

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DES MINES DE PARIS
CENTRE DE GEOTECHNIQUE ET D'EXPLOITATION DU SOUS-SOL
ARMINES**

R060220FHAD

STOCAMINE

**ACTUALISATION DE L'ETUDE DE STABILITE DU STOCKAGE
DE DECHETS TOXIQUES DANS LA MINE D'AMELIE**

**F. HADJ-HASSEN
M. TIJANI
Février 2006**

**CGES, 35, rue Saint-Honoré, F-77305 FONTAINEBLEAU Cedex
Tél. (33) 01.64.69.47.10 - Fax : (33) 01.64.69.47.11**

SOMMAIRE

| | |
|---|----|
| 1. INTRODUCTION | 1 |
| 2. DONNEES GENERALES DU SITE | 1 |
| 2.1 Géologie | 2 |
| 2.2 Caractéristiques mécaniques des terrains | 2 |
| 2.3 Modélisation effectuée par Vouille | 5 |
| 3. ANALYSE DU COMPORTEMENT DES TERRAINS | 8 |
| 3.1 Description du stockage | 8 |
| Observations du comportement des ouvrages | 8 |
| Analyse des mesures de convergence | 14 |
| Confrontation des mesures avec les résultats du modèle | 19 |
| Synthèse sur les mesures de convergence | 21 |
| 4. ETUDE DES EFFETS DU STOT ET DES VOIES DOUBLES | 22 |
| 4.1 Analyse des effets des travaux su-jacents | 22 |
| 4.2 Analyse des effets de la voie double centrale | 25 |
| 4.3 Synthèse sur la modélisation numérique | 28 |
| 5. EVALUATION DE LA STABILITE A LONG TERME DU STOCKAGE | 30 |
| 5.1 Conséquences de l'écaillage des piliers | 30 |
| 5.2 Conséquences des déformations des piliers des voies doubles | 31 |
| 5.3 Stabilité des ouvrages dans les blocs à -25 m | 33 |
| 6. CONCLUSIONS..... | 36 |

Mise en forme : Puces et numéros

ANNEXES

Annexe 1 : Inventaire des incidents de stabilité survenus dans le stockage

Annexe 2 : Profils des mesures de convergence

1. INTRODUCTION

A la demande des Mines de Potasse d'Alsace, le Centre de Géotechnique et d'Exploitation du Sous Sol de l'École des Mines de Paris a réalisé en 1990 une étude des aspects mécaniques liés à la sûreté du projet de stockage des déchets toxiques dans la mine d'Amélie (Vouille, 1990). Le site de stockage se trouve à proximité des puits Joseph et Else dans une couche de sel gemme située au mur des deux couches de potasse exploitées par foudroyage.

L'étude a préconisé un stockage dans des galeries séparées par des piliers (chambres et piliers) et plusieurs schémas de découpage ont été examinés. La solution de référence consistait à réaliser des galeries de hauteur 2.3 m et de largeur 5.3 m protégées par des piliers carrés de 16 m de côté. Les nouvelles installations seraient isolées des anciens travaux miniers par une épaisseur de l'ordre de 20 m de terrain vierge constitué de sel gemme et d'intercalaires marneux.

Le démarrage du stockage a eu lieu en 1999 avec un découpage correspondant à l'une des configurations étudiées : galeries de hauteur 2.8 à 3 m et de largeur 5.5 m et piliers de 20 m de côté. Des mesures de convergence ont été effectuées à des intervalles réguliers et des observations du comportement mécanique des ouvrages ont été répertoriées.

Suite à un incendie survenu en 2002 dans le bloc 15, la décision de fermeture du site a été prise avec deux variantes pour le stockage : mise en œuvre de la réversibilité, transformation en stockage de durée illimitée. Dans le cadre des études d'impact actuellement en cours, la société STOCAMINE nous a demandé d'actualiser l'étude de stabilité de 1990 sur la base des observations et des mesures de convergence effectuées.

L'objectif principal de la présente étude est de reprendre la modélisation du site afin, dans un premier temps, de confronter les mesures de convergence avec les prévisions du modèle, et dans un deuxième temps, d'évaluer la stabilité des ouvrages et les mouvements induits à moyen et à long terme (100 et 1000 ans).

Après le rappel des données géotechniques du site et des principaux résultats de la modélisation effectuée, nous nous sommes intéressés à l'analyse des mesures de convergence : méthode de mesure, validité et confrontation avec la modélisation de 1990. Les écarts trouvés entre les mesures et les prévisions du modèle ont fait l'objet d'une interprétation précise avec des modèles numériques spécifiques dans le but d'étudier l'effet de certains paramètres tels que l'exploitation su-jacente, les ouvrages de bordure et les voies doubles d'infrastructure. Le résultat le plus important qui est ressorti de cette phase est que le modèle initial, en dépit de sa simplicité et de ses hypothèses élémentaires (terrain homogène, absence d'effet de l'exploitation su-jacente), permettait de reproduire convenablement le comportement des ouvrages dans les situations les plus générales du stockage.

La dernière phase de l'étude a été consacrée à l'analyse des conséquences des phénomènes de rupture observés sur la stabilité à long terme du stockage : rupture des piliers des voies doubles, écaillage prononcé de certains piliers, chutes de toits et soufflages des murs.

2. DONNEES GENERALES DU SITE

Les M.D.P.A ont exploité deux couches de potasse avec la méthode des longues tailles foudroyées. La couche supérieure n'a pas fait l'objet d'une exploitation lorsqu'elle était trop

mince (épaisseur entre quelques centimètres à 2 m). Elle se situe très régulièrement entre 20 à 25 m au dessus de la couche inférieure qui présente une épaisseur plus importante (4 à 6 m). Les voies de desserte de l'exploitation ont été le plus souvent creusées à -23 ou - 25 m sous le mur de la couche inférieure. C'est à ce niveau qu'est implanté le site de stockage de STOCAMINE.

2.1 Géologie

Le bassin potassique dans la zone du site de stockage comprend de haut en bas la succession lithologique suivante (Fig. 1 et 2) :

- les dépôts du quaternaire avec une épaisseur de 20 à 50 m et formés de limons, de sables et de graviers (Plio-quaternaire).
- une alternance de marnes finement sableuses et de couches de grès tendres mal consolidés sur une épaisseur de 100 m (Stampien Supérieur)
- une série de marnes grises et micacées d'une puissance importante (300 m) avec quelques niveaux de calcaires dolomitiques peu épais (10 cm) et des niveaux de grès plus ou moins consolidés constituant un niveau de 40 à 50 m vers la base de la série (Stampien moyen)
- une couche de marnes bitumineuses épaisse de 2 à 17 m suivie d'une deuxième couche de marnes pyriteuses de 5 à 12 m d'épaisseur (Stampien inférieur)
- la zone salifère supérieure comprend de haut en bas trois unités principales (Sannoisien):
 - le complexe marneux sans sel de 50 m d'épaisseur.
 - le complexe salifère a une épaisseur d'environ 300 m et est constitué de marnes grises, vertes et brun rouges ainsi que d'anhydrite en gros rognons et de couches de sel gemme
 - le complexe salin est divisé en deux parties. La première partie est constituée d'horizons potassiques avec une épaisseur de 100 m comprenant des marnes grises bitumineuses, des horizons potassiques, des couches de sel et des strates d'anhydrite souvent dolomitiques. Le mur de la couche de potasse inférieure se situe à 40 m de la base de cet horizon salifère. La deuxième partie de ce complexe a une épaisseur également de 100 m et est constituée des mêmes horizons lithologiques, mais avec de l'anhydrite en rognons et sans niveaux potassiques .

La succession lithologique continue sous forme d'une zone salifère moyenne (300 m d'épaisseur) et d'une zone salifère inférieure d'épaisseur 700 m renfermant un grand banc de sel gemme de l'ordre de 200 m.

Nous reviendrons plus en détail sur la séquence lithologique des terrains en particulier lorsque l'on abordera les conditions de stabilité des chambres avec des toits situés à -23 ou à -25 m de la couche inférieure de potasse.

2.2 Caractéristiques mécaniques des terrains

L'étude effectuée par Vouille en 1990 s'est intéressée dans sa première partie à la caractérisation du comportement mécanique du sel gemme dans lequel le stockage est réalisé. Des essais de compression simple et des essais de fluage ont été réalisés pour mesurer les propriétés élastiques et les propriétés viscoplastiques du sel.

Stocamine - Stabilité à long terme du stockage de déchets toxiques dans la mine d'Amélie

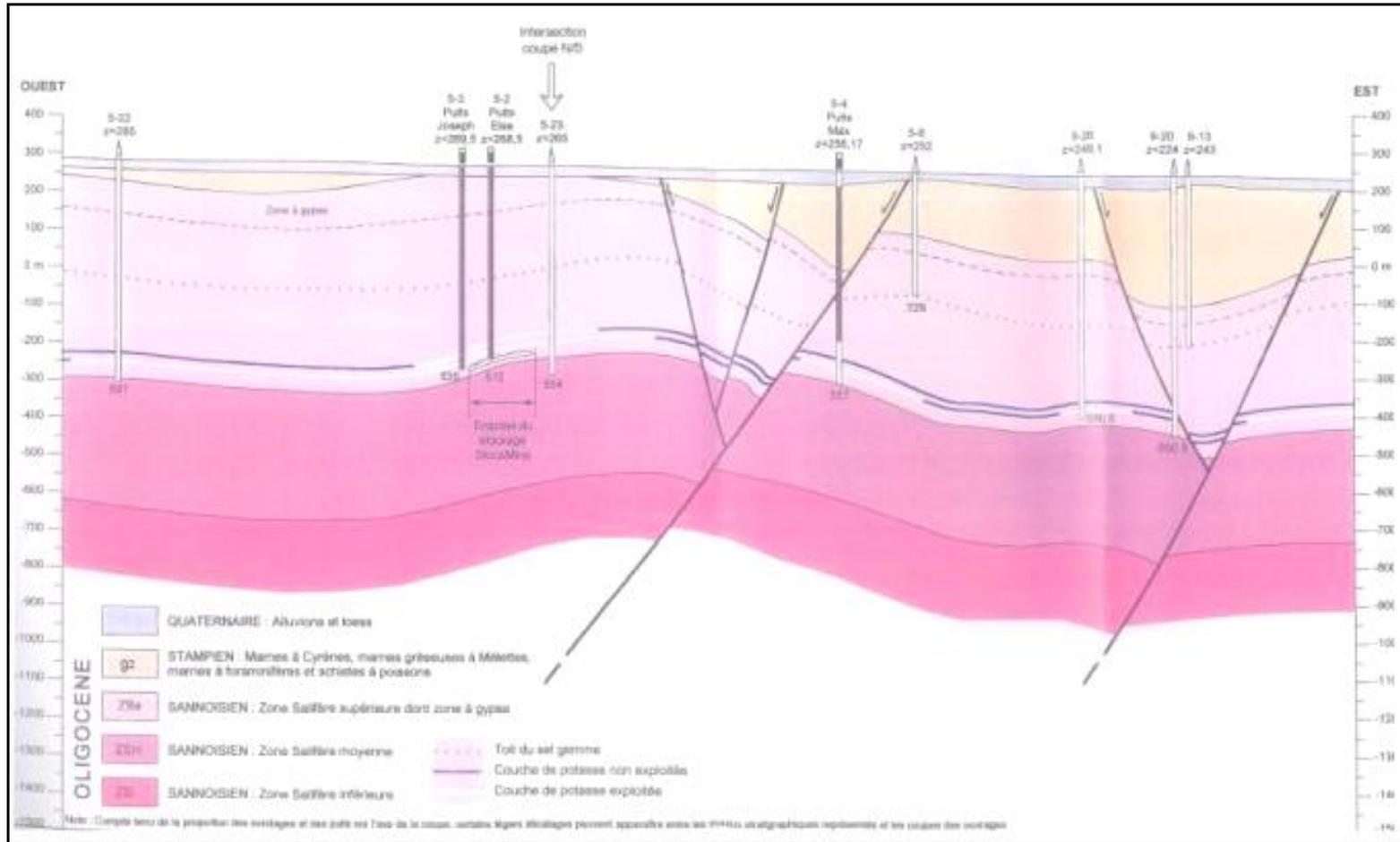


Figure 1 : Coupe géologique Est-Ouest (d'après MICA)

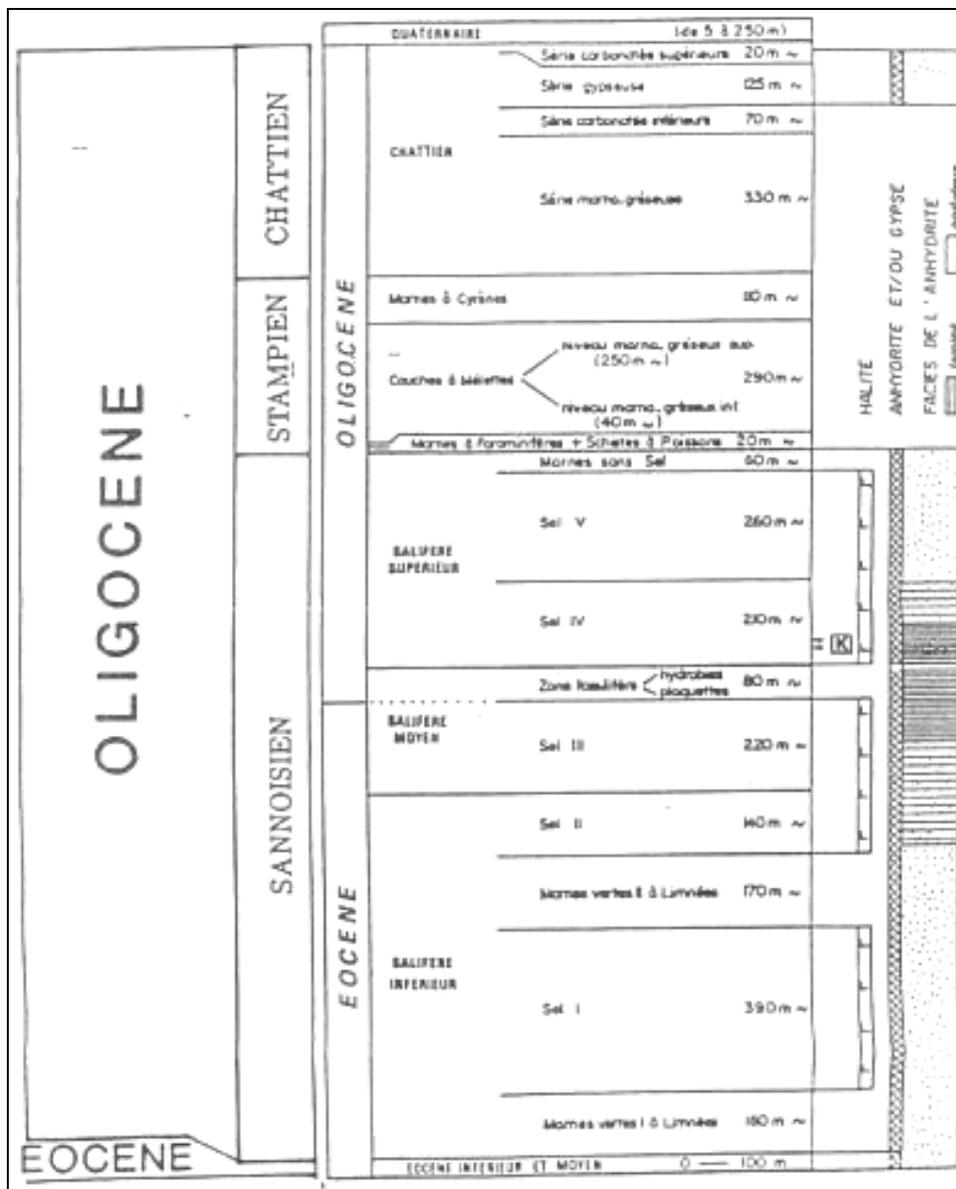


Figure 2 : Stratigraphie des terrains (d'après MICA)

La déformation viscoplastique du sel est décrite par la loi de Lemaitre qui exprime le fluage selon une loi en puissance définie par les 3 paramètres α, β et K :

$$\varepsilon_{vp} = \left(\frac{\sigma}{K} \right)^{\beta} t^{\alpha} \quad \text{où } \sigma \text{ est le déviateur de contraintes}$$

Les échantillons qui ont servi à la réalisation des essais ont été prélevés par sondage au toit de la galerie desservant la base du puits Joseph.

L'analyse rapide des propriétés identifiées montre que les valeurs déterminées sont tout à fait représentatives et qu'une nouvelle campagne de mesure n'est pas nécessaire. Les tableau 1 résume les valeurs moyennes de ces propriétés :

Tableau 1 : Caractéristiques mécaniques retenues pour le sel gemme

| 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 | | | | | | | |

Les paramètres de fluage obtenus conduisent à un indice de fluage de l'ordre de 2 %, l'indice de fluage correspond à la déformation viscoplastique obtenue au bout d'une année sous un déviateur de 10 MPa. Cet indice montre que le sel étudié est moyennement fluant (les sels peu fluants ont un indice inférieur à 1 % et ceux très fluants peuvent atteindre des indices élevés de l'ordre de 20 %).

En qui concerne les marnes, nous ne disposons pas de caractérisation mécanique spécifique.

2.3 Modélisation effectuée par Vouille en 1990

2.3.1 Principe de la modélisation

L'étude de stabilité conduite par Vouille en 1990 s'est appuyée sur une modélisation bidimensionnelle par éléments finis en elasto-viscoplasticité. Plusieurs variantes de découpage ont été étudiées, mais elles ont toutes en commun les deux caractéristiques suivantes :

- des galeries dont le toit est situé à 547 m de profondeur, soit environ 20 m sous la couche inférieure de potasse
- des piliers de sections carrés séparés par des galeries ayant la même largeur

Le modèle géométrique mis en œuvre est un modèle axisymétrique utilisant deux axes de symétrie verticaux: le premier passe par le centre d'un pilier (symétrie de révolution) et le second passe par le centre d'une galerie (déplacement horizontal nul). Verticalement, le modèle a été limité par deux plans horizontaux situés respectivement à 20 m au dessus du toit des galeries et à 20 m au dessous du mur de ces mêmes galeries. Sur la limite inférieure, la composante verticale du déplacement a été supposée nulle en considérant que le plan est situé suffisamment loin des perturbations induites par le creusement. Sur la limite supérieure, une contrainte verticale correspondant au poids des terrains su-jacents a été appliquée. Cette condition a été justifiée par le fait que la limite supérieure correspondait au mur de la couche inférieure de potasse, qui sur la plus grande partie de la superficie concernée par le stockage, a été exploitée par foudroyage (Fig. 3).

