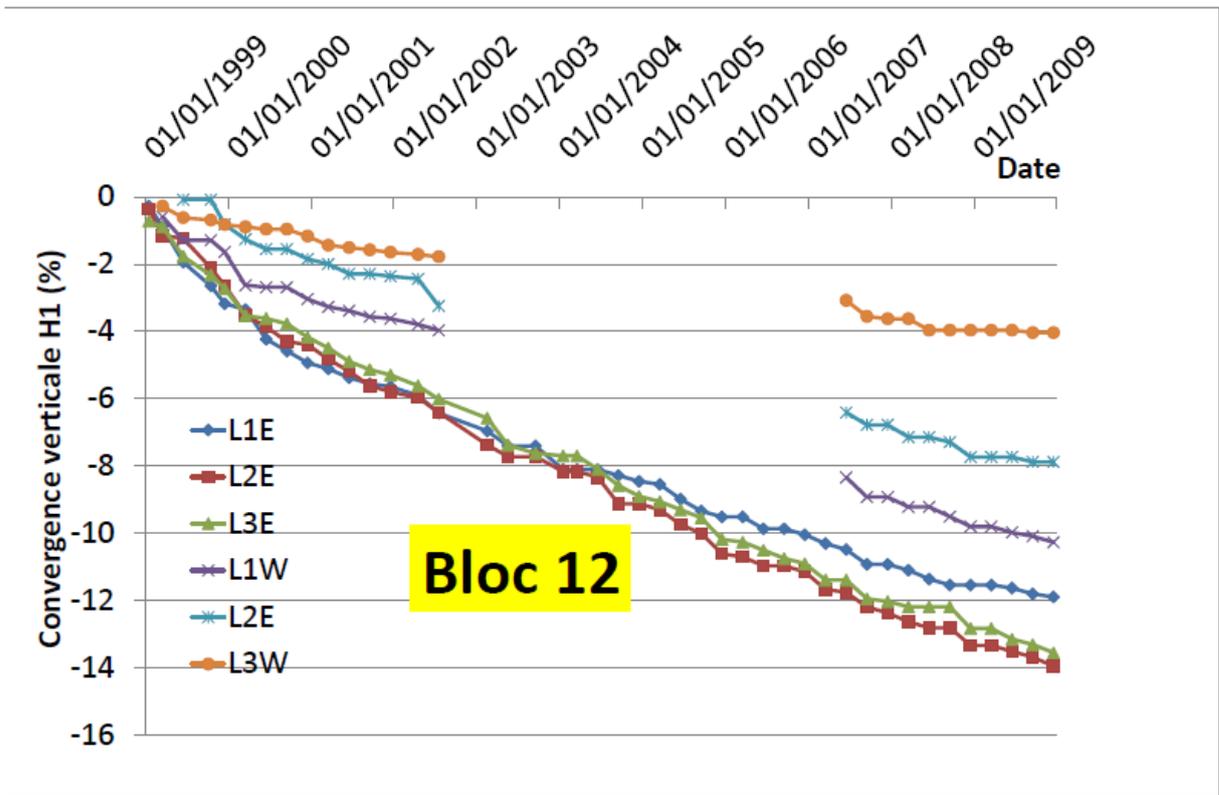


Figure A12 : Convergences verticales entre le toit et la mi-hauteur supérieure du pilier (H1) dans les blocs 12 et 22

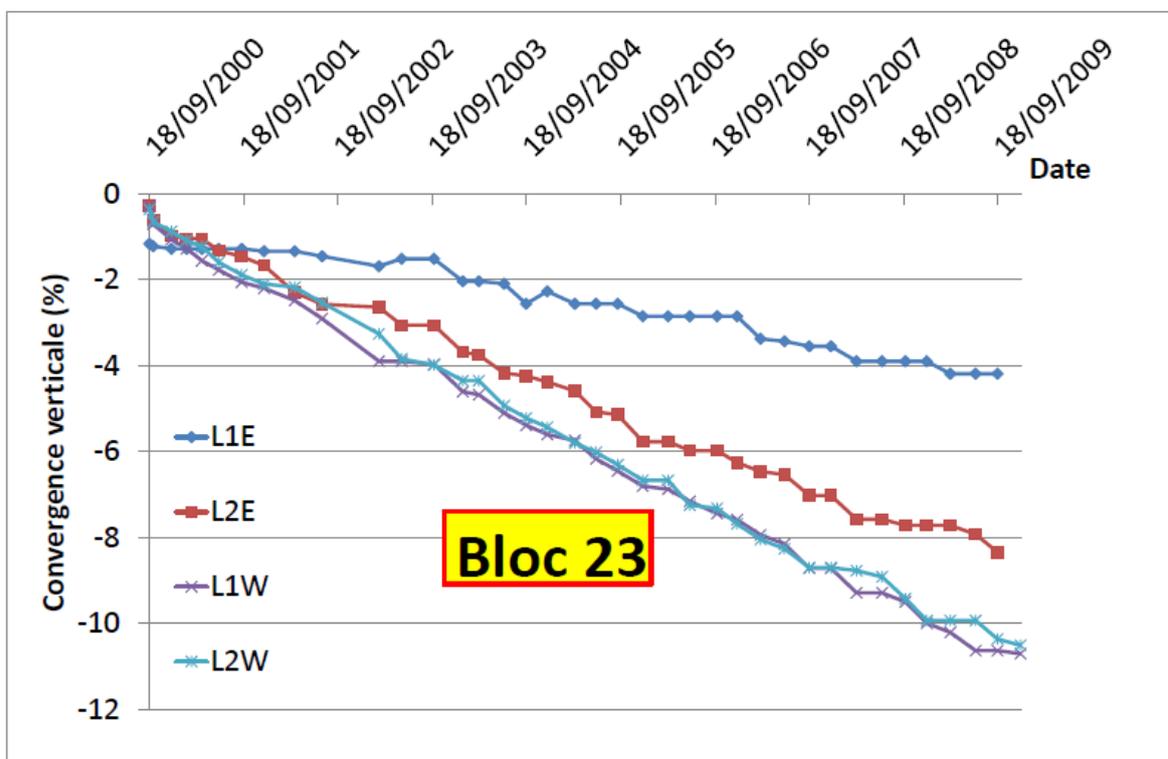
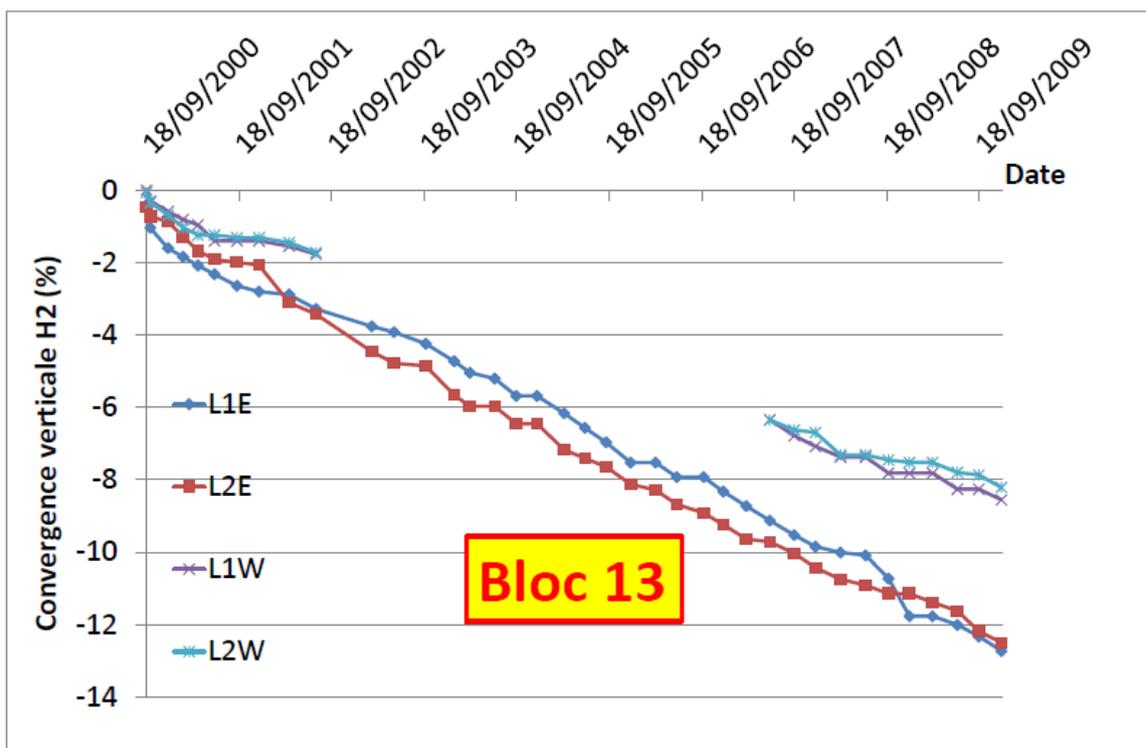