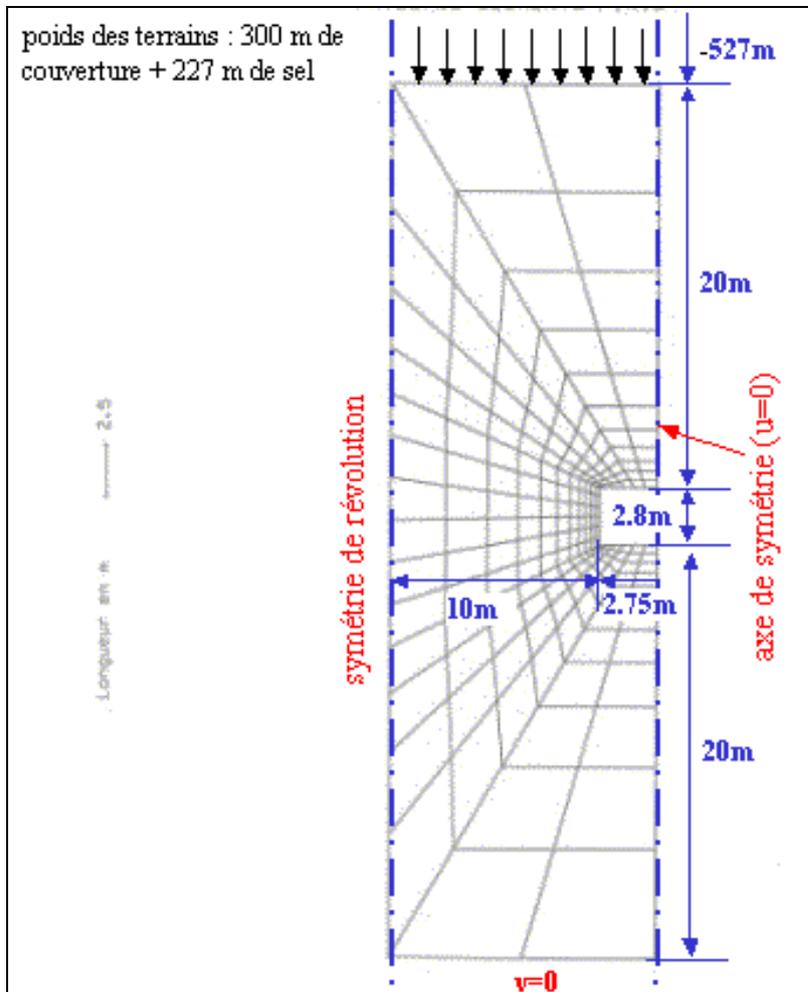


Figure 3 : Modèle utilisé par Vouille représentant le schéma de découpage du site de stockage (galeries de 5.5 m de largeur et 2.8 m de hauteur, piliers carrés de 20 m de côté)

Le champ de contraintes a été considéré isotrope (composantes horizontales égales à la composante verticale) en prenant en compte deux types de terrains : un recouvrement non salifère de 320 m d'épaisseur et de masse volumique moyenne 2500 kg/m^3 et des terrains salifères de masse volumique 2160 kg/m^3 . Les marnes ont été modélisées dans l'une des configurations étudiées en introduisant deux bancs épais l'un au toit (7m) et l'autre au mur (11m). Les filets de marnes marquant la stratigraphie n'ont pas été pris en compte.

Comme expliqué ci-dessus, l'incidence des travaux miniers réalisés dans les deux couches de potasse su-jacentes n'a pas été prise en compte et la modélisation numérique effectuée considérait que le régime de contraintes au moment du creusement des ouvrages correspondait au régime initial non perturbé. Par ailleurs, la modélisation 2D utilisant l'hypothèse de l'axisymétrie implique aussi que la géométrie prise en compte est infinie dans le sens horizontal.

Le caractère bidimensionnel du modèle ne permettant pas de rendre compte d'une façon rigoureuse du dégagement progressif des piliers, le creusement de la structure a été considéré instantané. Cette procédure a l'avantage de conduire à une borne supérieure des déplacements et à une majoration des contraintes instantanées.

L'évolution des déformations et des contraintes a été étudiée sur une période de 500000 jours (~1370 années) en tenant compte du caractère fini des déformations et en réactualisant la forme du maillage toutes les fois que l'incrément de convergence verticale des galeries dépassait 1 cm (calculs en grandes déformations).

2.3.2 Principaux résultats obtenus

Nous ne présenterons ici que les résultats du modèle décrivant le schéma de découpage réalisé par STOCAMINE et illustré par la figure 3.

1. Risque d'endommagement des ouvrages

Le risque de rupture à court terme a été évalué à partir de l'examen de l'état de contraintes obtenu au bout de 1 à 10 jours et non pas au temps T=0 correspondant aux résultats élastiques et jugés non représentatifs. La contrainte verticale au parement des piliers, utilisée pour analyser le risque d'écaillage, et le déviateur des contraintes au centre du pilier, utilisé pour analyser le risque de ruine généralisé de l'ouvrage, ont été comparés à la résistance instantanée en compression simple du sel. Les faibles valeurs calculées ont permis d'écarter tout risque de désordre à court terme.

L'examen de la répartition des efforts dans les piliers à diverses dates a montré une lente diminution du déviateur de contraintes dans la partie centrale des piliers. Le déviateur restant relativement faible, tout risque de rupture brutale et inopinée a été alors exclu. Cependant, à moyen terme, un écaillage des parements des galeries a été prévu en raison du développement de contraintes de traction sur les faces verticales des piliers. En effet, l'évolution de la contrainte tangentielle en paroi au cours du temps a montré que celle-ci passerait progressivement de la compression à la traction (transition évaluée à environ 4 ans). La répartition des contraintes dans le pilier a montré que ce phénomène resterait superficiel et qu'à long terme la zone sollicitée en traction n'affecterait pas plus que 40 cm. Un boulonnage des parements a été toutefois suggéré pour se prémunir des conséquences de l'écaillage et pour améliorer la tenue des piliers.

2. Convergence des galeries

Les courbes de convergence des parements des galeries (horizontale ou verticale) ont montré que les mouvements suivent une évolution parabolique à vitesse décroissante avec le temps. Cette tendance a été modélisée par une loi simple qui donne la valeur de la convergence C en mm en fonction du temps t exprimé en années. Dans l'analyse effectuée, il a été admis que la convergence mesurable au bout d'un temps donné correspond à la convergence calculée à laquelle on retranche une convergence initiale obtenue à la date T=10 jours.

$$C = A \left[t^\alpha - \left(\frac{10}{365} \right)^\alpha \right]$$

Dans le cas du découpage réalisé (piliers de 20 m, galeries de 5.5 x 2.8 m), les coefficients A et α correspondants à la convergence verticale et à la convergence horizontale prennent les valeurs respectives de 275.5 et 0.2327 ainsi que 253.4 et 0.2285.

Les calculs et les ajustements effectués ont montré que pour que les terrains du toit viennent en contact des déchets entreposés, un délai de l'ordre de quatre siècles serait nécessaire pour réduire la hauteur des galeries à 1.80 m.

3. Affaissement de surface

Les affaissements de surface ont été corrélés au déviateur régnant au centre des piliers. Au bout de 1000 ans, la subsidence de la surface a été évaluée à 0.62 m, valeur jugée non préoccupante dans un site où les exploitations par foudroyage conduisaient régulièrement à des affaissements de l'ordre de 90 % de la puissance exploitée.

4. Validation du modèle utilisé

Etant conscient de la nécessité du calage des paramètres du modèle sur des mesures in-situ de manière à pouvoir rendre compte des effets d'échelle et des hétérogénéités qui caractérisent le massif, Vouille a cherché à confronter les résultats de la modélisation avec un cas réel. Ne disposant pas de mesures relatives au quartier étudié, il a simulé les deux galeries d'infrastructure creusées dans le sel et a comparé les convergences obtenues avec les observations visuelles. Ses résultats montraient que les mouvements réels étaient moins importants que les mouvements calculés ce qui lui a permis de conclure que le modèle était pessimiste et par conséquent allait dans le sens de la sécurité.

3. ANALYSE DU COMPORTEMENT DES TERRAINS

3.1 Description du stockage

Le stockage a une forme rectangulaire de 700 x 500 m. Il est délimité sur ses quatre côtés par des voies au mur classiques, et découpé selon les médianes du rectangle par deux autres voies. Les médianes délimitent ainsi quatre unités, elles mêmes découpées en blocs. Chaque bloc est constitué de deux ou trois allées parallèles longues de 225 m et recoupées orthogonalement par des allées de 70 m chacune. Ces allées délimitent ainsi les piliers de sel de 20 m de côté. Les blocs communiquent avec les voies périphériques par les galeries de 225 m., mais il ne communiquent pas entre eux car les recoupes de 70 m sont implantées en dents de peigne laissant un pilier de 3 m entre les blocs (Fig. 10 plus loin).

A l'arrêt du stockage, 12 blocs ont été totalement ou partiellement creusés dont seulement 9 ont été utilisés pour le stockage des déchets, les autres sont restés vacants.

3.2 Observation du comportement des ouvrages

Pour mieux se rendre compte du comportement des ouvrages dans le quartier principal (toit à -23 m de la couche inférieure de potasse) et dans le quartier avec un toit situé à - 25 m, une visite du site a eu lieu le 6 juillet 2005. Au cours de cette visite des observations précises ont été faites aux niveaux suivants :

- comportement de la voie double de desserte, du pilier mince qui sépare ses deux galeries et des piliers avoisinants

- comportement des piliers et des allées dans les blocs dont le toit est situé à -23 m et à -25 m par rapport à la couche inférieure de potasse
- zones condamnées dans les blocs à -25 m suite à des déformations de toit
- soufflage du mur des allées des blocs à -25 m
- conditions de renforcement des toits et des piliers par boulonnage
- méthode utilisée pour les mesures de convergence

Cette visite a permis aussi de disposer de données beaucoup plus précises sur la stratigraphie des terrains (en particuliers la présence de filets de marnes) et sur l'exploitation réalisée dans les couches de potasse supérieures. L'annexe 1 fait l'inventaire des différents incidents survenus dans le stockage (travail réalisé par MICA).

3.2.1 Comportement de la voie double de desserte

Les voies doubles d'infrastructure ont été creusées en utilisant les mêmes critères appliqués lors du creusement des voies des longues tailles foudroyées pour l'exploitation des couches de potasse. Le pilier séparant les galeries de ces voies est donc de faible épaisseur (3 à 3.5 m) et par conséquent se trouve fortement sollicité. Des écaillages importants sont observés avec des fractures se propageant au cœur même du pilier.

L'écaillage du pilier entraîne la formation de plaques qui flambent souvent sous l'effet de la forte contrainte verticale (forme en tonneau très prononcée des parements). Un boulonnage accompagné de feuillards a été mis en œuvre pour conforter les piliers et éviter le détachement des écaillages (Fig. 4).

3.2.2 Comportement des piliers carrés

Les piliers carrés subissent un écaillage au niveau des parements qui s'étend sur une profondeur de l'ordre de 1.5 à 2 m. Les fractures développées sont surtout observables aux coins des piliers. Au delà de cette zone, le pilier reste sain (Fig. 4 et 5). Ce sont surtout les piliers du centre du stockage qui manifestent ce genre d'instabilité, les piliers situés en bordure sont beaucoup moins fracturés. Les piliers avoisinants les voies doubles d'infrastructure manifestent également des écaillages plus développés.

Ces phénomènes d'écaillage peuvent être aisément expliqués par le fait que les contraintes au niveau des piliers sont plus importantes au centre du stockage qu'au niveau des extrémités où elles sont reportées sur les bords fermes. Cette interprétation est aussi valable aux piliers situés à proximité des voies doubles qui récupèrent une surcharge due à la perte de résistance des piliers minces séparant les voies.

Le mécanisme précis à l'origine de la fracturation des parements des piliers constitue un point important sur lequel nous reviendrons plus en détail dans la suite de cette étude. Les approches classiques utilisées dans les analyses de stabilité expliquent souvent l'écaillage des piliers par un excès de la contrainte de compression verticale par rapport à la résistance en compression simple de la roche. Dans ce cas particulier, nous privilégions le mécanisme proposé par Vouille qui explique l'origine de la fracturation des parements par le passage de la contrainte tangentielle d'une contrainte de compression à une contrainte de traction au bout d'un certain laps de temps (durée évaluée à environ quatre années, Fig. 6). Cette transition est due au comportement viscoplastique du sel et aux fortes déformations subies par les piliers

Stocamine - Stabilité à long terme du stockage de déchets toxiques dans la mine d'Amélie

(calculs faits par Vouille en grands déplacements pour rendre compte de ce phénomène). A très long terme (1370 ans), l'extension de la zone fracturée a été évaluée à environ 40 cm.



Figure 4: Déformation et écaillage du pilier séparant les galeries de la voie double de desserte (d'après MICA)

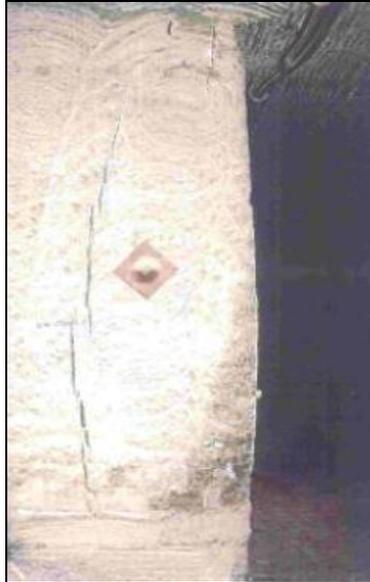


Figure 5 : Fissuration des piliers carrés (d'après MICA)

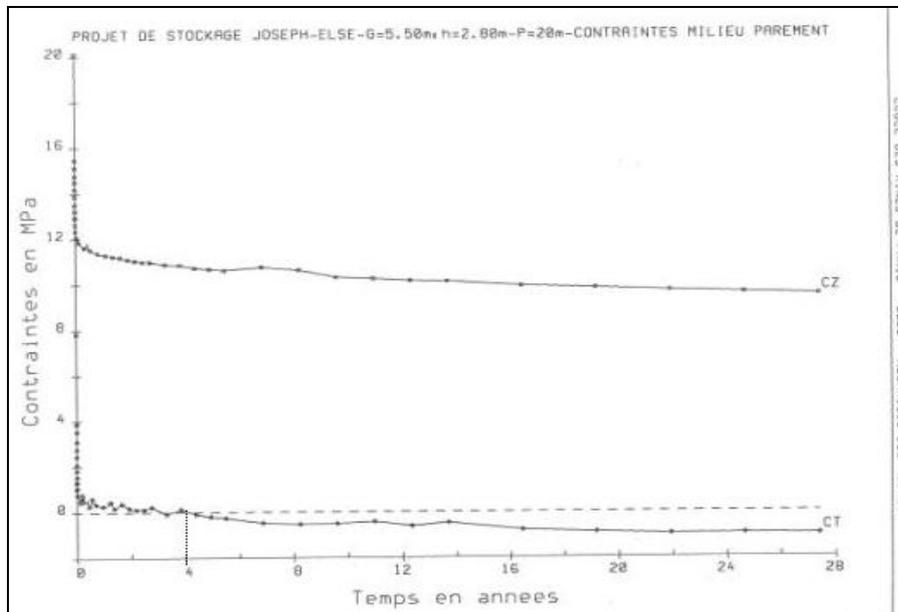


Figure 6 : Passage de la contrainte tangentielle d'une compression à une traction et création de fractures verticales (d'après Vouille)

3.2.3 Comportement des toits des galeries

En vue d'améliorer la qualité du sel extrait, les nouveaux blocs ont été creusés avec un toit situé à -25 m et non plus à -23 m par rapport à la couche inférieure de potasse. L'objectif recherché était de réduire au maximum la présence de filets de marnes le long de la hauteur exploitée de sel pour en augmenter la teneur. Cette nouvelle disposition a conduit à modifier la structure du toit qui était beaucoup plus homogène dans la configuration initiale et à se trouver avec un toit stratifié marqué par la présence de plusieurs filets de marnes dans la nouvelle configuration (Fig. 7 et 8).

La mécanique du toit d'une galerie creusée dans un terrain stratifié est bien connue et peut être résumée comme suit :

- suite au vide créé et sous l'effet des contraintes horizontales, les bancs du toit subissent un cisaillement et se décollent au niveau des joints de stratification
- sous l'effet de son propre poids et des contraintes horizontales appliquées, le premier banc se déforme en flexion et casse lorsque la largeur de la galerie est supérieure à sa portée critique (rupture au niveau de la face inférieure au centre par excès de traction et aux extrémités par cisaillement le long d'une ligne inclinée vers l'intérieur pour donner lieu à une forme trapézoïdale)
- c'est alors le second banc qui se retrouve soumis aux mêmes conditions et qui casse de la même façon une fois sa portée critique atteinte
- le phénomène se poursuit en hauteur et la rupture pourrait s'interrompre dans les 3 cas suivants :
 - formation d'une voûte naturelle stable
 - présence d'un banc épais et résistant
 - remplissage des vides par auto-remblayage (foisonnement des éboulis)

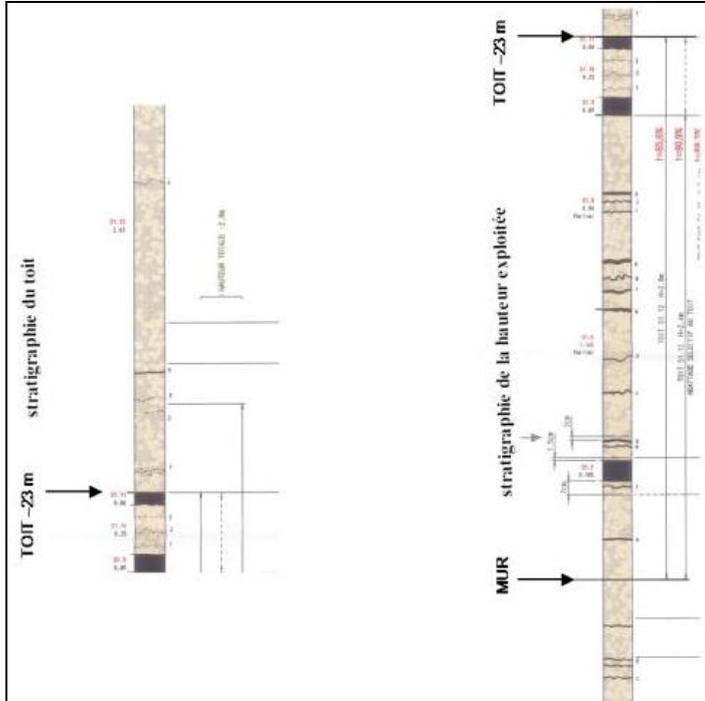


Figure 7 : Stratigraphie détaillée de l'exploitation avec un toit à - 23 m

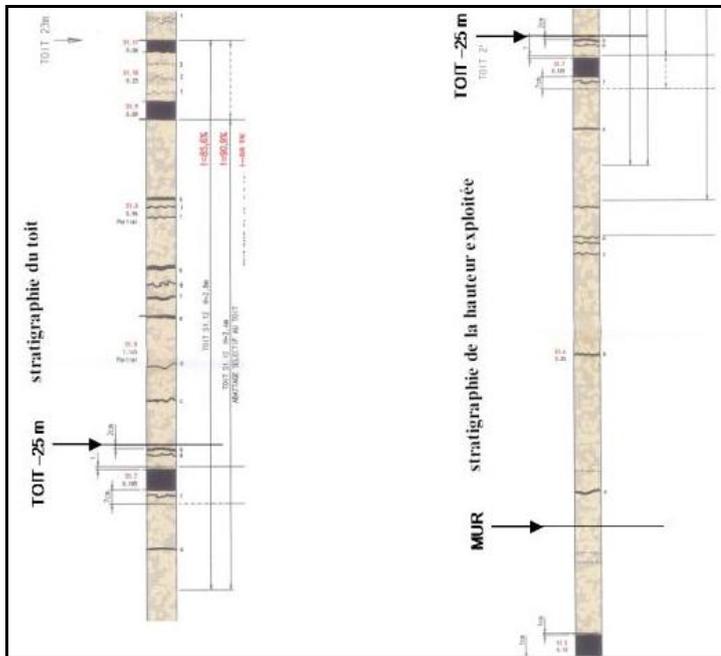


Figure 8 : Stratigraphie détaillée de l'exploitation avec un toit à - 25 m

Les instabilités du toit se sont manifestées plusieurs fois en particulier dans les blocs 25 et 26. La figure 9 les illustre parfaitement et montre deux situations : la première correspond à un toit renforcé après avoir subi une flexion importante (on observe clairement les joints de stratification décollés avec leur remplissage marneux et la forme trapézoïdale initiée par la rupture aux extrémités), et la deuxième correspond à un toit complètement effondré.