Figure A13 : Convergences verticales entre le toit et la mi-hauteur supérieure du pilier (H1) dans les blocs 13 et 23

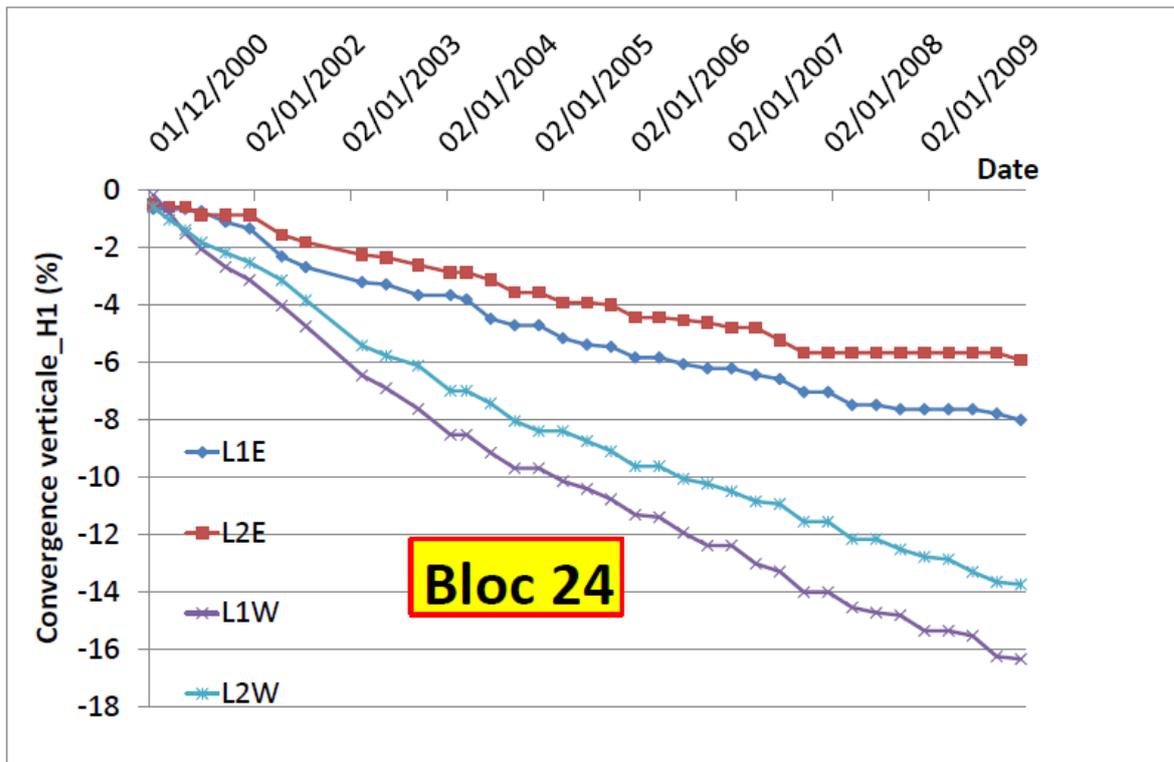
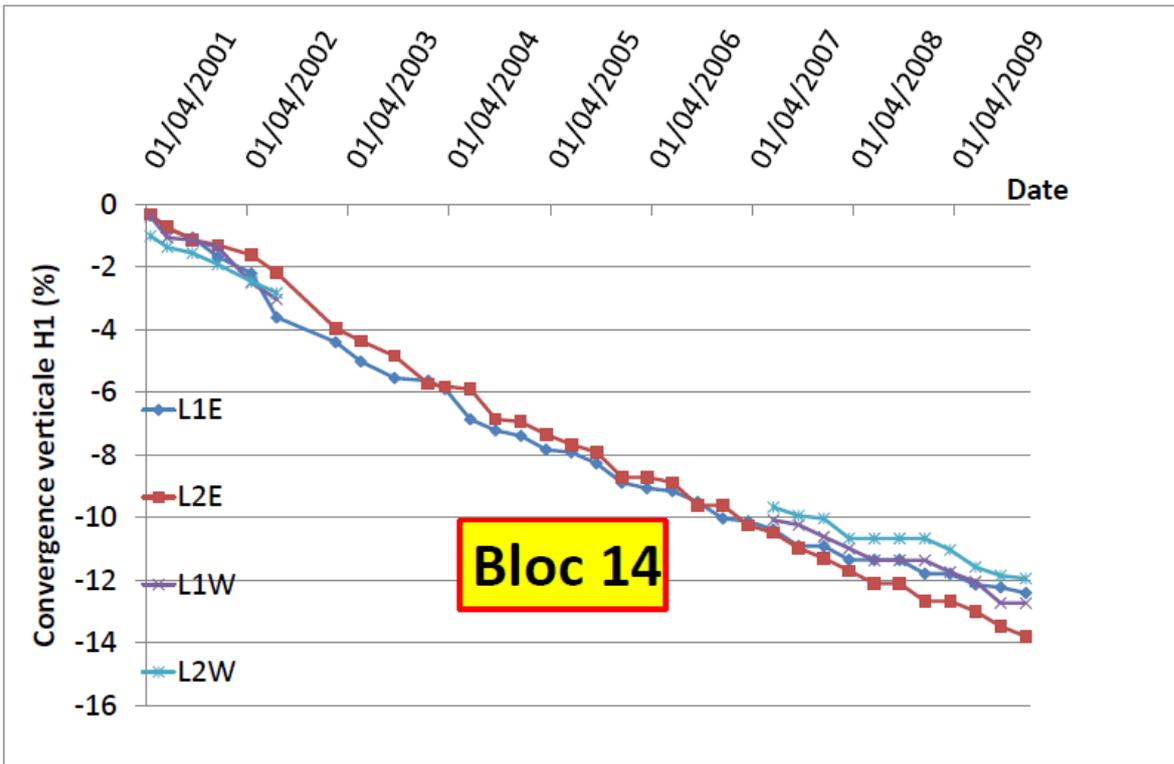