Le soutènement des toits n'est pas systématique. Des boulons à ancrage mécanique (boulons à expansion) ont été mis en place localement. Leur longueur varie entre 0.8 et 1.5 m dans les toits à -23 m et elle est de l'ordre de 2.5 m dans les toits à -25 m.

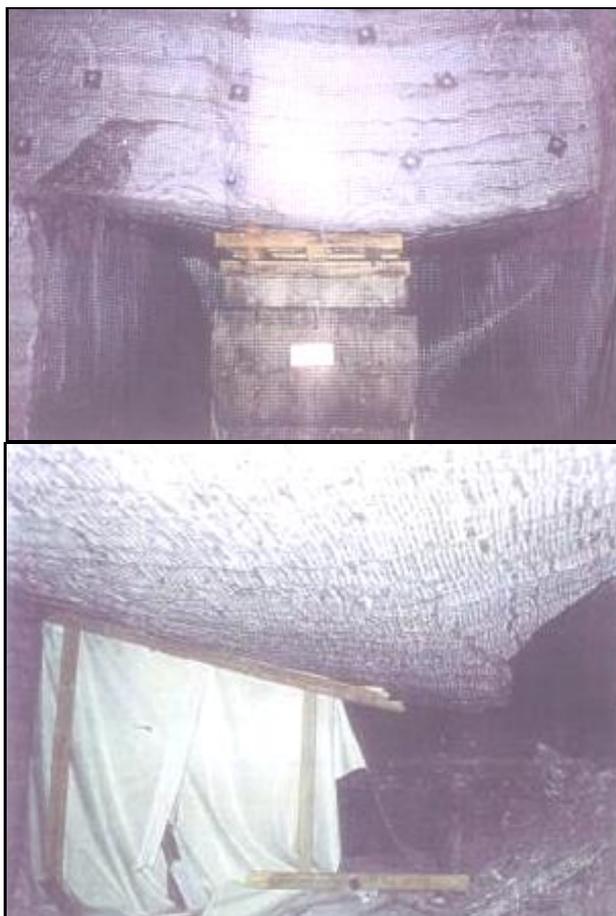


Figure 9 : Instabilités observées au niveau des toits des cavités non occupées par le stockage (bloc 16 et bloc 26, d'après MICA)

3.2.4 Comportement des murs des allées

Des phénomènes de soufflement de mur se sont aussi manifestés dans certaines allées des blocs 15, 25 et 26. Des soulèvements de 30 à 50 cm ont été observés avec l'apparition de fractures très marquées (Fig. 10).

Il est important de préciser que les instabilités des toits et des murs des allées n'ont été observées que dans les blocs dont le toit est situé à -25 m de la couche inférieure de potasse (voir annexe 1). L'autre spécificité de ces blocs est que la plupart des ouvrages ayant subi des instabilités ont été réalisés sous un stot où les deux couches de potasse n'ont pas été exploitées. Cette configuration de stot a conduit à un régime de contraintes, avant le creusement de ces ouvrages, beaucoup plus important, ce qui a par la suite considérablement affecté leur stabilité.



Figure 10 : Soufflage du mur (d'après MICA)

On voit donc que les allées des blocs 15, 25 et 26 sont confrontées à la conjugaison de deux conditions défavorables par rapport aux autres blocs. La première difficulté provient du changement de stratigraphie et la présence de filets de marnes dans les toits et les murs. Ces filets délimitent des bancs de sel moins épais qui peuvent facilement se détacher et rompre par excès de contraintes de traction et/ou de compression. La seconde difficulté provient de la configuration du stot qui va concentrer la contrainte verticale au niveau des piliers, mais aussi la contrainte horizontale au toit et au mur des allées et donner lieu ainsi aux instabilités observées (chutes de toit, soufflage du mur).

3.3 Analyse des mesures de convergence

Les mesures de déformation sont effectuées dans les allées du stockage en relevant la variation de la largeur avec deux points ancrés aux parements (convergence horizontale) et la variation de la hauteur avec deux points ancrés au toit et au mur (convergence verticale). Une mesure supplémentaire est également faite pour relever la variation de la distance entre le toit et la ligne reliant le milieu des parements de l'allée. Les points de mesure dans les parements et dans le toit sont constitués de plots de 70 mm de longueur vissés dans le sel, le point ancré au mur est constitué par un boulon à expansion.

Stocamine - Stabilité à long terme du stockage de déchets toxiques dans la mine d'Amélie

Les mesures de convergence sont réalisées dans chaque bloc au moment du creusement des allées (Fig. 11). L'acquisition des données s'est faite donc selon la chronologie suivante :

- le 1^{er} janvier 1998 dans les blocs 11, 12, 21 et 22
- le 1^{er} janvier 2000 dans les blocs 13 et 23
- le 3 octobre 2000 dans le bloc 24
- le 9 février 2001 dans le bloc 14
- le 3 juin 2002 dans le bloc 25
- le 30 juin 2002 dans le bloc 15

En raison de l'incendie, le creusement des blocs 16 et 26 n'a pu être mené à terme. Par la suite, il a été observé une dégradation rapide des galeries creusées dans ces blocs.

Il est important de préciser que les plots mis en place dans les parements pour mesurer la convergence horizontale ont été installés très proche des coins des piliers et par conséquent sont fortement affectés par l'écaillage.

L'annexe 2 donne les profils de convergence pour chacune des stations de mesure ainsi que les iso-valeurs de convergences horizontale et verticale relevées au mois de décembre 2005. Les données des stations ainsi que les principaux résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau 1. Pour chaque station, on donne respectivement :

- les dates de la première et de la dernière mesure telles qu'elles nous ont été communiquées dans le fichier du mois de décembre 2005 ; il est à noter que certaines mesures des convergences horizontale et verticale n'ont pas été initiées en même temps, les dates indiquées dans ce tableau sont relatives aux mesures de la convergence horizontale
- les amplitudes en mm des convergences horizontale et verticale relevées à la dernière date d'acquisition
- les vitesses de convergences horizontale et verticale exprimées en mm/mois ; ces vitesses ont été évaluées par régression de la phase linéaire des mesures (voir plus loin Fig. 16).

L'analyse des mesures s'est appuyée essentiellement sur les vitesses de convergence pour les deux raisons suivantes :

- les blocs ont été creusés à des dates différentes et leurs allées ont subi par conséquent des mouvements d'amplitudes et de vitesses différentes
- l'allure générale d'une courbe de convergence peut être caractérisée par deux phases principales : une première phase rapide qui suit le creusement de l'ouvrage et une seconde phase moins rapide liée au fluage du sel et pouvant être linéarisée.

Les figures 12 et 13 montrent les contours des vitesses de convergences horizontale et verticale et font ressortir les deux résultats suivants :

- les mouvements sont plus importants dans le centre du stockage et prennent des amplitudes plus faibles vers les bordures
- le passage à un toit situé à -25 m sous la couche inférieure dans les blocs 15 et 25 induit des vitesses plus élevées à la fois au niveau de la convergence verticale et de la convergence horizontale. Ce résultat est dû essentiellement aux instabilités des toits et des murs des allées qui affectent directement le comportement des piliers.

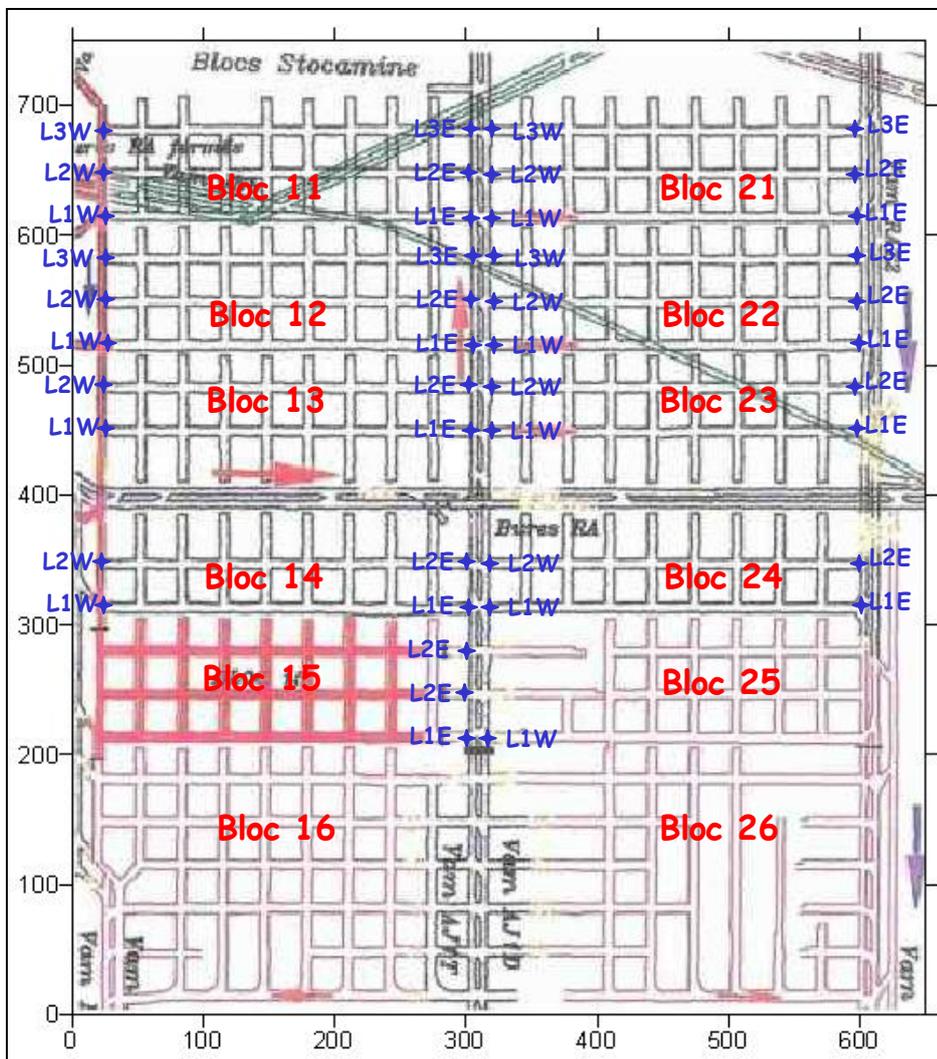


Figure 11 : Localisation des stations de mesure de convergence

Pour pouvoir confronter les mesures effectuées avec les prévisions du modèle élaboré par Vouille, nous allons retenir une station représentative permettant de se rapprocher au mieux des conditions du modèle, c'est à dire, une station centrale pour laquelle l'hypothèse d'axisymétrie est valable et une station relativement ancienne pour pouvoir distinguer les différentes phases des mouvements. Les stations des blocs 15 et 25 ont été écartées pour les raisons expliquées ci-dessus (conditions particulières de toit et de mur qui n'ont pas été intégrées dans la modélisation). Sur la base de ces deux critères et en tenant compte de l'homogénéité des mesures, la station B12-L2E a été retenue. Dans l'annexe 2, les profils des stations centrales ont été regroupés ensemble pour mieux mettre en évidence la cohérence des mesures. La figure 14 donne une illustration de cette cohérence au niveau des stations centrales des blocs 12 et 22.

Stocamine - Stabilité à long terme du stockage de déchets toxiques dans la mine d'Amélie

Tableau 1 : Données et résultats des mesures de convergence

| Bloc | Stations de mesure | | | | | |
|------|--------------------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | L1E | L2E | L 3E | L1W | L2W | L 3W |
| 11 | 6/4/98 | 6/4/98 | 6/4/98 | 19/6/98 | 19/6/98 | 19/6/98 |
| | 12/12/05 | 12/12/05 | 12/12/05 | 17/7/02 | 17/7/02 | 17/7/02 |
| | 240 | 152 | 198 | 24 | 28 | 50 |
| | 163 | 172 | 173 | 27 | 26 | 35 |
| | 2.27 | 1.48 | 1.91 | 0.37 | 0.50 | 0.89 |
| | 2.31 | 1.98 | 2.21 | 0.62 | 0.57 | 0.79 |
| 21 | 19/6/98 | 19/6/98 | 19/6/98 | 6/4/98 | 6/4/98 | 6/4/98 |
| | 12/12/05 | 12/12/05 | 12/12/05 | 12/12/05 | 12/12/05 | 12/12/05 |
| | 120 | 95 | 105 | 248 | 204 | 260 |
| | 104 | 90 | 90 | 188 | 174 | 204 |
| | 1.24 | 0.96 | 1.05 | 2.35 | 2.15 | 2.68 |
| | 1.19 | 1.14 | 1.18 | 2.41 | 2.18 | 2.42 |
| 12 | 18/12/98 | 18/12/98 | 18/12/98 | 13/01/99 | 13/01/99 | 13/01/99 |
| | 12/12/05 | 12/12/05 | 12/12/05 | 17/7/02 | 17/7/02 | 17/7/02 |
| | 274 | 300 | 252 | 136 | 60 | 28 |
| | 260 | 230 | 205 | 76 | 65 | 24 |
| | 2.52 | 2.92 | 2.51 | 3.05* | 1.49 | 0.64 |
| | 3.28 | 2.64 | 2.54 | 1.95 | 1.72 | 0.63 |
| 22 | 13/01/99 | 13/01/99 | 13/01/99 | 18/12/98 | 18/12/98 | 18/12/98 |
| | 12/12/05 | 12/12/05 | 12/12/05 | 12/12/05 | 12/12/05 | 12/12/05 |
| | 324 | 148 | 92 | 201 | 297 | 244 |
| | 267 | 152 | 94 | 223 | 223 | 205 |
| | 3.10* | 1.43 | 0.98 | 1.68 | 2.68 | 2.29 |
| | 3.37* | 1.86 | 1.20 | 2.60 | 2.57 | 2.55 |
| 13 | 23/06/00 | 23/06/00 | | 23/06/00 | 23/06/00 | |
| | 12/12/05 | 12/12/05 | - | 19/07/02 | 19/07/02 | - |
| | 230 | 221 | - | 44 | 48 | - |
| | 145 | 136 | - | 15 | 21 | - |
| | 3.11 | 3.10 | - | 1.76 | 1.80 | - |
| | 2.73 | 2.72 | 1.16 | 1.52 | - | |
| 23 | 23/06/00 | 23/06/00 | | 23/06/00 | 23/06/00 | |
| | 12/12/05 | 12/12/05 | - | 12/12/05 | 12/12/05 | - |
| | 73 | 176 | - | 222 | 214 | - |
| | 61 | 123 | - | 146 | 135 | - |
| | 0.95 | 2.63 | - | 3.06 | 3.12 | - |
| | 1.06 | 2.16 | 2.46 | 2.62 | - | |
| 14 | 09/02/01 | 09/02/01 | | 09/02/01 | 09/02/01 | |
| | 12/12/05 | 12/12/05 | - | 19/07/02 | 19/07/02 | - |
| | 248 | 229 | - | 100 | 62 | - |
| | 159 | 141 | - | 27 | 18 | - |
| | 2.96 | 3.61 | - | 5.85* | 4.58* | - |
| | 2.69 | 2.64 | 3.61 | 2.39 | - | |
| 24 | 03/10/00 | 03/10/00 | | 03/10/00 | 03/10/00 | |
| | 12/12/05 | 12/12/05 | - | 12/12/05 | 12/12/05 | - |
| | 178 | 103 | - | 312 | 312 | - |
| | 115 | 85 | - | 184 | 158 | - |
| | 2.17 | 1.31 | - | 3.93 | 2.98 | - |
| | 1.99 | 1.46 | 3.22 | 2.77 | - | |
| 15 | 03/07/02 | 03/07/02 | 03/07/02 | | | |
| | 12/12/05 | 12/12/05 | 12/12/05 | - | | - |
| | 246 | 229 | 163 | | | |
| | 210 | 24 | 145 | | | |
| | 4.31 | 4.05 | 3.03 | | | |
| | 6.17 | 3.97 | 4.16 | | | |
| 25 | | | | 03/07/02 | | |
| | - | - | - | 12/12/05 | - | - |
| | | | | 239 | | |
| | | | | 158 | | |
| | | | 4.45 | | | |
| | | | 4.52 | | | |

1^{ère} ligne = date de la 1^{ère} mesure, 2^{ème} ligne = date de la dernière mesure, 3^{ème} ligne = amplitude de la convergence horizontale, 4^{ème} ligne = amplitude de la convergence verticale, 5^{ème} ligne = vitesse de la convergence horizontale, 6^{ème} ligne = vitesse de la convergence verticale
 * : mesure jugée non cohérente et par conséquent non prise en considération dans l'analyse

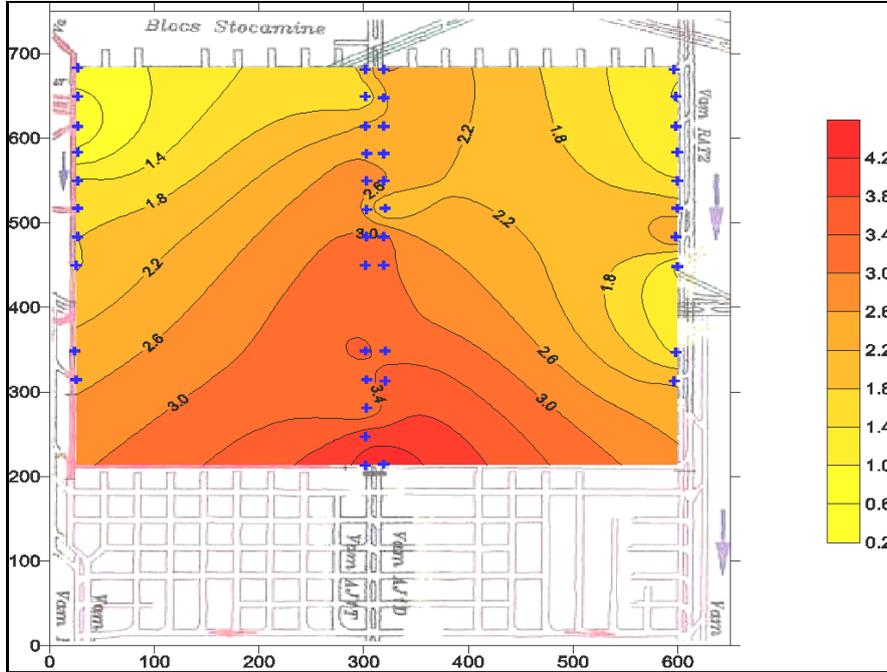


Figure 12 : Zones d'iso-vitesse de convergence horizontale

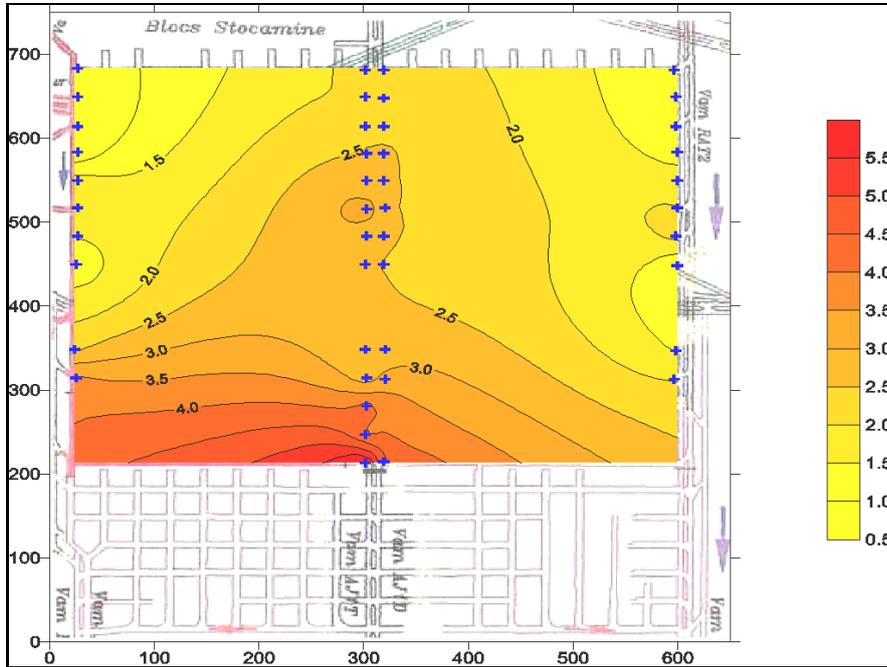


Figure 13 : Zones d'iso-vitesse de convergence verticale

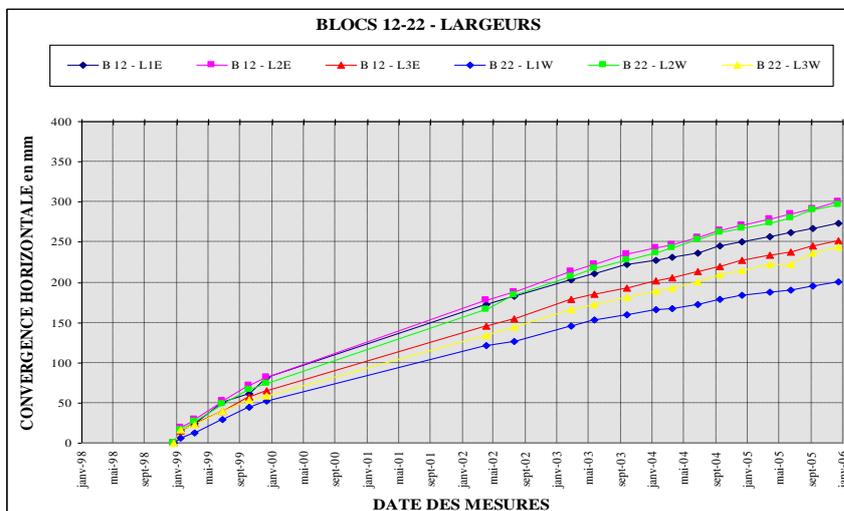


Figure 14 : Convergences horizontales des stations centrales des blocs 12 et 22

3.4 Confrontation des mesures avec les résultats du modèle

Le premier résultat qui ressort des mesures est qu'il est difficile de dégager une tendance claire entre les valeurs des vitesses de convergences horizontale et verticale. Contrairement au modèle qui donnait une vitesse verticale légèrement supérieure à la vitesse horizontale ($V_v=64.108 t^{0.767}$ et $V_h=57.9 t^{0.7715}$, vitesse en mm/an, t en an, Fig. 15), on trouve au niveau des mesures des vitesses variant dans les deux sens (voir tableau 1). La station retenue par exemple indique une vitesse horizontale supérieure à la vitesse verticale (Fig. 16).

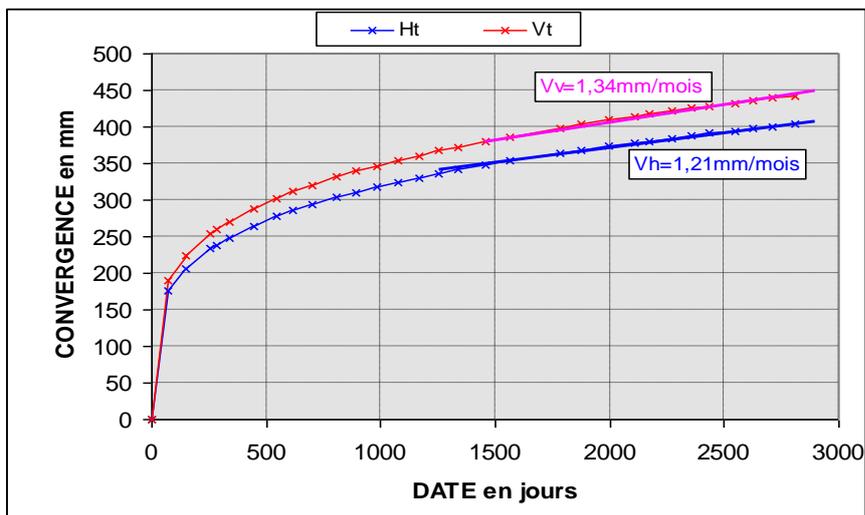


Figure 15 : Profils théoriques des convergences et vitesses associées (vitesses évaluées par régression linéaire de la dernière phase)

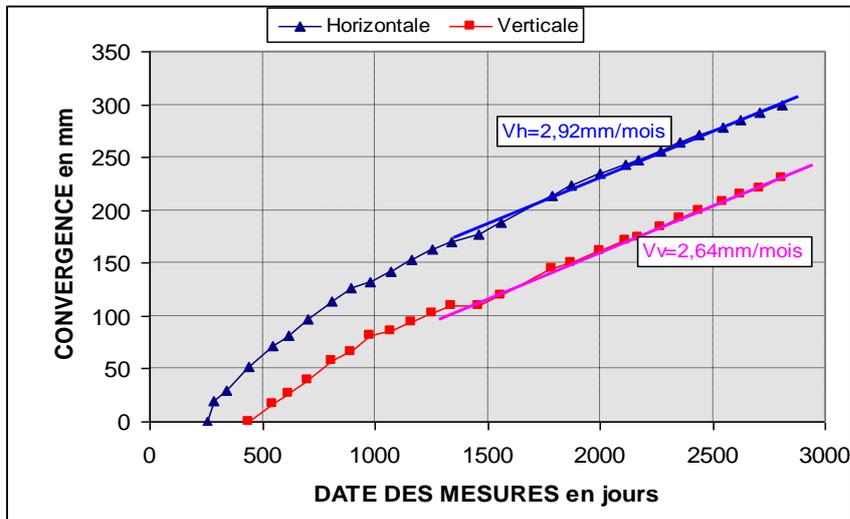


Figure 16 : Profils des convergences et vitesses associées au niveau de la station B12-L2E

Nous pensons que la variation de tendance est liée à des phénomènes affectant localement les allées. On cite en particulier l'écaillage des coins des piliers où sont implantés les plots de mesure de la convergence horizontale. L'apparition de fractures conduit en effet à une déformation plus importante, ce qui expliquerait les vitesses de convergence horizontale plus élevées. De même, Les mouvements de décollement qui peuvent survenir au niveau des joints de stratifications affectant le toit (flexion amplifiée) et du mur (soufflage) peuvent aussi expliquer les fortes valeurs des convergences verticales enregistrées en particulier au niveau des blocs 15 et 25.

Tous ces phénomènes n'ont pas été pris en compte dans la modélisation effectuée en 1990 et par voie de conséquence les mouvements qui en résultent ne peuvent pas être prédits. Nous considérons donc que la tendance annoncée par le modèle est valable lorsque les terrains sont homogènes et que les piliers ne sont pas très fracturés (cas de certaines stations, voir tableau 1).

L'autre résultat important concerne l'amplitude des mouvements et surtout leur vitesse. Comme le montre la figure 17, on constate une nette différence entre les valeurs mesurées et les valeurs calculées. Les vitesses réelles sont quasiment deux fois supérieures aux vitesses théoriques.

Le troisième résultat important des mesures concerne le caractère fortement linéaire des mouvements et l'absence de tendance d'aplatissement et de changement de pente comme le suggère le modèle. Il est évident que l'utilisation d'une pente constante pour prédire les mouvements à très long terme conduirait dans ce cas à des convergences de très forte amplitude.

Notons enfin que contrairement à ce qui a été écrit dans le rapport de MICA, nous avons vérifié que la convergence théorique évaluée par Vouille correspondait bien au mouvement des deux parois de l'allée (parements pour la convergence horizontale et toit et mur pour la convergence verticale).

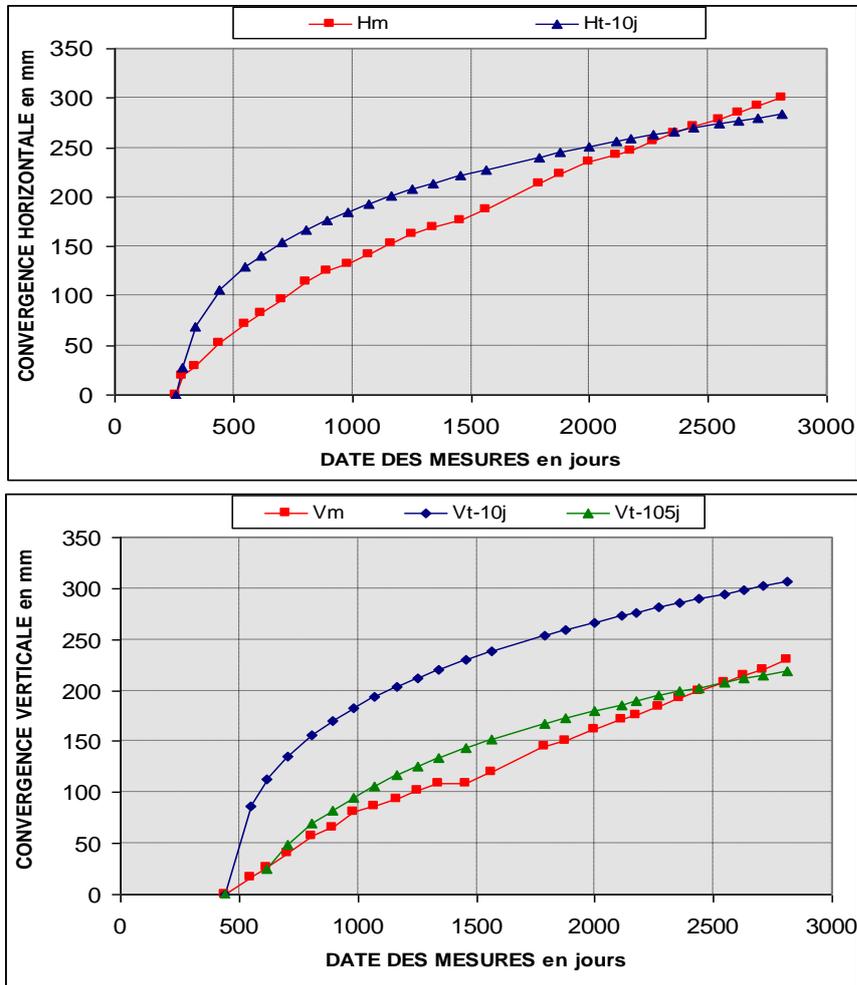


Figure 17 : Confrontation des convergences mesurées et théoriques
(les convergence théoriques ont été corrigées en retranchant la valeur initiale correspondant à la date de 10 jours, la courbe verte du second graphique correspond à une correction avec le décalage entre les mesures horizontale et verticale, m : mesurée, t : théorique).

3.5 Synthèse sur les mesures de convergence

La confrontation des mesures de convergence avec la modélisation numérique effectuée en 1990 a montré que le modèle arrive à reproduire qualitativement à la date d'aujourd'hui l'amplitude des mouvements lorsque l'on tient compte des convergences initiales non mesurées (Fig. 17). Cependant, on constate une nette divergence au niveau de la tendance en particulier entre les vitesses mesurées et les vitesses théoriques surtout dans la seconde phase des mouvements.

Il est important à ce stade de l'étude de rappeler une nouvelle fois les caractéristiques du modèle numérique de Vouille qui a permis la prévision des mouvements de convergence en fonction du temps :

- modèle bidimensionnel axisymétrique
- calcul en grandes déformation pour rendre compte des mouvements importants à long terme
- terrain homogène constitué d'un sel à comportement viscoplastique dont les propriétés mécaniques ont été évaluées en laboratoire
- creusement des ouvrages en considérant que les exploitations sus-jacentes des couches de potasse n'ont aucune influence sur le comportement du stockage
- non prise en considération des effets de la fracturation des piliers ou des phénomènes liés aux joints de stratification affectant le toit (flexion amplifiée) et le mur (soufflage).

Compte tenu de ces caractéristiques, le modèle ne permet pas de reproduire les mouvements enregistrés au niveau des stations de bordure (problème tridimensionnel que le modèle axisymétrique n'intègre pas). Par ailleurs, les stations centrales sur lesquelles nous sommes basées pour faire la confrontation des mesures avec les résultats du modèle sont marquées par la présence de la double voie de dessert et son pilier mince fortement endommagé qui ont certainement une influence importante sur les amplitudes des convergences et leur tendance.

4. ETUDE DES EFFETS DU STOT ET DES VOIES DOUBLES

Comme expliqué dans le paragraphe 3.2 consacré à la description du comportement des ouvrages, le stot conservé lors de l'exploitation des couches de potasse semble affecter considérablement la stabilité des allées en particulier au niveau des blocs 15, 25 et 26. De même, les voies doubles d'infrastructure (voie centrale et voie Ouest) et leurs piliers minces fortement fracturés semblent aussi affecter les mouvements enregistrés par les stations situées à proximité de ces voies.

Dans la suite, nous allons étudier ces deux paramètres pour pouvoir se prononcer définitivement sur la validité du modèle élaboré dans l'étude de 1990.

Analyse des effets des travaux sus-jacents

Les plans des travaux miniers montrent qu'à l'aplomb du stockage, l'exploitation a concerné le plus souvent les deux couches supérieure et inférieure de potasse (Fig. 1). Seul un stot subsiste essentiellement au dessus des blocs 15, 25 et 26 (Fig. 18 et aussi Fig. A1.2 de l'annexe 1).

L'exploitation des couches de potasse dans ce secteur de la mine d'Amélie a été réalisée avec foudroyage. On admettra par hypothèse que la puissance moyenne de la couche inférieure est de 4m et celle de la couche supérieure est de 2m.