Figure A14 : Convergences verticales entre le toit et la mi-hauteur supérieure du pilier (H1) dans les blocs 14 et 24

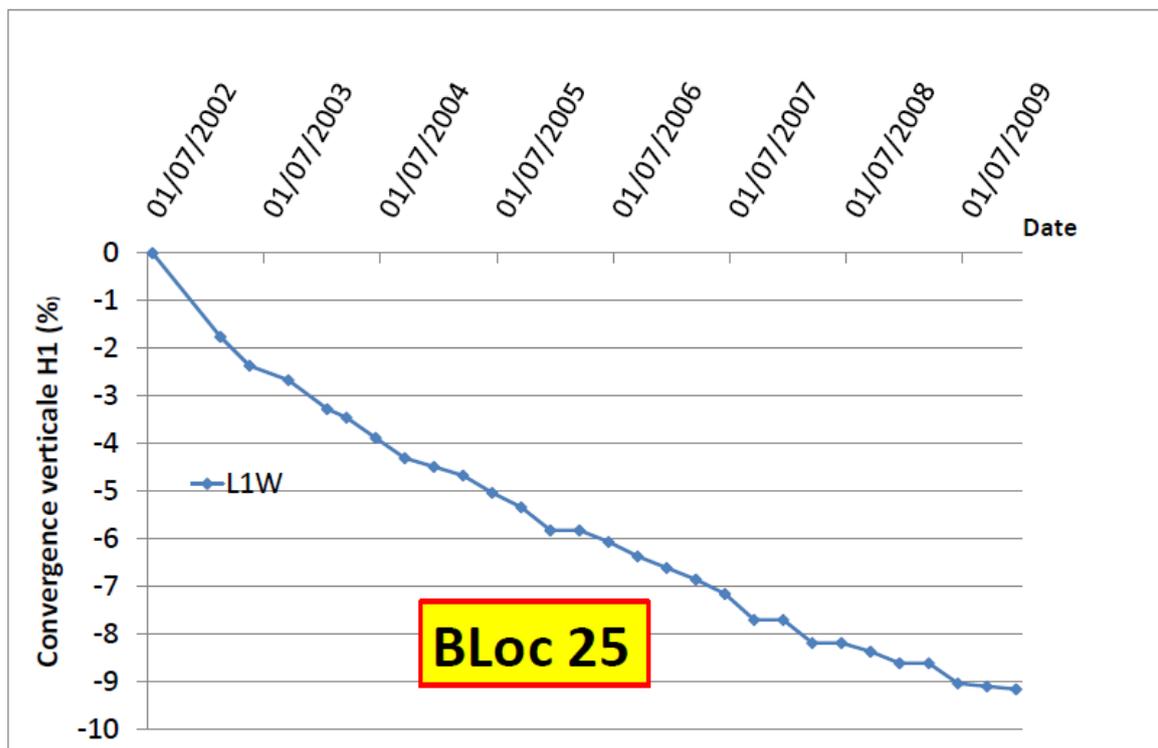
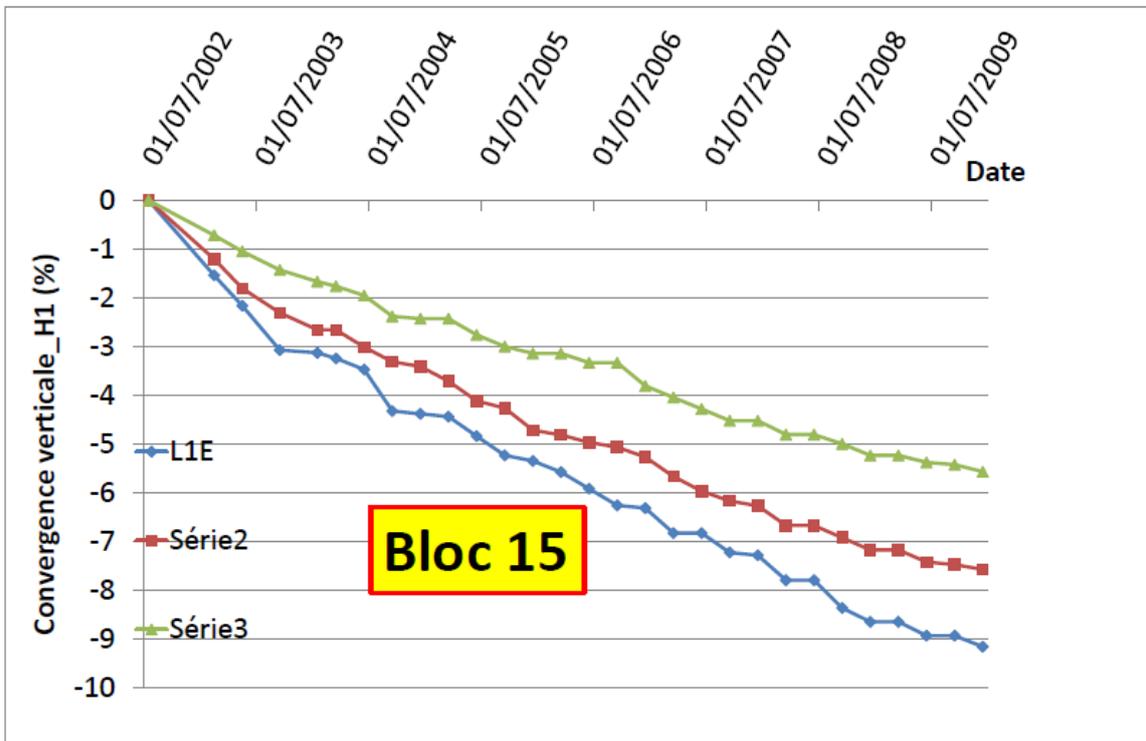


Figure A15 : Convergences verticales entre le toit et la mi-hauteur supérieure du pilier (H1) dans les blocs 15 (dernier bloc affecté par l'incendie) et le bloc 25 (non occupé par les déchets)

10.2 ANNEXE B : MODELE D'ENDOMMAGEMENT ET DE RUPTURE DE THOREL (1994).

Ce modèle a été développé à partir d'essais de laboratoire sur le sel des MDPA. Il est fondé sur le formalisme d'élastoplasticité non associée.

<u>Déformations</u>	$\underline{\underline{\varepsilon}} = \underline{\underline{\varepsilon}}^e + \underline{\underline{\varepsilon}}^p$	(I)
<u>Contraintes</u>	$\sigma_m = \frac{1}{3} \text{tr} \underline{\underline{\sigma}} \quad \sigma_{eq} = \sqrt{3 J_2} = \sqrt{\frac{3}{2} \underline{\underline{s}} : \underline{\underline{s}}} \quad J_3 = \frac{1}{3} \text{tr} (\underline{\underline{s}}^3) \quad J_m = \frac{3 J_3 \sqrt{3}}{2 J_2^{3/2}}$	(II)
<u>Élasticité</u>	$\underline{\underline{\varepsilon}}^e = \frac{1+\nu}{E} \underline{\underline{\sigma}} - \frac{\nu}{E} (\text{tr} \underline{\underline{\sigma}}) \underline{\underline{1}} = \frac{1}{2G} \underline{\underline{s}} - \frac{1}{3K} \sigma_m \underline{\underline{1}}$	(III)
	$\nu = 0,2 \quad E = 15 \text{ GPa}$	
<u>Plasticité</u>	$\underline{\underline{\varepsilon}}^p = \lambda \frac{\partial G}{\partial \underline{\underline{\sigma}}}$ avec $\lambda > 0$ si $F=0$ et $\lambda = 0$ si $F < 0$	(IV)
<u>Surface de charge</u>	$F(\underline{\underline{\sigma}}, \xi) = \sigma_{eq} - \sigma_{d\infty} \left[1 - \exp\left(\beta \frac{\sigma_m}{\sigma_{d\infty}} \right) \right]$	(V)
	$\beta = 4,5 \quad k_1 = 26,8 \text{ MPa}$	
	$\sigma_{d\infty} = k_1 \log(k_2 \xi + 1) + k_3$	(VI)
	$k_3 = \text{seuil de plasticité initial pour } \sigma_m \rightarrow -\infty$	$k_2 = 870 \quad 0 < k_3 \lll 1$
<u>Écrouissage</u>	$\xi = \frac{3}{2} \gamma^p = \frac{3}{2} \int_0^t \sqrt{\frac{2}{3} \tilde{\underline{\underline{\varepsilon}}}^p : \tilde{\underline{\underline{\varepsilon}}}^p} dt \quad \tilde{\underline{\underline{\varepsilon}}}^p = \underline{\underline{\varepsilon}}^p - \frac{1}{3} \text{tr}(\underline{\underline{\varepsilon}}^p) \underline{\underline{1}}$	(VII)
<u>Potentiel plastique</u>	$G = 0 = \sigma_{eq} - \frac{b^n}{(1-n) [-\sigma_m + a(J_m, \xi)]^{n-1}}$	(VIII)
	$n = 5/2 \quad b = 6,31 \text{ MPa}$	
	$a(J_m, \xi) = \frac{1}{(h(H_e, H_c, J_m) + \xi)^m} - h(C_e, C_c, J_m) \xi - h(D_e, D_c, J_m)$	(IX)
	$m = 100 \quad H_c = H_e = 0,964$ $C_c = 38 \text{ MPa} \quad C_e = 60 \text{ MPa}$ $D_c = 0 \text{ MPa} \quad D_e = 10 \text{ MPa}$	
	$h(x, y, J_m) = \frac{x-y}{2} \sin\left(\frac{\pi}{2} J_m\right) + \frac{x+y}{2}$	(X)
<u>Dérivées</u>	$\frac{\partial G}{\partial \sigma_{eq}} = 1 \quad \frac{\partial G}{\partial \sigma_m} = \frac{b^n}{[-\sigma_m + a(J_m, \xi)]^n} \quad \frac{\partial G}{\partial J_m} = -\frac{\partial G}{\partial \sigma_m} \frac{\partial a(J_m, \xi)}{\partial J_m}$	(XI)
	$\frac{\partial a(J_m, \xi)}{\partial J_m} = -\frac{\partial h(H_e, H_c, J_m)}{\partial J_m} \frac{m}{(h(H_e, H_c, J_m) + \xi)^{m+1}} - \frac{\partial h(D_e, D_c, J_m)}{\partial J_m}$	(XII)
	$\frac{\partial h(x, y, J_m)}{\partial J_m} = \pi \frac{x-y}{4} \cos\left(\frac{\pi}{2} J_m\right)$	(XIII)
<u>Surface d'endommagement</u>	$\sigma_{eq} = \left(\frac{-\sigma_m}{Z(J_m)} \right)^{1/2}$	(XIV)
	$Z(J_m) = h(Z_e, Z_c, J_m)$	$Z_e = 0,05 \text{ MPa} \quad Z_c = 0,03 \text{ MPa}$
<u>Surface de rupture</u>	$R = \sigma_{eq} + A(J_m) \sigma_m - B(J_m)$	(XV)
	$A(J_m) = h(A_e, A_c, J_m) \quad B(J_m) = h(B_e, B_c, J_m)$	$A_e = 3/2 \quad R_t = 2 \text{ MPa}$ $A_c = 1,35 \quad B_c = 17,7 \text{ MPa}$ $B_e = \frac{3 R_t}{2} \text{ MPa}$

10.3 ANNEXE C : PREVISION DE LA COMPACTION RESIDUELLE DES TERRAINS FOUDROYES

On se place dans l'hypothèse qu'au-delà d'un certain seuil de convergence, la chute de blocs a lieu dans les galeries. La « porosité » initiale laissée par les blocs tombés diminue progressivement sous l'effet de la convergence des galeries. Réciproquement, la convergence est ralentie progressivement du fait de la compaction des blocs. Ce processus est régi par une loi de compaction non linéaire (par exemple du type œdométrique : évolution linéaire de l'indice des vides en fonction du logarithme de pression). Cette interaction entre le fluage et la compaction a été modélisée, sans disposer des données expérimentales sur les caractéristiques mécaniques du processus de compaction des blocs. C'est pourquoi, nous n'avons pas utilisé les résultats de ce calcul dans la présente étude et ses conclusions. L'intérêt de cette modélisation est essentiellement qualitatif, dans la mesure où elle indique, comme le montrent les courbes ci-dessous que la vitesse de convergence diminue considérablement au fur et à mesure de la compaction des blocs confinant la paroi.