Un modèle numérique simple par élément finis a été élaboré pour examiner les zones d'influence de l'exploitation sus-jacente ainsi que l'effet du stot conservé. Ce modèle s'appuie sur les hypothèses suivantes :

- une géométrie simplifiée basée sur une coupe verticale commençant de la surface et allant jusqu'à une profondeur de 2000 m ; cette coupe délimite un stot de 100 m

d'épaisseur entouré de part et d'autre d'une exploitation par foudroyage des deux couches de potasse sur une distance au moins de 600 m (extension supérieure à la profondeur d'exploitation, Fig. 19)

- un foudroyage affectant verticalement une hauteur de l'ordre de 3 fois la hauteur de la couche exploitée.
- un comportement élastique des terrains en présence et l'utilisation de l'hypothèse des déformations planes
- une stratigraphie des terrains simplifiée prenant en compte trois types de terrains : couches de potasse, sel et foudroyage

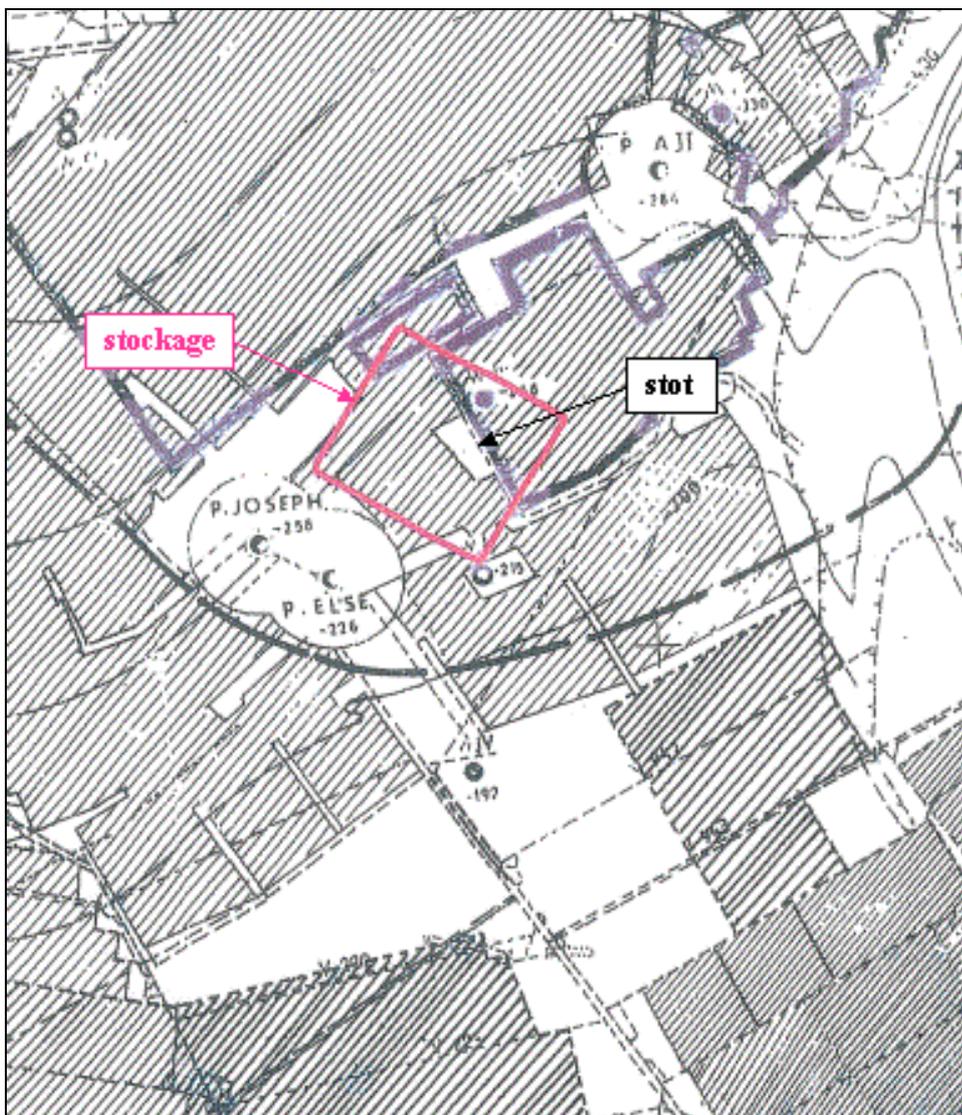


Figure 18 : Plan des travaux miniers indiquant le stockage et le stot conservé

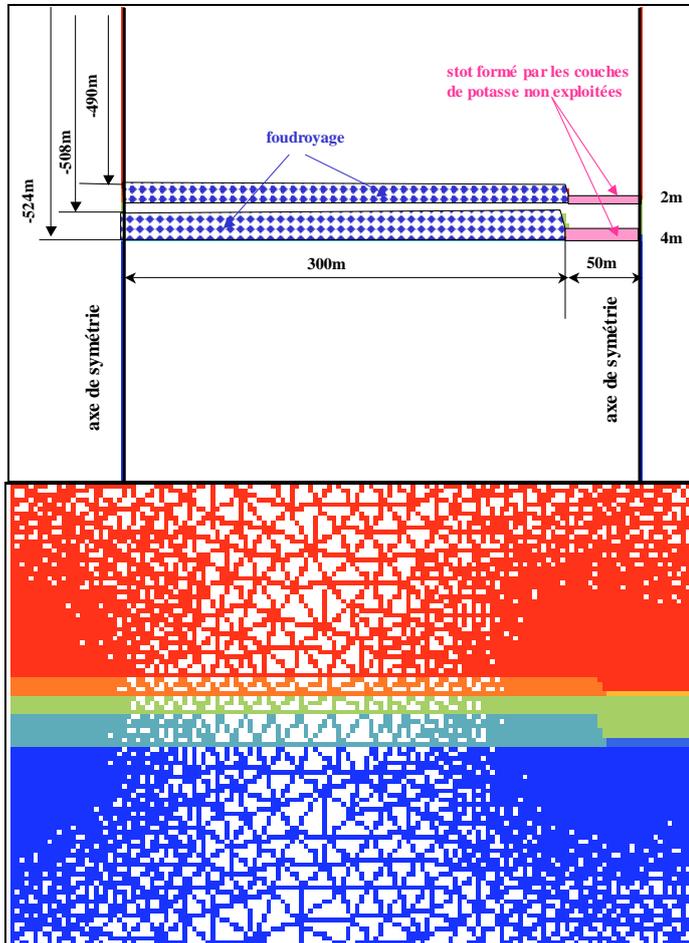


Figure 19 : Modèle numérique utilisé pour étudier l'influence de l'exploitation des couches de potasse sur le stockage (conditions aux limites et détail du maillage)

Les résultats de la simulation sont illustrés par la figure 20 qui montre que les deux contraintes verticale et horizontale sont affectées par une concentration liée à l'exploitation des couches su-jacentes et à l'abandon du stot. Nous ne tenons pas compte dans l'analyse ci-dessous des amplitudes des concentrations, mais uniquement de leur tendance en raison de la simplicité du modèle utilisé. Trois faits marquants sont à retenir :

- la perturbation des contraintes est située quasiment à la verticale du stot avec un angle d'influence très limité
- c'est surtout la composante verticale des contraintes qui est la plus affectée par les perturbations avec une extension de la zone d'influence dépassant largement la profondeur du stockage
- la composante horizontale est également concentrée au niveau du stockage, cette condition jouera un rôle important dans la stabilité du toit et du mur des allées situées sous le stot

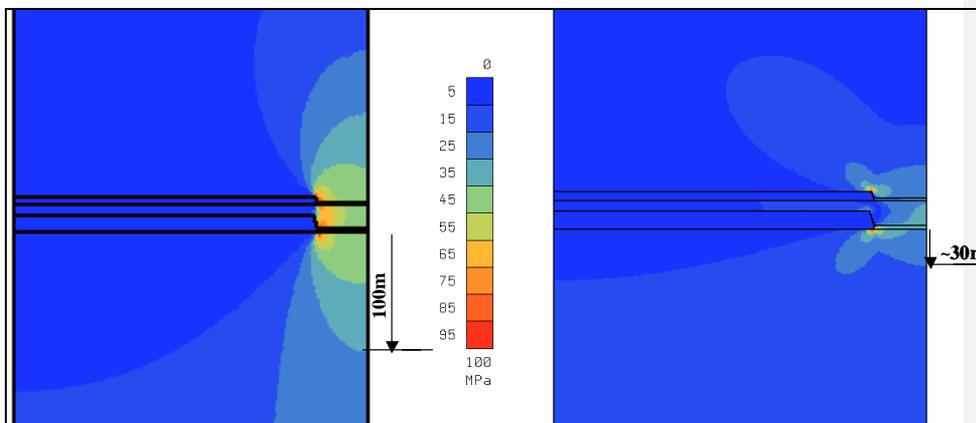


Figure 20 : Concentrations des contraintes verticale et horizontale induites par l'exploitation des couches de potasse et l'abandon d'un stot

Il s'avère donc raisonnable d'admettre que les travaux supérieurs ont peu d'influence sur les blocs situés loin du stot. En revanche, la stabilité des ouvrages des blocs situés sous le stot (blocs 15, 25 et 26) va être considérablement affectée par la concentration de contraintes induites par ces travaux. Sachant en plus que les données stratigraphiques dans ces blocs sont beaucoup moins favorables suite au passage d'un toit à -23 m à un toit à -25 m sous la couche inférieure de potasse, on comprend mieux dans ces conditions les instabilités rencontrées en particulier au niveau des toits et des murs des allées.

Analyse des effets de la voie double centrale

Mise en forme : Puces et numéros

La configuration des allées et des piliers où sont installées les stations centrales de mesure de convergence est très influencée par la voie double de desserte ainsi que par son pilier. Pour quantifier cette influence et comparer les mouvements de convergence qui peuvent en résulter par rapport à la configuration générale étudiée par Vouille, nous avons procédé à la modélisation numérique suivante (Fig. 21):

- modèle axisymétrique équivalent à celui utilisé par Vouille, mais intégrant une allée de largeur plus importante en considérant que le pilier mince entre les deux galeries n'a plus de portance et que la situation se ramène à une allée de très grande largeur (largeur des deux voies : 4 + 4 + épaisseur du pilier 3 m, soit environ 11 m)
- terrain homogène constitué par du sel gemme à comportement viscoplastique
- calcul en grandes déformations et conditions aux limites équivalentes au modèle de Vouille
- stockage non affecté par les travaux su-jacents

Cette configuration est pessimiste à deux niveaux différents : d'une part, elle ne rend pas compte du pilier mince qui continue à jouer un rôle après son renforcement, et d'autre part et surtout, l'axisymétrie suppose la généralisation du schéma à tout le stockage, ce qui est loin d'être le cas.

Il est important de préciser que dans cette phase de modélisation, nous avons commencé par reprendre la simulation numérique faite par Vouille avec un maillage beaucoup plus fin pour

s'assurer, tout d'abord, de la validité des résultats et pour utiliser, par la suite, les mêmes paramètres dans le processus numérique d'intégration.

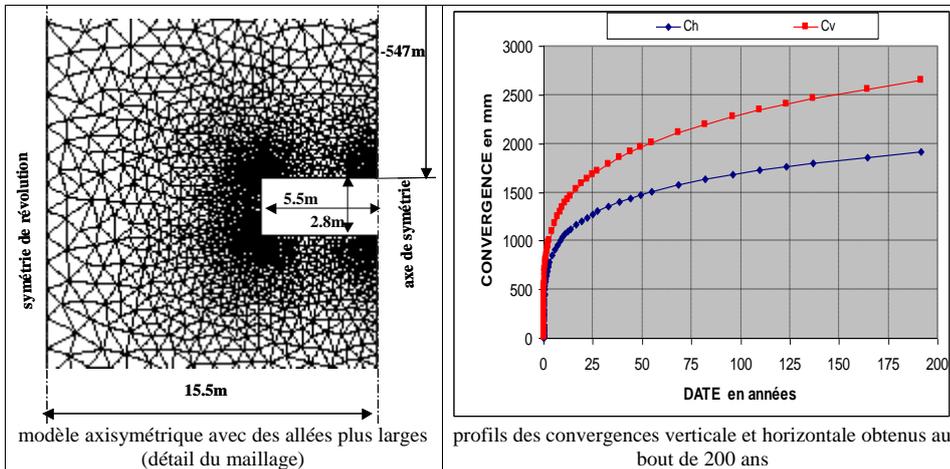


Figure 21 : Modèle proposé et convergences obtenues

Comme le montre la figure ci-dessus, les amplitudes des mouvements sont beaucoup plus importantes dans cette configuration puisque au bout de 200 ans environ, on assiste à la fermeture des allées (convergence verticale équivalente à la hauteur initiale de l'allée). Par ailleurs, les vitesses de ces mouvements pendant la période de mesure sont également très élevées. La figure 22 donne ces mêmes profils dans cette période en comparaison avec le modèle initial proposé par Vouille (les vitesses mesurées sont données par la figure 16).

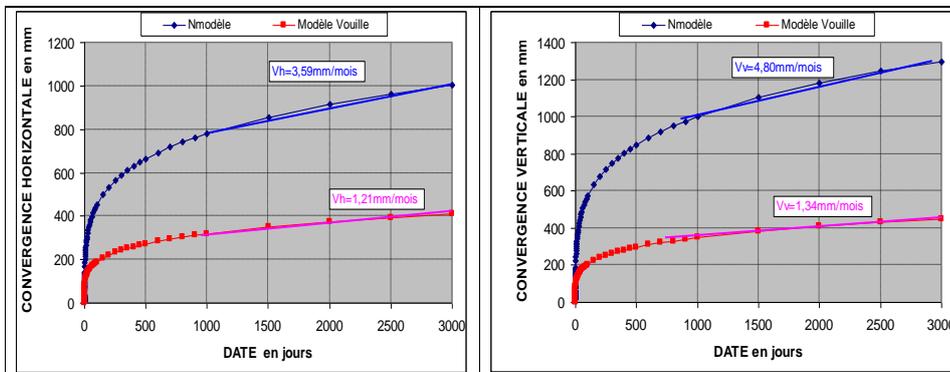


Figure 22 : Confrontation des convergences prévues par les deux modèles

Nous considérons donc que ce modèle est trop pessimiste et ne permet pas de reproduire correctement les mouvements enregistrés (surévaluation à la fois des amplitudes et des vitesses de convergence).

Une autre tentative de modélisation a été faite pour comparer les mouvements induits par la voie centrale par rapport à la configuration générale où les allées délimitent des piliers de 20 m de côté. Le modèle utilisé s'appuie sur l'hypothèse des déformations planes et

considère une coupe verticale perpendiculaire à la longueur du stockage et présentant un axe de symétrie au niveau du pilier mince séparant la voie double d'infrastructure VAM AJ1. Les conditions aux limites du modèle sont alors comme suit :

- verticalement : le modèle est limité par l'axe de symétrie et par un plan situé suffisamment loin pour sortir de la zone d'influence (plan à 1000 m)
- horizontalement : le modèle est limité par la surface et par un plan situé à 1000 m de profondeur pour pouvoir admettre de la même façon que le stockage n'a plus d'influence

Les galeries des deux voies double (voie centrale et voie de la bordure Ouest) ont une largeur de 5.5m et sont séparées par des piliers de 3 m d'épaisseur. Les 9 piliers identifiés ont des largeur de 20 m et séparés par des allées de 5.5 m (Fig. 23).

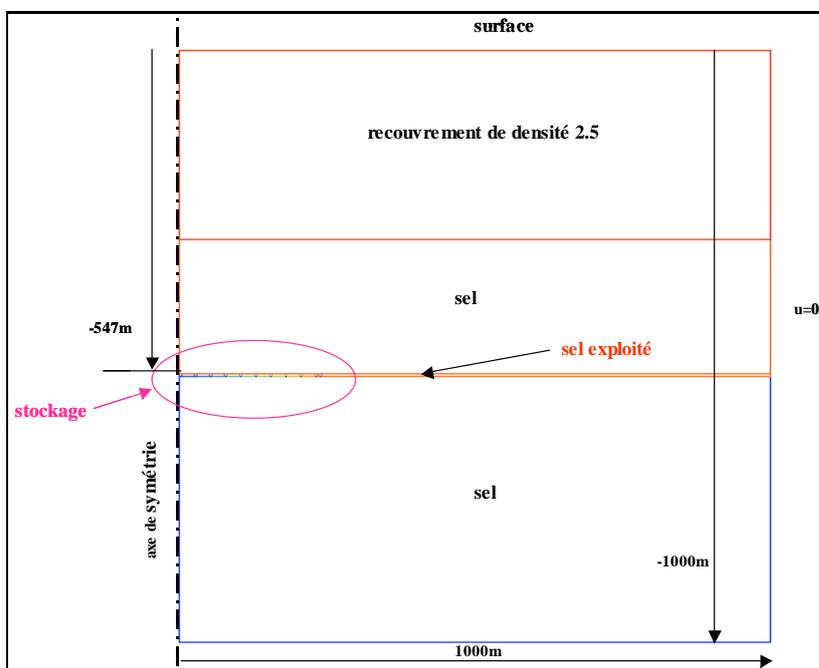


Figure 23 : Conditions aux limites du modèle en déformations planes

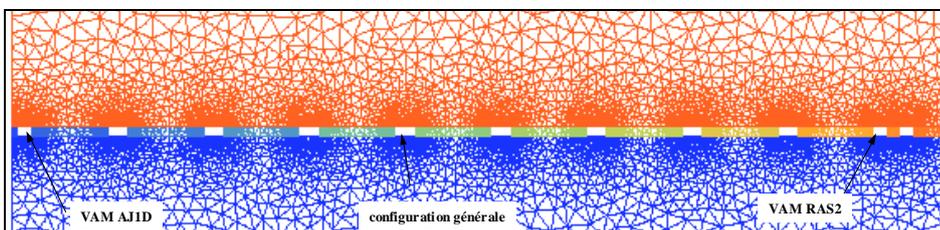


Figure 24 : Détail du maillage indiquant les piliers, les allées et les voies doubles

Tel qu'il est présenté, ce modèle considère que les ouvrages sont infinis et que les piliers constituent des bandes continues. Le taux de défrusement moyen correspondant à cette

géométrie est seulement de 21.6 %. Pour pouvoir rendre compte des recoupes et du taux de défrètement global (38.5%) avec une modélisation bidimensionnelle, deux approches sont couramment utilisées : soit on modifie les dimensions des allées et/ou des piliers pour obtenir le taux réel, soit on conserve les dimensions des ouvrages et on augmente les contraintes de manière à aboutir à des conditions de chargement équivalentes. C'est cette deuxième approche qui a été privilégiée dans ce modèle.

Nous nous intéresserons aux mouvements de 2 allées particulières : la galerie VAM AJ1D de la voie double située à proximité de l'axe de symétrie qui représentera pratiquement les conditions des stations centrales de mesure de convergence et une allée au centre (configuration générale) où nous ne disposons pas de mesures, mais dont les résultats seront comparés aux résultats du modèle axisymétrique de Vouille.

La figure 25 donne le profil de la convergence verticale pour les deux allées retenues en comparaison avec le profil obtenu avec le modèle de Vouille. Deux résultats ressortent de ce graphique :

- le modèle en déformations planes donne globalement des résultats homogènes par rapport au modèle axisymétrique à la fois au niveau de la tendance et au niveau de l'amplitude des mouvements
- l'allée à proximité de la voie centrale est effectivement légèrement plus sollicitée que l'allée de la configuration générale, mais la différence des mouvements donnée par le modèle reste très faible.