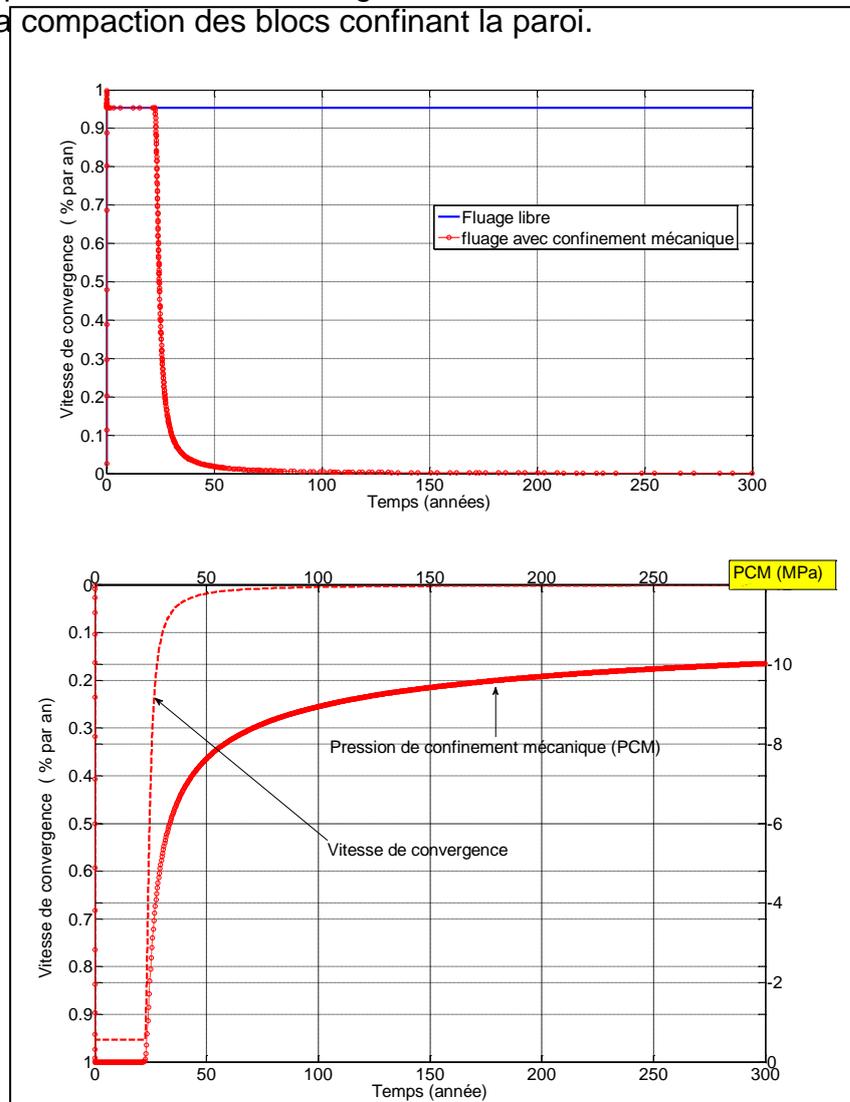
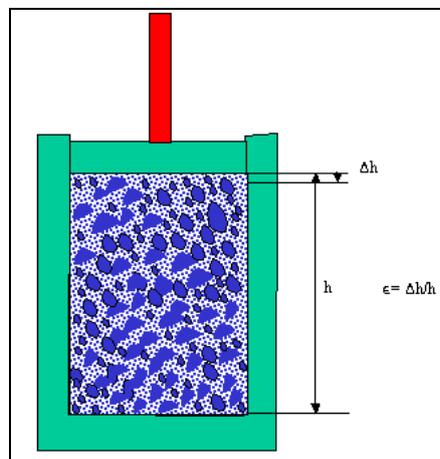


Figure C1 : Calcul de la convergence d'une galerie sous l'effet du confinement des éboulis

10.4 ANNEXE : D : NOTE DE L'ECOLE DES MINES DE PARIS SUR LE MODELE DE COMPACTION DES TERRAINS DE FOUROYAGE

Note de F. Haj Hassen (Ecole des Mines) reçue le
09/12/2010

Compaction d'une roche fragmentée dans des conditions
œdométriques



$$\epsilon = \epsilon_0 \left[1 - e^{\left(-\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^n} \right]$$

Avec :

- ϵ_0 : porosité initiale, $\epsilon_0 = (C_f - 1)/C_f$ où C_f est le coefficient de foisonnement
- σ_0 et n : propriétés de la roche fragmentée (σ_0 varie entre 1 et 10 MPa et n , varie entre 0.5 et 1).

Pour les mines en Lorraine exploitées par foudroyages (fer et charbon), σ_0 a été évaluée à 5.4 MPa et n , à 0.74.

Les premiers travaux faisant référence à cette loi remontent à 1973 avec de Y.M. Liberman & R.I. Khaimova-Mal'Kova, Pressure on backfill with a non-linear shrinkage characteristics, Soviet Min Sci, 9, n°2, March /April 1973, 109-12

O. Moreno, W. Hustrulid & A. Harack ont également appliqué cette loi pour reproduire des essais en laboratoire sur une roche fragmentée (Support capabilities of rock fill – An experimental study, Proceedings of the conference on the application of rock mechanics to cut and fill mining, Lulea, Sweeden, 1981, pp 119-127)

Rachid Benyakhlef a utilisé cette loi dans sa thèse effectuée à l'Ecole des Mines de Paris en 1983 et intitulée "Etude des mécanismes du foudroyage"

Nous avons aussi vérifié cette loi par des essais œdométriques effectuées sur une roche fragmentée pour étudier le comportement du foudroyage après la fermeture et l'ennoyage des mines de charbon "Projet CECA, ECSC Contract 7200-PR-136 : Development of tools for managing the impacts on surface due to changing hydrological regimes surrounding closed underground coal mines".

10.5 ANNEXE E : COURBES D’AFFAISSEMENT (EN METRE) PRESENTEES DANS LE MEMOIRE 5 DES MDPA

Figure E1

Affaissement du point 193 de Bollwiller

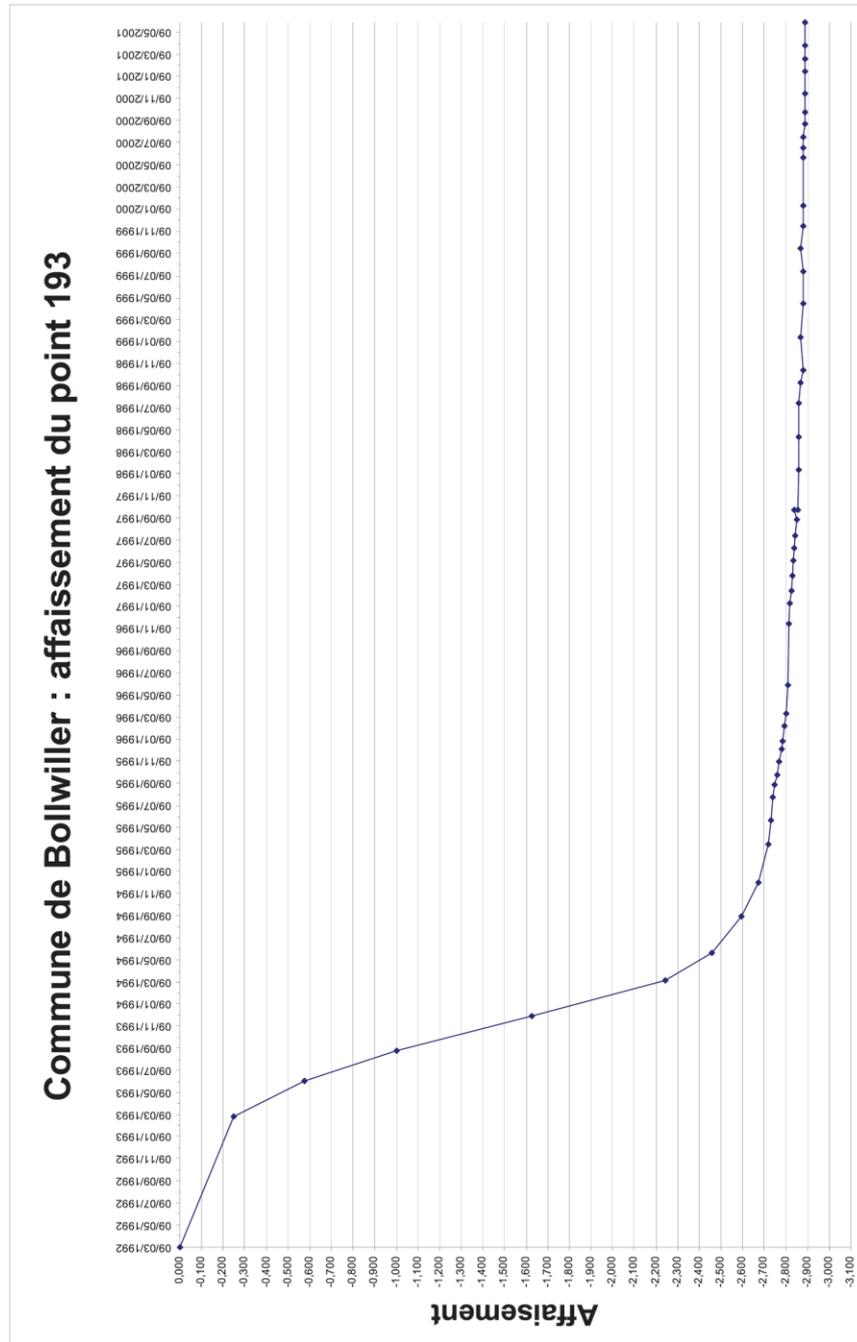