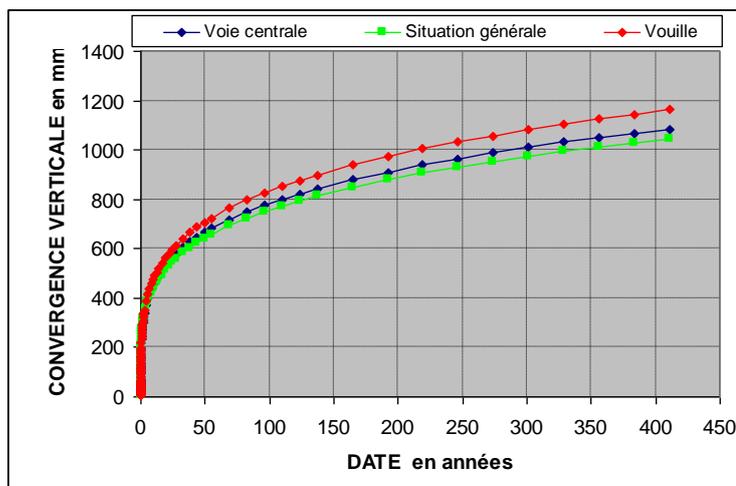


Figure 25 : Convergences verticales pour les deux allées en comparaison avec la convergence obtenue avec le modèle de Vouille

Synthèse sur la modélisation numérique et les mesures de convergence

Mise en forme : Puces et numéros

Le modèle élaboré par Vouille en 1990, en dépit de sa simplicité, décrit convenablement le comportement des ouvrages dans les blocs du stockage qui ont un toit situé à -23 m sous la couche inférieure de potasse. En effet, le modèle prédit la fracturation verticale des parements des piliers et annonce des mouvements qui sont de même ordre de grandeur que ceux mesurés.

La difficulté rencontrée pour la validation de ce modèle réside dans le fait que les stations de mesure de convergence correspondent à des situations particulières qui ne sont pas représentatives de la situation générale modélisée (stations de bordure ou stations affectées par les voies doubles).

Nous nous sommes intéressés particulièrement aux stations centrales installées à proximité de la voie double de desserte afin de s'éloigner des effets de bordure. L'analyse effectuée et les modèles numériques complémentaires mis en oeuvre ont montré que l'effet de cette voie se manifeste au niveau des allées et des piliers avoisinants essentiellement à cause de la rupture du pilier central qui conduit au niveau de ces ouvrages à une fracturation plus développée dans les parements des piliers et à des mouvements plus rapides entre les toits et les murs des allées (différence entre les vitesses de convergences préconisées par le modèle et les vitesses mesurées).

Les deux modèles numériques élaborés pour étudier cette influence ont validé cette interprétation. Le modèle en déformations planes a montré que le fait de représenter le pilier central de la voie double de desserte par un sel homogène sans prendre en compte l'endommagement et la rupture prononcée du pilier ne change pas fondamentalement la tendance et l'amplitude des mouvements. En revanche, le fait de supprimer complètement ce pilier et d'envisager une allée plus large (modèle axisymétrique) conduit à des convergences beaucoup plus fortes.

Compte tenu de ces résultats, il est possible de reproduire correctement les mouvements des stations centrales avec le modèle proposé par Vouille de deux façons différentes :

- augmenter légèrement la largeur des allées pour rendre compte de l'effet des voies et de la rupture du pilier central tout en conservant les mêmes propriétés mécaniques du sel et le même chargement; il s'agit en fait de trouver une situation intermédiaire entre le modèle dans sa version initiale (piliers de 20 m et allées de 5.5 m) et le modèle supprimant complètement le pilier central (piliers de 20 m et allées de 11 m),
- conserver le même modèle initial, mais modifier les paramètres mécaniques du sel et/ou le chargement pour rendre compte artificiellement de l'effet de la voie double et de son pilier central endommagé

Nous n'avons pas souhaité aller dans ce sens parce que cette situation est très locale et ne représente pas le comportement des ouvrages dans leur globalité. Nos observations lors de la visite ont confirmé ce constat. Nous considérons donc que le modèle de Vouille reproduit correctement les mouvements des ouvrages en dehors des zones affectées par des effets très localisés. Nous pensons même, et comme le suggérait Vouille dans son rapport, que le modèle est relativement pessimiste, ce qui va dans le sens de la sécurité.

Toutes ces conclusions ne sont pas valables pour les blocs dont le toit est situé à -25 m sous la couche inférieure de potasse en raison d'un changement total des conditions géotechniques. Deux caractéristiques importantes sont à remarquer: une stratigraphie différente du toit et du mur marquée par la présence de nombreux filets de marnes qui découpent des bancs de sel de faible épaisseur, et le passage sous un stot qui a été abandonné lors de l'exploitation des deux couches de potasse.

La conjugaison de ces deux caractéristiques, toutes les deux allant dans le sens défavorable de la stabilité, a conduit à un comportement des ouvrages très différent dans ces blocs :

écaillage plus prononcé des parements des piliers, chutes de toit et soufflage du mur. Il est évident que le modèle de Vouille, qui considère que les terrains sont homogènes et que l'exploitation su-jacente n'a aucune influence sur le stockage, ne permet pas de décrire ces comportements. La prise en compte de la stratigraphie détaillée du toit et du mur ainsi que de la concentration des contraintes verticale et horizontale induite par l'abandon du stot permet aisément d'expliquer ces instabilités. Nous n'avons pas jugé utile de développer des modèles numériques pour reproduire ces phénomènes, mais nous examinerons dans le paragraphe suivant leurs conséquences sur la stabilité générale du stockage.

Notons finalement que, compte tenu des spécificités du stockage (exploitation de potasse su-jacente, stratigraphie différente entre les blocs, présence de voies doubles, comportement viscoplastique du sel, calculs en grandes déformations, ...), il est extrêmement lourd d'aborder tous ces aspects avec une modélisation tridimensionnelle permettant de reproduire l'ensemble des comportements observés.

5. EVALUATION DE LA STABILITE A LONG TERME DU STOCKAGE

Les points les plus importants à examiner pour pouvoir se prononcer sur la stabilité à long terme sont les suivants :

- l'écaillage des piliers carrés et ses conséquences sur leur stabilité et sur les convergences horizontales
- la rupture des piliers intermédiaires des voies doubles
- les chutes de toit et les soufflages du mur dans les blocs avec un toit situé à -25 m sous la couche inférieure de potasse.

Conséquences de l'écaillage des piliers

Les observations sur site ont montré que ce sont surtout les coins des parements d'un pilier qui subissent le plus fort écaillage. Nous n'avons pas identifié des fractures loin de ces coins vers le centre du pilier.

Rappelons que le modèle numérique basé sur l'hypothèse de l'axisymétrie représente le pilier par un cylindre de diamètre 20 m et par conséquent élimine tous ses coins (Fig. 26). Il est donc normal que le modèle ne puisse pas rendre compte de la fracturation qui se manifeste au niveau de ces coins.

Par ailleurs, le modèle prévoit que les piliers cylindriques subissent après 4 ans de leur creusement une fracturation verticale dont l'extension en profondeur resterait très limitée à très long terme (40 cm au bout de 1370 ans). On voit donc que le fait de supprimer les coins des piliers éliminerait toutes les fractures visibles à la date d'aujourd'hui et conduirait à une situation similaire à celle prévue par le modèle.

En ce qui concerne les mesures de convergence, comme il a été souligné ci-dessus, les plots utilisés ont été ancrés à proximité des coins des piliers et par conséquent les mesures enregistrées sont fortement affectées par la fracturation de ces bords. C'est cette situation qui nous a amené à atténuer l'importance des mouvements mesurés et à dire que le modèle pouvait être considéré pessimiste par rapport aux comportements réels.

Nous concluons donc que l'écaillage observé des piliers, dans leur configuration générale, est un phénomène lié à leur géométrie carrée. Il n'altère ni leurs conditions de stabilité ni

l'amplitude et les vitesses des mouvements de terrains. Les résultats du modèle proposé par Vouille sont donc valables et peuvent être utilisés.

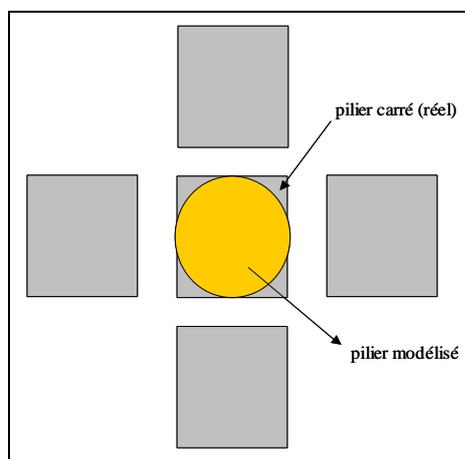


Figure 26 : Coins des piliers non considérés dans le modèle numérique

Conséquences de la déformation des piliers des voies doubles

Nous avons consacré une bonne partie de cette étude à l'analyse de l'effet de ce phénomène à la fois sur l'écaillage des piliers avoisinants ainsi que sur les mouvements de convergence des stations situées à proximité.

Le premier résultat à rappeler est que cette configuration constitue un phénomène local à ne pas généraliser sur l'ensemble du stockage. C'est pour cette raison d'ailleurs que l'on a cherché à développer un modèle numérique pour rendre compte de cette situation.

Les piliers déformés et écaillés des voies doubles ont été renforcés et continuent donc à jouer un rôle de support en reprenant une partie des efforts verticaux (Fig. 4). A très long terme, les éléments de soutènement mis en place (boulonnage + feuillards) disparaîtront et les piliers ne seront plus confinés. Les écailles tomberont alors progressivement jusqu'à la dégradation totale des piliers. Cette nouvelle situation conduirait à une voie unique de grande largeur (11 m) qui poserait les deux problèmes de stabilité suivants :

- report total des efforts verticaux sur les piliers avoisinants
- risque de chute de toit et de soufflage du mur en raison de la grande portée de la voie.

Le premier point se traduirait par une légère amplification de la fracturation dans les parements des piliers, sans mettre en cause leur stabilité générale. En revanche, la découverte du toit et du mur sur une largeur importante conduirait à long terme à des instabilités en particulier au niveau du toit.

Le mécanisme de rupture du toit a été décrit dans le paragraphe 3.2.3. Nous allons nous placer ici dans la situation la plus pessimiste en considérant que la progression de la rupture vers le haut s'arrêterait uniquement suite au remplissage des vides par auto-remblayage et foisonnement des éboulis (Fig. 27).

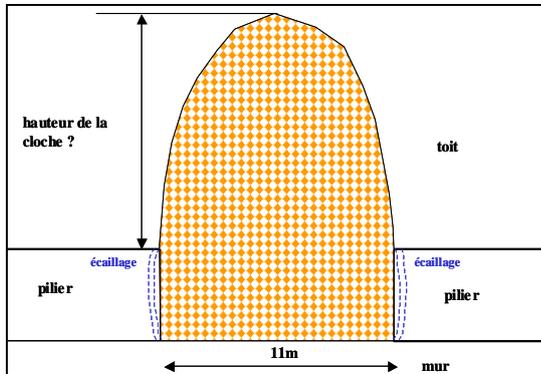


Figure 27 : Risques d'instabilité au niveau des voies doubles

L'auto-rembayage d'un vide se fait par l'effondrement des terrains du toit et leur progression en hauteur jusqu'à ce que les éboulis foisonnés remplissent le vide initial et le vide nouvellement créé. Deux hypothèses importantes interviennent dans ce phénomène : la forme de la rupture du toit et surtout le coefficient de foisonnement des terrains effondrés.

En ce qui concerne la première hypothèse, l'expérience a montré que dans les terrains cohérents, la rupture suit souvent une forme elliptique (ellipsoïde en 3D). Quant au coefficient de foisonnement, il dépend aussi de la nature des terrains : il est faible pour les terrains argileux (de 1.1 jusqu'à 1.2) et plus élevé pour les terrains dilatants (1.4 à 1.6). Nous retiendrons un coefficient de foisonnement de l'ordre 1.4 pour le sel.

Les chutes de toit peuvent se produire localement dans les voies doubles comme si celles-ci étaient isolées, mais ce risque se produit le plus souvent au niveau des carrefours.

5.2.1 Chutes de toit des voies doubles loin des carrefours

La figure 28 illustre le phénomène de rupture que l'on observe dans ce cas. Si on admet que l'extension D de l'instabilité est de même ordre de grandeur que la largeur de la voie après disparition du pilier intermédiaire (≈ 11 m), le calcul donne une hauteur de rupture permettant d'assurer l'auto-rembayage de l'ordre de 17 m. Pour atteindre la couche inférieure de potasse qui est située à 23 m, il faudrait que l'instabilité se produise avec une extension très locale (environ 4 m), ce qui constitue une condition très peu probable.

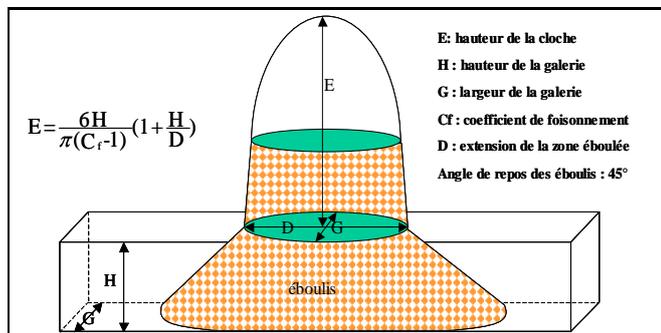


Figure 28: Auto-rembayage dans le cas d'une galerie isolée

5.2.2 Chutes de toit des voies doubles au niveau des carrefours

Le plus souvent, les chutes de toit se produisent au niveau des carrefours en raison de l'importance de la surface découverte. On montre effectivement que l'intersection de deux galeries de la largeur G peut être représentée par une galerie isolée de largeur plus importante (de l'ordre de $\sqrt{2} G$).

Dans ce cas particulier, nous allons examiner le risque de chute au niveau du croisement de deux voies doubles en négligeant à chaque fois les piliers intermédiaires (carrefour de deux galeries de largeur 11 m, Fig. 29).

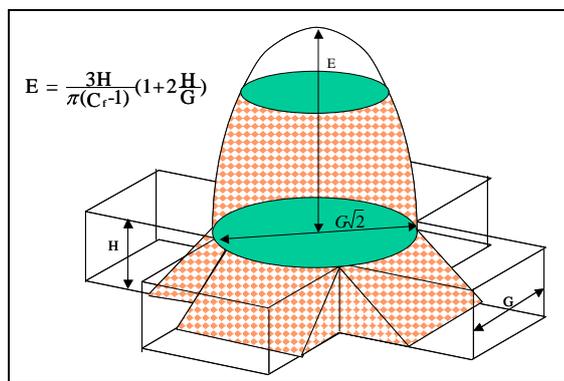


Figure 29: Auto-remblayage dans le cas d'un carrefour

L'application numérique montre que l'extension verticale de l'éboulement atteindrait dans ce cas une dizaine de mètres.

5.3.3 Synthèse sur la déformation des piliers des voies doubles

A très long terme, la disparition des piliers intermédiaires des voies doubles conduirait au report de la surcharge verticale sur les piliers avoisinants et par voie de conséquence à l'augmentation sensible de l'écaillage de leurs parements. Cette situation n'affectera pas la stabilité générale des piliers.

L'augmentation de la largeur des voies, après la disparition des piliers, pourrait entraîner des chutes de toit dont l'extension en hauteur resterait limitée et n'atteindrait pas la couche inférieure de potasse.

Les instabilités des voies doubles resteront très localisées et n'affecteront pas la stabilité générale du stockage. Les piliers étant dimensionnés avec une marge de sécurité importante, ils constitueront toujours des barrages aux chutes qui pourraient survenir localement.

5.3 Stabilité des ouvrages dans les blocs à -25 m

Les blocs creusés à -25 m sous la couche inférieure de potasse subissent la conjugaison de deux facteurs défavorables : un toit et un mur stratifiés et marqués par la présence de filets de marnes, et le passage sous le stot abandonné dans les couches supérieure et inférieure de potasse.

La visite du stockage a permis d'observer un écaillage plus prononcé au niveau des parements des piliers et surtout des instabilités dans les allées sous forme de chutes de toit et de souffrages de mur.

5.3.1 Conditions de stabilité des piliers

Loin du stot, les conditions de stabilité des piliers sont quasiment identiques à la situation des blocs situés à -23 m. Les piliers sont plus homogènes en raison d'un nombre réduit de filets de marne, mais sont légèrement affectés par les mouvements et les instabilités du toit et du mur.

Sous le stot et dans sa proximité, les conditions de chargement des piliers sont très différentes. La charge verticale est plus importante et les mouvements importants du toit et du mur amplifient les contraintes de traction qui naissent dans les piliers. L'écaillage des parements est donc plus important.

L'observation de l'extension des fractures en profondeur dans les parements des piliers a montré que la zone affectée par l'écaillage reste relativement limitée et ne met en aucun cas en cause la stabilité des piliers.

Nous pouvons conclure donc que la stabilité des piliers est aussi assurée dans les blocs situés à -25 m sous la couche inférieure de potasse. Ce résultat est très important car il va conditionner la stabilité générale du stockage en permettant d'isoler les ruptures locales qui pourraient se produire au niveau des toits et des murs des allées.

5.3.2 Conditions de stabilité des toits et des murs

Le passage à un toit situé à -25 m sous la couche inférieure avait pour objectif principal d'améliorer la teneur du sel en réduisant le nombre de filets marneux contenus dans le banc exploité. Ce nouveau découpage a donné lieu à des ouvrages avec un toit et un mur marqués par une forte stratification (les strates non exploitées constituent dans la nouvelle situation le toit immédiat des piliers et des allées, Fig. 7 et 8).

Les bancs du toit subissent des cisaillements au niveau des joints de stratification qui entraînent leur décollement. Compte tenu de la profondeur du stockage (de l'ordre de 550 m), les poussées horizontales appliquées sur le premier banc le font travailler sous un régime de flexion complexe et le font périr par excès de cisaillement aux extrémités (compression), et par excès de traction au centre (Fig. 30). Le premier banc cassé, le mécanisme de rupture se poursuit ainsi en hauteur jusqu'à la formation d'une cloche stable ou l'auto-remblayage de la cavité.

Le mur des allées est soumis aux mêmes phénomènes et la différence de comportement avec le toit se manifeste en particulier au niveau des deux points suivants : tout d'abord la nature et l'épaisseur des bancs ainsi que leurs joints de stratification qui restent l'élément moteur du phénomène, et ensuite le sens du mouvement par rapport à la gravité, qui cette fois-ci maintient les bancs rompus en place et ne les fait pas tomber. On assisterait dans ce cas à l'apparition de fractures inclinées à proximité des piliers (rupture par excès de cisaillement) et de fractures verticales au centre (rupture par excès de traction).