Figure E4

Affaissement du point 210 de Bollwiller

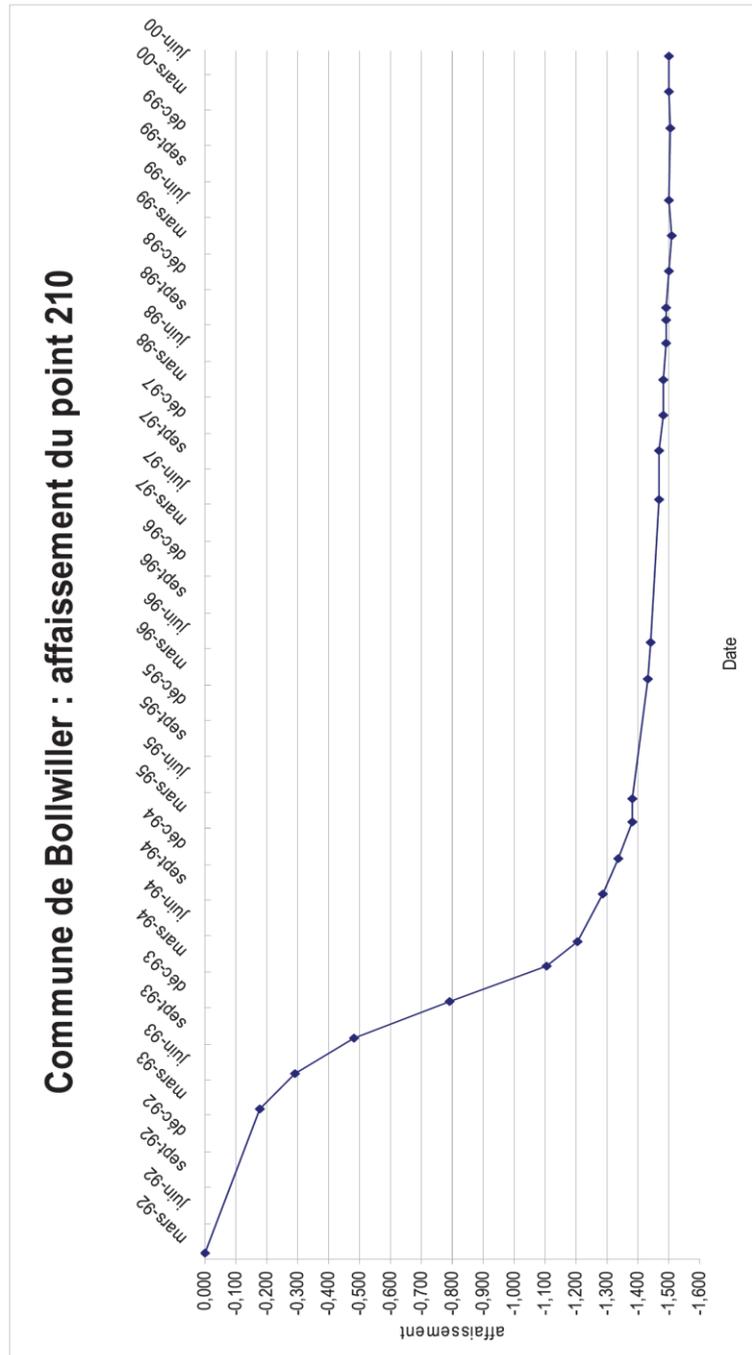


Figure E5

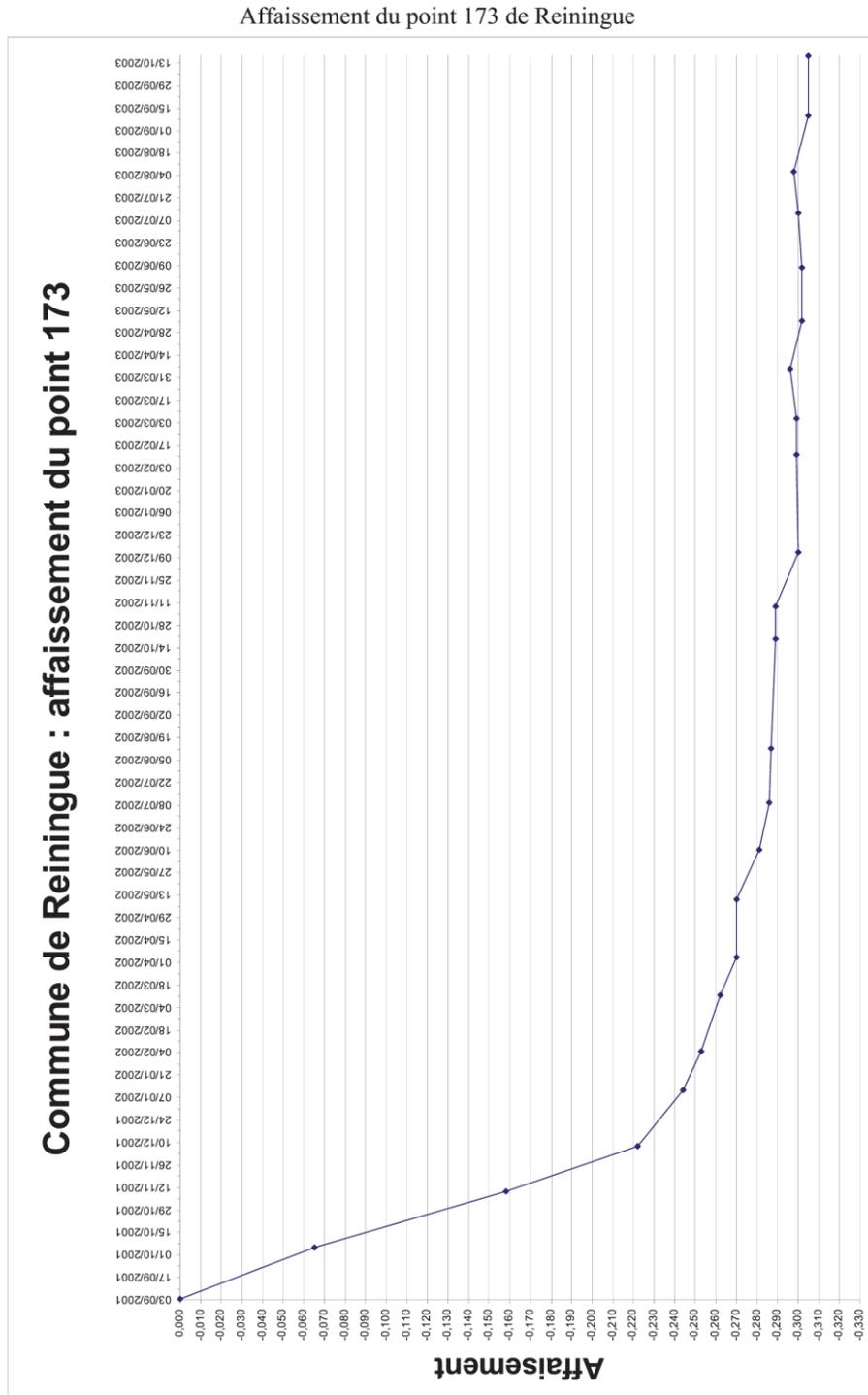
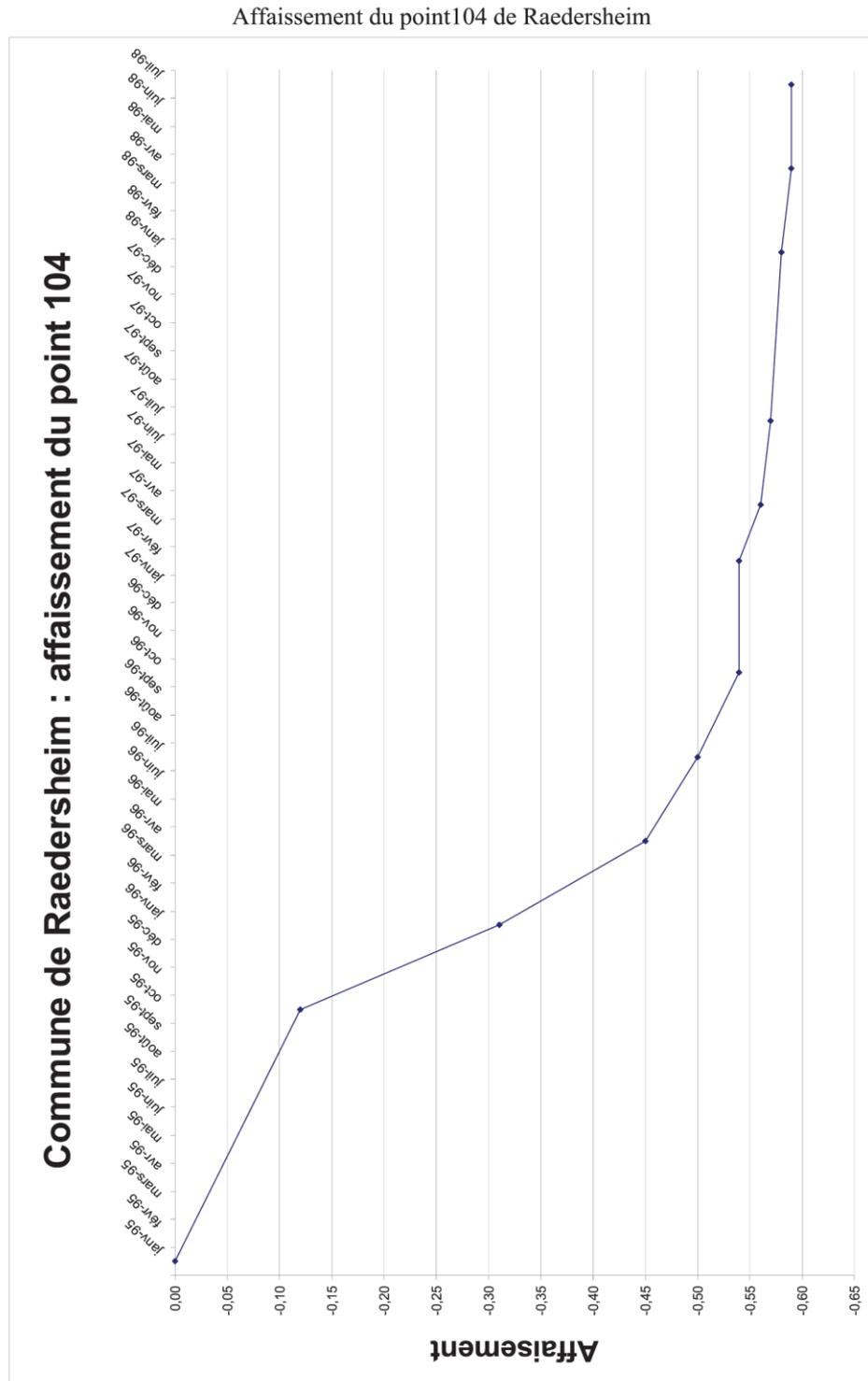


Figure E6



10.6 ANNEXE F : EVALUATION DE LA STABILITE DES PILIERS DE STOCKAGE DE STOCAMINE

L'état de contrainte à prendre en compte dans une évaluation de la stabilité des piliers d'une exploitation par chambres et piliers peut être calculé à l'aide d'une méthode analytique développée par F. Laouafa à l'INERIS, pour les mines de sel (Laouafa et Ghoreychi, 2006). Cette méthode tient compte de l'élançement du pilier (λ) et permet de calculer la valeur d'un coefficient de correction (C_p) qu'il convient d'apporter à la contrainte calculée par la méthode classique d'aire tributaire, cette méthode ne tenant pas compte de l'élançement du pilier.

$$C_p = \frac{0,8595 \times \lambda^{1,404}}{0,08 + \lambda^{1,404}}$$

λ = Hauteur du pilier / Largeur du pilier = 2,8/20 = 0,14 pour StocaMine.

$$C_p = 0,38$$

Contrainte verticale donnée par l'aire tributaire = $\gamma H / (1 - \tau)$;

γ , τ , H : respectivement, poids volumique, taux de défrètement et profondeur.

Dans le cas de StocaMine, nous avons :

$$H = 550 \text{ m} ; \gamma = 0,023 \text{ kg/m}^3 \text{ et } \tau = 0,38$$

Donc, la contrainte donnée par l'aire tributaire = $0,023 \times 550 / (1 - 0,38) = 20,4 \text{ MPa}$.

Et la contrainte obtenue par la méthode proposée vaut : $20,4 * C_p = 20,4 * 0,38 = 7,8 \text{ MPa}$.

Cette valeur est plus faible que le seuil d'endommagement en compression de sel des MDPA (12 MPa) et dépasse un peu le seuil en extension (7 MPa).

Ce calcul permet de préciser que la stabilité des piliers du stockage de StocaMine est globalement assurée, du fait de leur faible élançement. Or, le calcul classique avec le modèle de l'aire tributaire suggère un état de contrainte verticale élevé dans les piliers dépassant largement le seuil d'endommagement.

10.7 ANNEXE G : CALCUL DU FLAMBAGE D'UNE POUTRE

Prenons le cas d'un banc assimilé à une poutre élastique de largeur L , de largeur b et d'épaisseur h . La charge critique de flambage d'Euler est donnée pour cette poutre par la relation suivante :

$$P_{cr} = \pi^2 EI / L^2 \quad (1)$$

E : module de Young du banc

I : Moment d'inertie de la section droite du banc, $I = b h^3/12$.

L : largeur du banc reposant sur les appuis simples

L = double largeur du banc considéré comme doublement encasté

En divisant P_{cr} par la section du banc bh , on peut raisonner en termes de contrainte critique de flambage :

$$\sigma_{cr} = P_{cr} / bh = \pi^2 E (h/L)^2 / 12 \quad (2)$$

On admet que le banc est soumis à une contrainte normale (horizontale) σ_H . Le flambage a lieu lorsque le rapport « épaisseur sur largeur », h/L est inférieur à celui donné par la relation 3 :

$$h/L = (12 \sigma_H / E)^{1/2} / \pi \quad (3)$$

Prenons les valeurs numériques : $E = 25000$ MPa et $\sigma_H = 12$ MPa, au niveau de StocaMine. On obtient :

$$h/L = (12 \times 12 / 25000)^{1/2} / \pi = 0,024$$

Soit $h = 0,13$ m, pour une largeur de banc de 5,5 m, identique à celle d'une chambre.

D'après ce calcul, le flambage peut être le mécanisme initiateur d'instabilité pour les bancs de sel au toit et au mur des galeries de stockage dont l'épaisseur est

décimétrique. Ce phénomène apparaît peu plausible pour des bancs plus épais, sans flexion significative ni décollement et ce d'autant moins qu'ils ne reposent pas sur des appuis simples et que l'épaisseur critique est 4 fois plus faible pour des appuis encastrés. La réalité se situant entre ces deux hypothèses extrêmes, l'épaisseur critique d'un banc susceptible de flamber peut être infra-décimétrique, ce qui nous conduit à penser que le décollement des bancs de toit, effectivement observé in situ est initialement déclenché par un phénomène gravitaire lié à une flexion plutôt qu'à un flambage. Il tient à une décohésion des joints stratigraphiques dotés d'une faible résistance au cisaillement. En revanche, le flambage peut bien se produire après une flexion importante du toit et à plus forte raison, un décollement. De même, le flambage peut être responsable du soufflage du mur, phénomène non gravitaire rencontré dans de nombreuses mines et carrières y compris les mines de sel (Varangéville et Einville, par exemple).

10.8 ANNEXE H : LOGICIELS UTILISES POUR UNE ETUDE

INERIS	Logiciels utilisés pour une étude		
<p style="text-align: center;"><i>Nota : imprimé émis et géré par DSE</i> <i>Cette fiche est annexée au rapport.</i></p> <p>Direction opérationnelle : DRS Unité : RNOS</p> <p>Référence étude / CGR : XXXXXX</p>			
LOGICIEL	VERSION	FICHIER DE CONFIGURATION	DONNEES DE SORTIE/RESULTATS
VIPLEF	011208	FICHIER D'ENTREE	<i>Résultats du rapport</i>
MATLAB	6.5 RELEASE 13	FICHIER D'ENTREE	<i>Les graphes et figures</i>
COMSOL Multiphysics	3.5	FICHIER D'ENTREE	<i>Résultats du rapport</i>

Ce document ne peut être communiqué à des tiers sans autorisation écrite du responsable de l'Entité concernée

IM-1187-AA- Enreg IM1187AA.doc Imp le 13/01/11 09:01 - 1 / 1 - Mise en application de l'imprimé : 22/12/2003