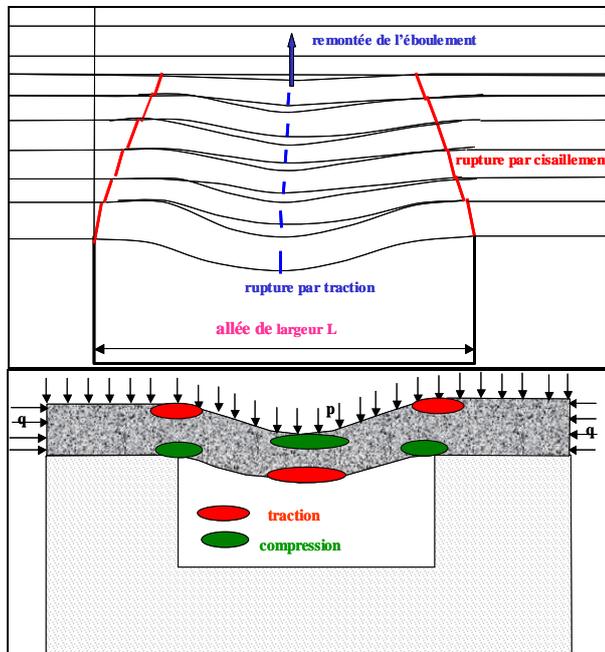


Figure 30 : Mécanisme de rupture d'un toit stratifié dans une allée

La présence du stot constitue un facteur défavorable supplémentaire qui, par un effet de concentration des contraintes verticale et horizontale, entraîne soit le déclenchement du phénomène si la situation de stabilité était limite, ou sa forte amplification si l'instabilité existait déjà.

A très long terme, des éboulements pourraient se produire au niveau des toits des voies doubles et de leurs carrefours après la disparition des piliers intermédiaires, mais aussi, et contrairement à la situation des ouvrages situés à -23 m, ces éboulements pourraient toucher également les toits des allées et des carrefours. Les extensions en hauteur de ces éboulements peuvent être évaluées comme expliqué ci-dessus en examinant le cas des ouvrages isolés et le cas de carrefours.

Compte tenu de la stabilité des piliers, nous estimons que ces éboulements resteront isolés et ne mettront pas en cause la stabilité générale des blocs et du stockage.

5.3.3 Comportement des allées du blocs 15

Le bloc 15 a fait l'objet de stockage de déchets et a connu un incendie qui a conduit à sa fermeture. Les ouvrages de ce bloc sont affectés par les deux facteurs défavorables à la stabilité (toit et mur stratifiés et stot su-jacent induisant de fortes concentrations de contraintes). Des écaillages importants des piliers ainsi que des instabilités locales sous forme de chutes de toit et de soufflages de mur sont donc envisageables dans ce bloc.

Dans les deux variantes possibles pour le devenir du stockage (exercice de la réversibilité ou confinement des déchets), les déchets de ce bloc ne seront pas déstockés.

6. CONCLUSIONS

L'objectif principal de cette étude était d'actualiser la modélisation du stockage effectuée par Vouille en 1990 en s'appuyant sur les mesures de convergence et les observations du comportement des ouvrages. Cette étude avait aussi pour but de se prononcer sur la stabilité à long terme en particulier au niveau des blocs creusés dans des conditions de terrains différentes et dont les ouvrages ont manifesté des instabilités sous forme de chute de toit et de soufflage de mur.

Les principales conclusions que l'on peut retenir de cette étude peuvent être résumées comme suit:

- Dans la configuration générale où les blocs sont situés à -23 m sous la couche inférieure de potasse et où les allées et les piliers ne sont pas affectés par les voies doubles, les résultats du modèle de Vouille sont valables à la fois en terme de stabilité et de mouvements (convergence, affaissement, écaillage des piliers,).
- L'écaillage des piliers carrés est principalement localisé dans les coins. Or le modèle élaboré par Vouille considérait des piliers cylindriques de diamètre 20 m. Lorsque l'on supprime les coins des piliers carrés pour inscrire un cercle de 20 m de diamètre, on fait disparaître presque totalement la zone fracturée et on trouve des résultats très similaires à ceux préconisés par le modèle
- Les plots de mesure de convergence sont ancrés à proximité des coins des piliers, donc dans la zone fracturée non prévue par le modèle. Les mesures de convergence horizontale sont donc fortement affectées par cette situation, ce qui expliquerait une convergence horizontale mesurée plus importante que la convergence verticale, contrairement aux prévisions du modèle.
- Les stations centrales du stockage sont situées à proximité de la voie double de desserte et par conséquent les mesures sont fortement influencées par l'écrasement du pilier mince de cette voie. L'écaillage des piliers avoisinants est aussi plus important. Cependant, tous ces phénomènes restent très localisés et ne sont pas à généraliser sur les autres piliers et allées qui subissent moins d'écaillage et moins de déformation.
- Pour les trois raisons citées ci-dessus et non prévues par le modèle (piliers carrés, plots ancrés dans les coins fracturés, effet de la voie double de desserte), nous avons admis que, dans la configuration générale, le modèle de Vouille pouvait être considéré pessimiste.
- A très long terme, les piliers minces des voies doubles seraient amenés à disparaître. Cette nouvelle situation conduirait au report total de la surcharge verticale sur les piliers avoisinants et à l'augmentation de la largeur des voies. Les conséquences se traduiraient par l'accroissement de l'écaillage des parements avoisinants sans toutefois mettre en cause leur stabilité, et par des chutes de toit dont l'extension en hauteur resterait limitée.
- Les instabilités des voies doubles resteront très localisées et n'affecteront pas la stabilité générale du stockage. Les piliers étant dimensionnés avec une marge de

Stocamine - Stabilité à long terme du stockage de déchets toxiques dans la mine d'Amélie

sécurité importante, ils constitueront toujours des barrages aux chutes qui pourraient survenir localement.

- La plupart des blocs creusés -25 m sous la couche inférieure de potasse subissent la conjugaison de deux facteurs défavorables : une stratigraphie du toit et du mur marquée par de nombreux filets de marnes qui découpent des bancs de sel de faible épaisseur, et la présence d'un stot abandonné dans les deux couches de potasse qui entraîne une forte concentration des contraintes verticale et horizontales en particulier à sa verticale.
- Les deux facteurs défavorables cités ci-dessus modifient complètement la stabilité des ouvrages. En effet, le risque de chute de toit et de soufflage du mur est beaucoup plus important au niveau des allées et les piliers subissent un écaillage plus prononcé. Le modèle de Vouille ne peut absolument pas rendre compte de ces phénomènes puisque ses hypothèses de base sont l'homogénéité des terrains et l'absence d'effet de l'exploitation su-jacente. Nous n'avons pas jugé utile de développer un modèle numérique spécifique à ces blocs au cours de cette étude, mais la stabilité à long terme des ouvrages a été évaluée en décrivant et en expliquant, à chaque fois, les mécanisme mis en jeu.
- En dépit d'un écaillage plus prononcé, la stabilité des piliers est aussi assurée dans les blocs situés à -25 m. Ce résultat est très important car il va permettre d'assurer la stabilité générale du stockage en isolant les ruptures locales qui pourraient se produire dans les voies doubles ou les allées.
- Des éboulements sont donc envisageables dans les toits des voies doubles après la disparition des piliers intermédiaires, mais aussi dans les toits des allées et des carrefours des blocs situés à -25 m. Les extensions en hauteur de ces éboulements seraient limitées et n'auraient aucune incidence sur la stabilité générale du stockage.
- Le bloc 15, qui a fait l'objet de stockage de déchets et qui a été fermé suite à l'incendie de 2002, est affecté par les deux facteurs défavorables à la stabilité. Les allées, en particulier, sont donc exposées à des risques de chutes de toit et de soufflages de mur. Dans les deux variantes possibles pour le devenir du stockage (réversibilité ou confinement des déchets), les déchets de ce bloc ne seront pas déstockés.

Il est important de rappeler enfin que toutes les conclusions énoncées ci-dessus sont valables dans les conditions où le stockage n'est pas exposé à l'eau ou à la saumure. La présence d'une solution aqueuse modifie les conditions de stabilité des ouvrages et nécessite par conséquent une étude spécifique.

Annexe 1

Inventaire des incidents de stabilité survenus dans le stockage
(d'après MICA)

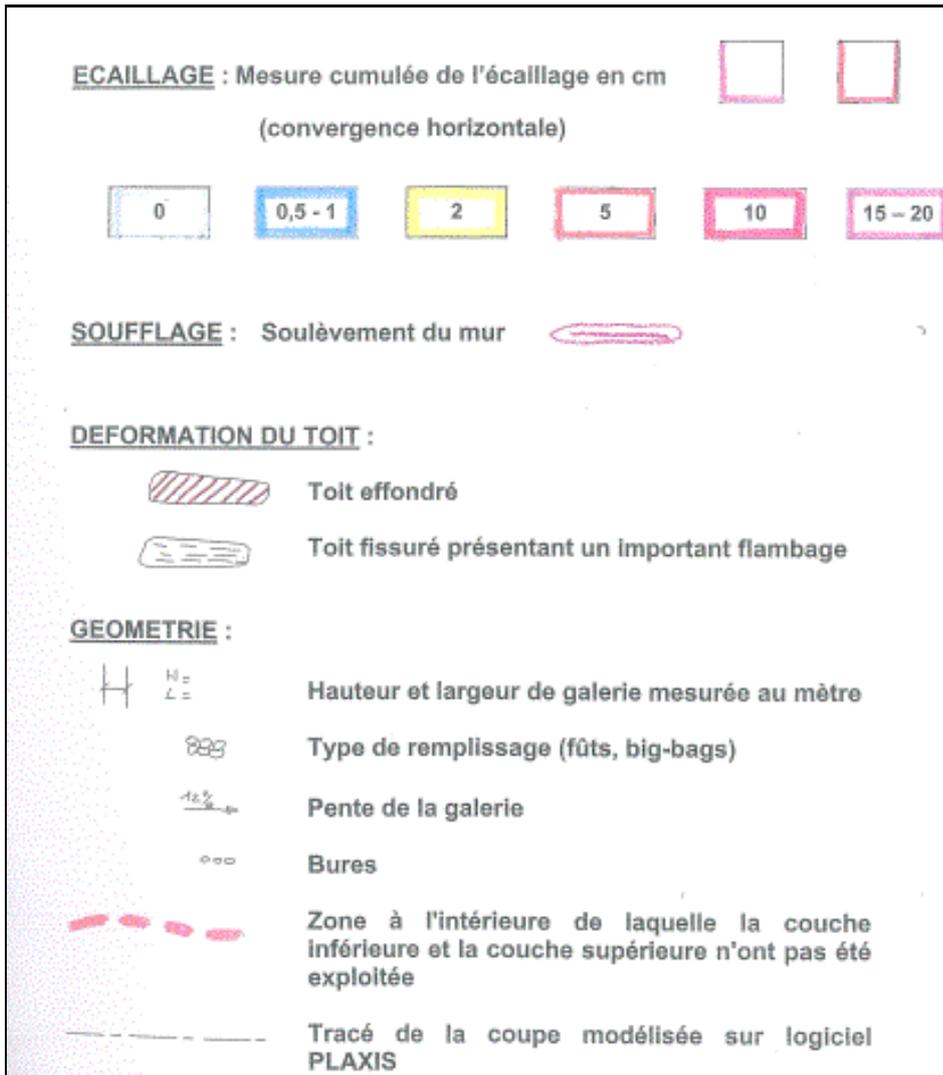


Figure A1.1 : Légende des incidents

Stocamine - Stabilité à long terme du stockage de déchets toxiques dans la mine d'Amélie
Annexe 1

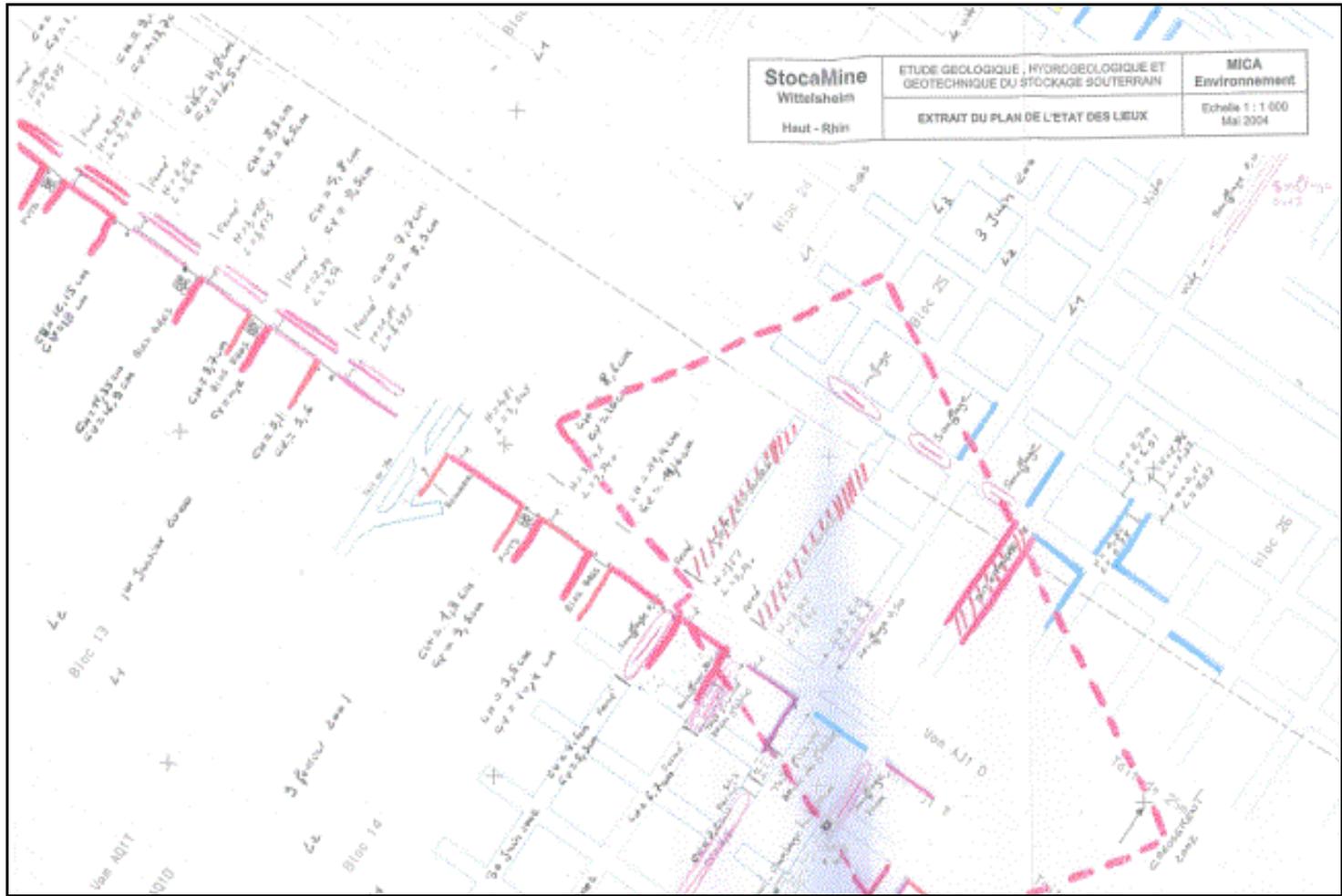
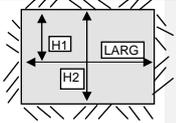


Figure A1.2 : Incidents répertoriés

Annexe 2

Profils des mesures de convergence

CONVERGENCES



Valeurs du 23/06/2004

| Largeur | H totale | H 1 | E | W | Largeur | H totale | H 1 | Largeur | H totale | H 1 | E |
|---------|----------|------|------------|------------|---------|----------|------|---------|----------|------|------------|
| 5248 | 2736 | 985 | L3 | L3 | 4799 | 2541 | 1243 | 5422 | 2710 | 1282 | L3 |
| 4839 | 2552 | 1434 | B 11 L2 | B 21 L2 | 4460 | 2559 | 1232 | 5424 | 2771 | 1312 | B 21 L2 |
| 5242 | 2654 | 1240 | L1 | L1 | 5236 | 2645 | 1252 | 5613 | 2788 | 1290 | L1 |
| 5336 | 2794 | 1145 | L3 | L3 | 5530 | 2858 | 1159 | 5405 | 3041 | 1675 | L3 |
| 5356 | 2671 | 1044 | B 12 L2 | B 22 L2 | 5369 | 2672 | 943 | 5351 | 2975 | 1700 | B 22 L2 |
| 5486 | 2729 | 1042 | L1 | L1 | 5560 | 2848 | 1060 | 5256 | 2790 | 1467 | L1 |
| 5217 | 2769 | 1081 | L2 B 13 | L2 B 23 | 5295 | 3164 | 1212 | 5387 | 2925 | 1379 | L2 B 23 |
| 5068 | 2949 | 1084 | L1 | L1 | 5328 | 2816 | 1339 | 5635 | 3419 | 1683 | L1 |
| 5474 | 2727 | 1217 | L2 B 14 | L2 B 24 | 5369 | 2783 | 1057 | 5505 | 2825 | 1109 | L2 B 24 |
| 5581 | 2852 | 1059 | L1 | L1 | 5250 | 2864 | 1011 | 5432 | 3034 | 1274 | L1 |
| 5363 | 3737 | 2059 | L3 | | | | | | | | L3 |
| 5492 | | 1933 | B 15 L2 | B 25 | | | | | | | B 25 L2 |
| 5172 | 3490 | 1696 | L1 | L1 | 5382 | 3387 | 1583 | | | | L1 |

Figure A2.1 : Localisation des stations de mesure
les stations Ouest des blocs 11, 12, 13,14 et 15 ne sont pas représentés sur ce plan,
la convergences entre le toit et le parement (variation de la distance H1) n'est pas fournie
dans cette annexe

Stocamine - Stabilité à long terme du stockage de déchets toxiques dans la mine d'Amélie
Annexe 2

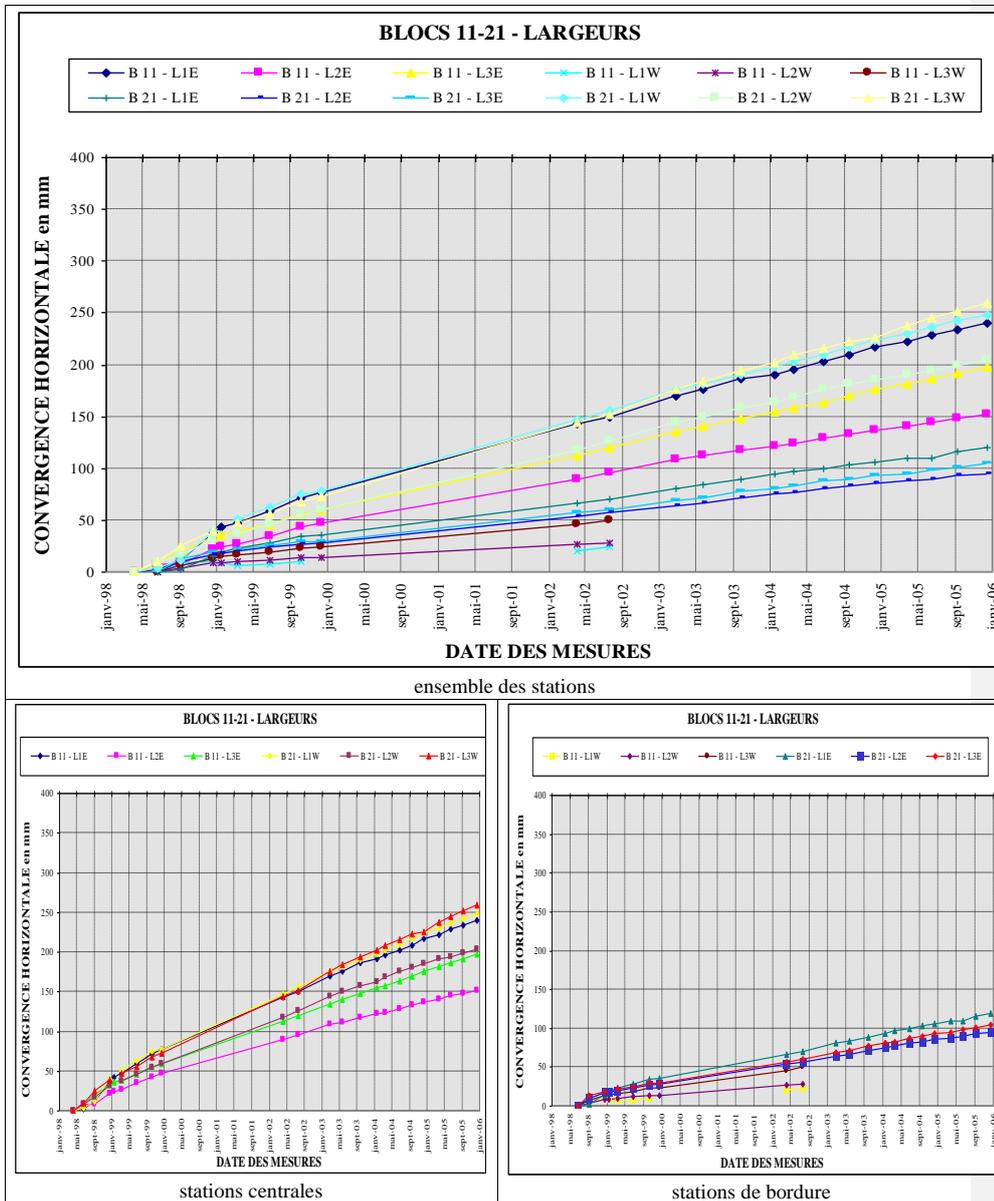


Figure A2.2 : Convergences horizontales mesurées dans les stations des blocs 11 et 21

Stocamine - Stabilité à long terme du stockage de déchets toxiques dans la mine d'Amélie
Annexe 2

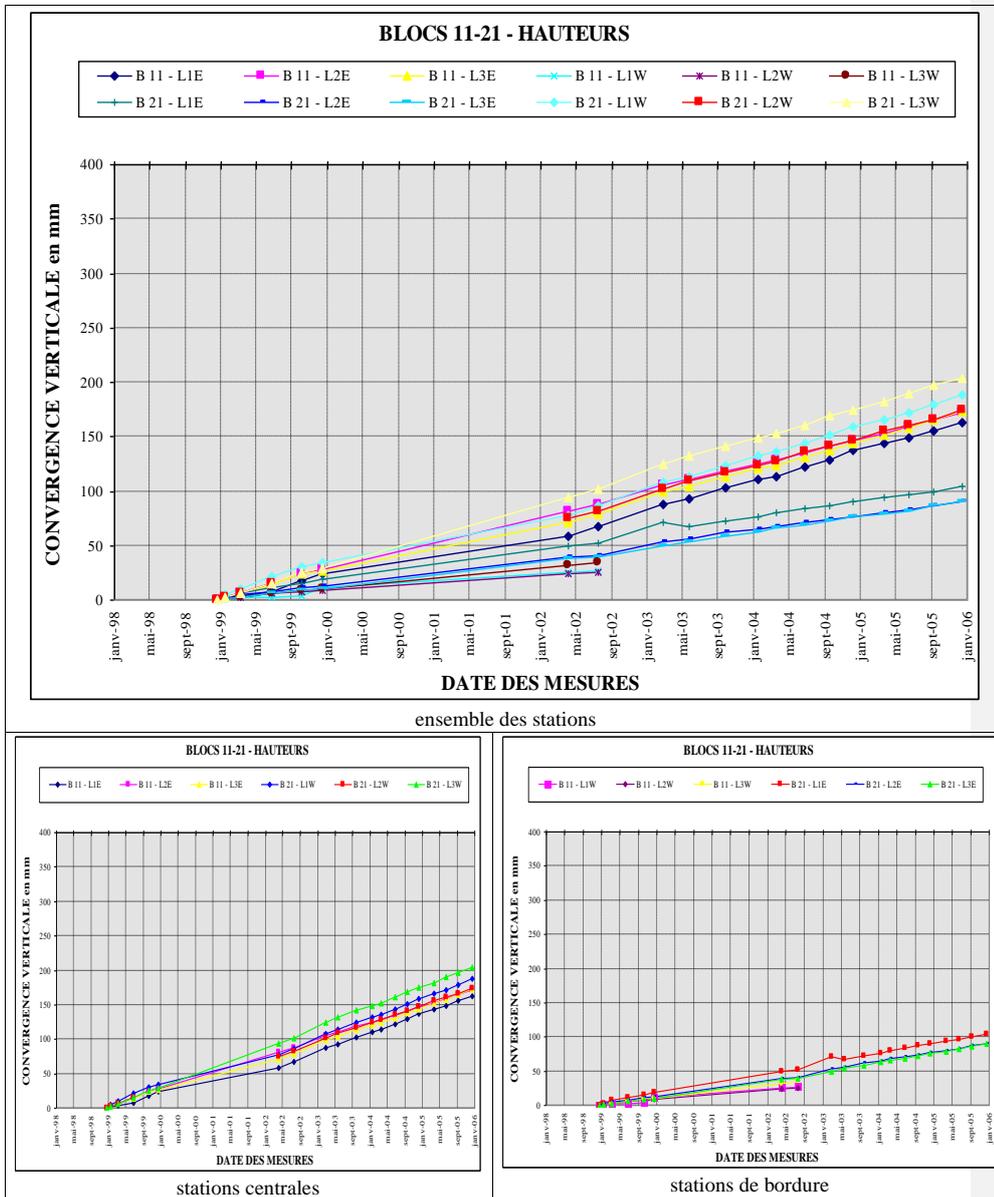


Figure A2.3 : Convergences verticales mesurées dans les stations des blocs 11 et 21

Stocamine - Stabilité à long terme du stockage de déchets toxiques dans la mine d'Amélie
Annexe 2

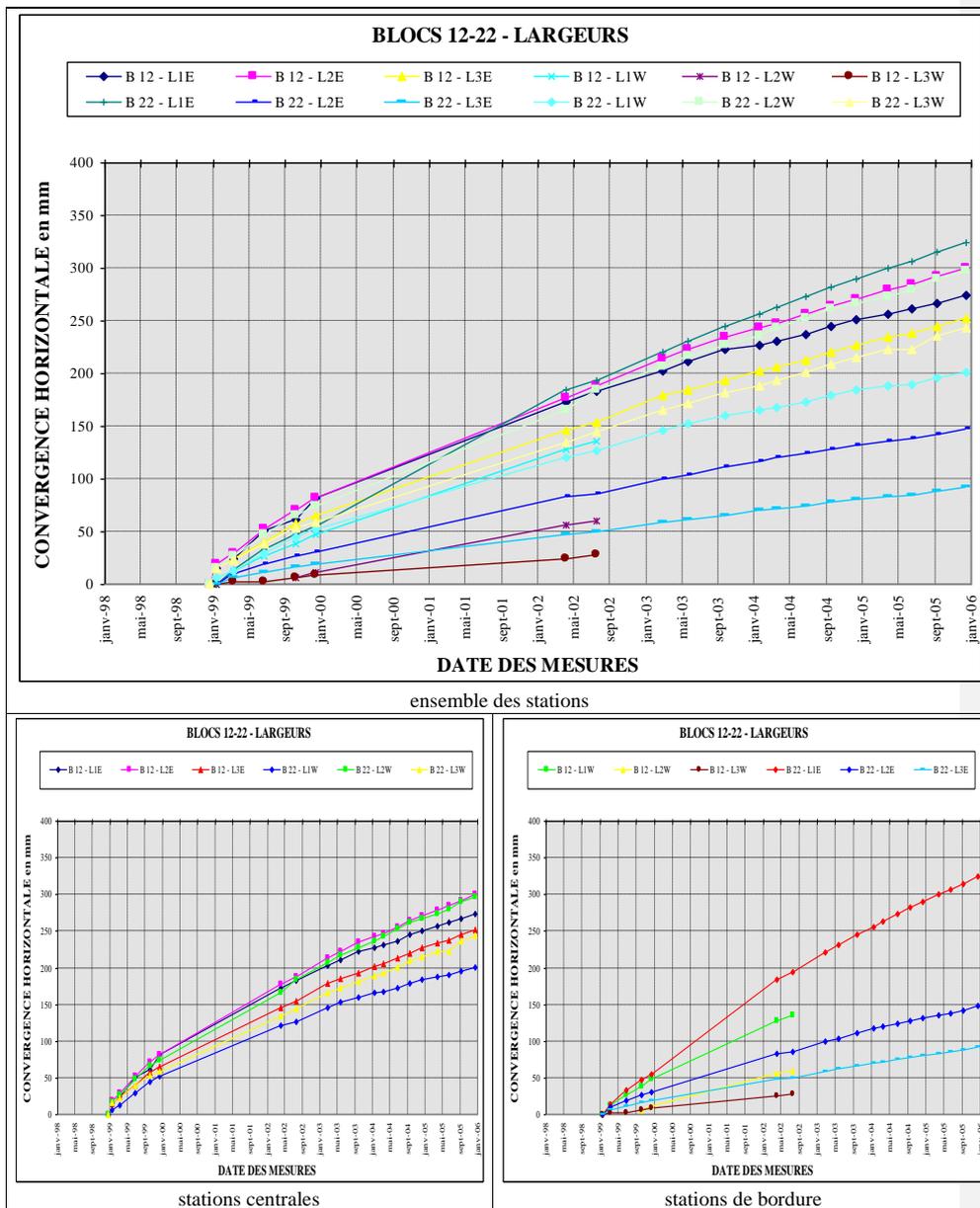


Figure A2.4 : Convergences horizontales mesurées dans les stations des blocs 12 et 22

Stocamine - Stabilité à long terme du stockage de déchets toxiques dans la mine d'Amélie
Annexe 2

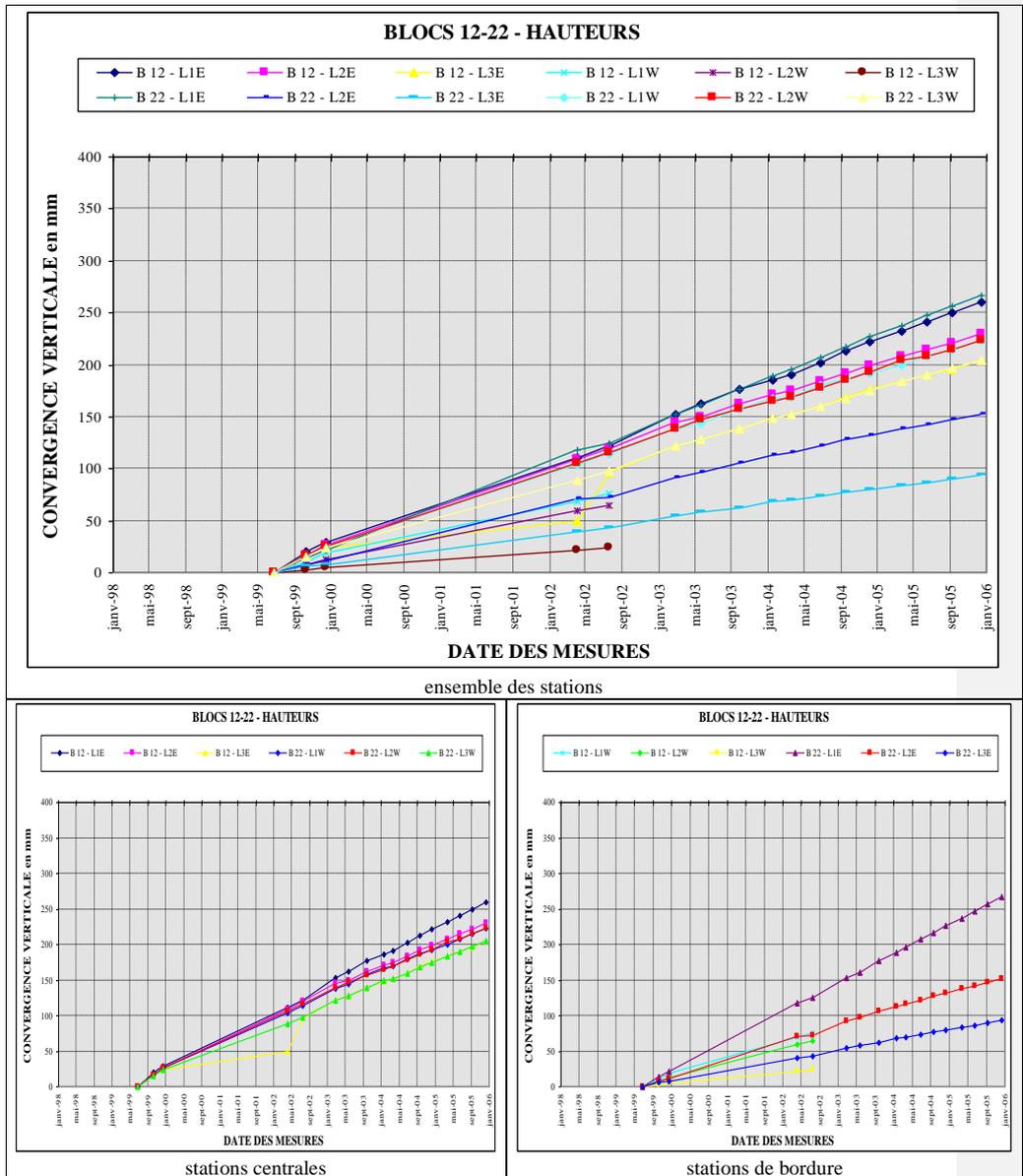


Figure A2.5 : Convergences verticales mesurées dans les stations des blocs 12 et 22

Stocamine - Stabilité à long terme du stockage de déchets toxiques dans la mine d'Amélie
Annexe 2

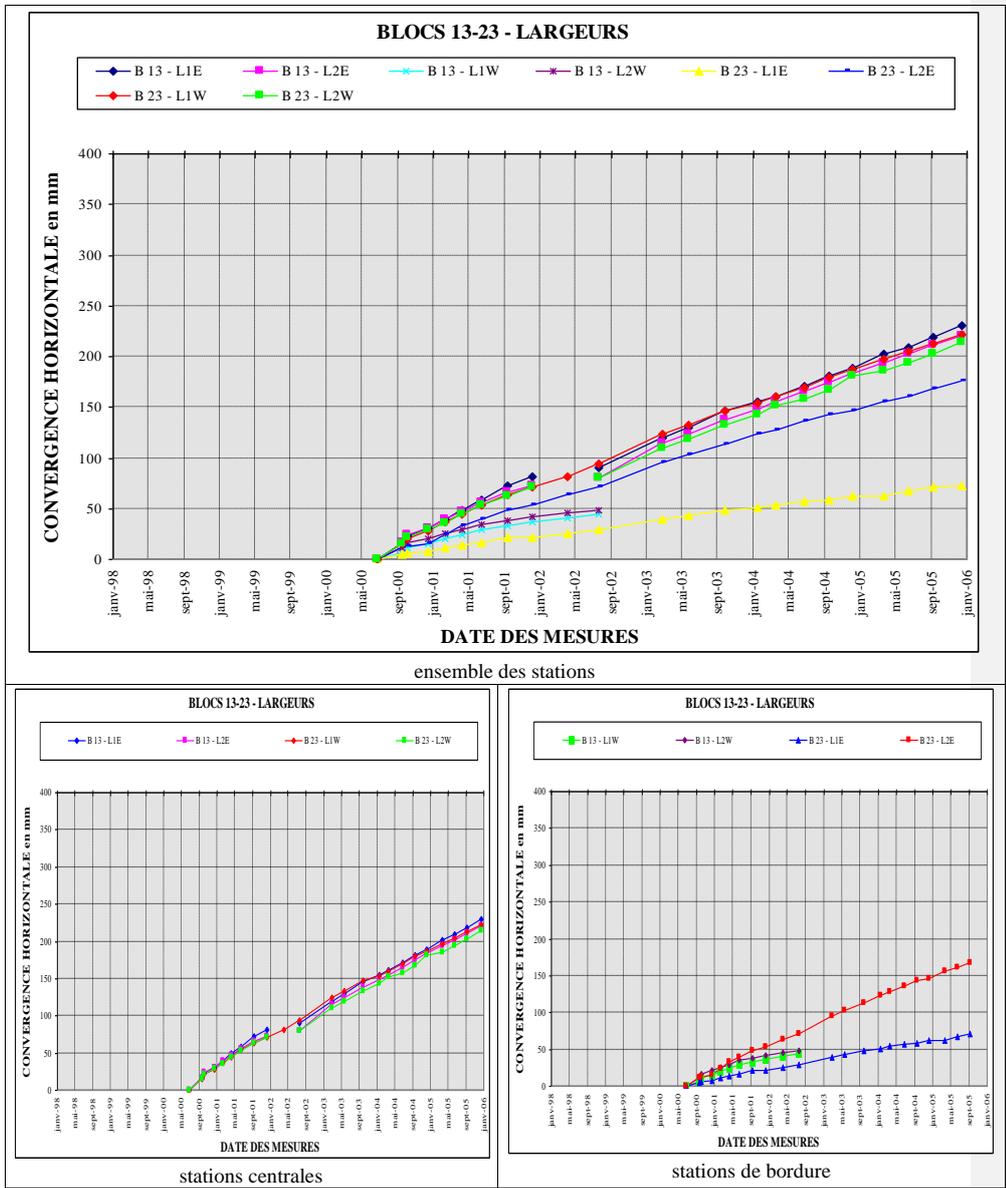


Figure A2.6 : Convergences horizontales mesurées dans les stations des blocs 13 et 23

**Stocamine - Stabilité à long terme du stockage de déchets toxiques dans la mine d'Amélie
Annexe 2**

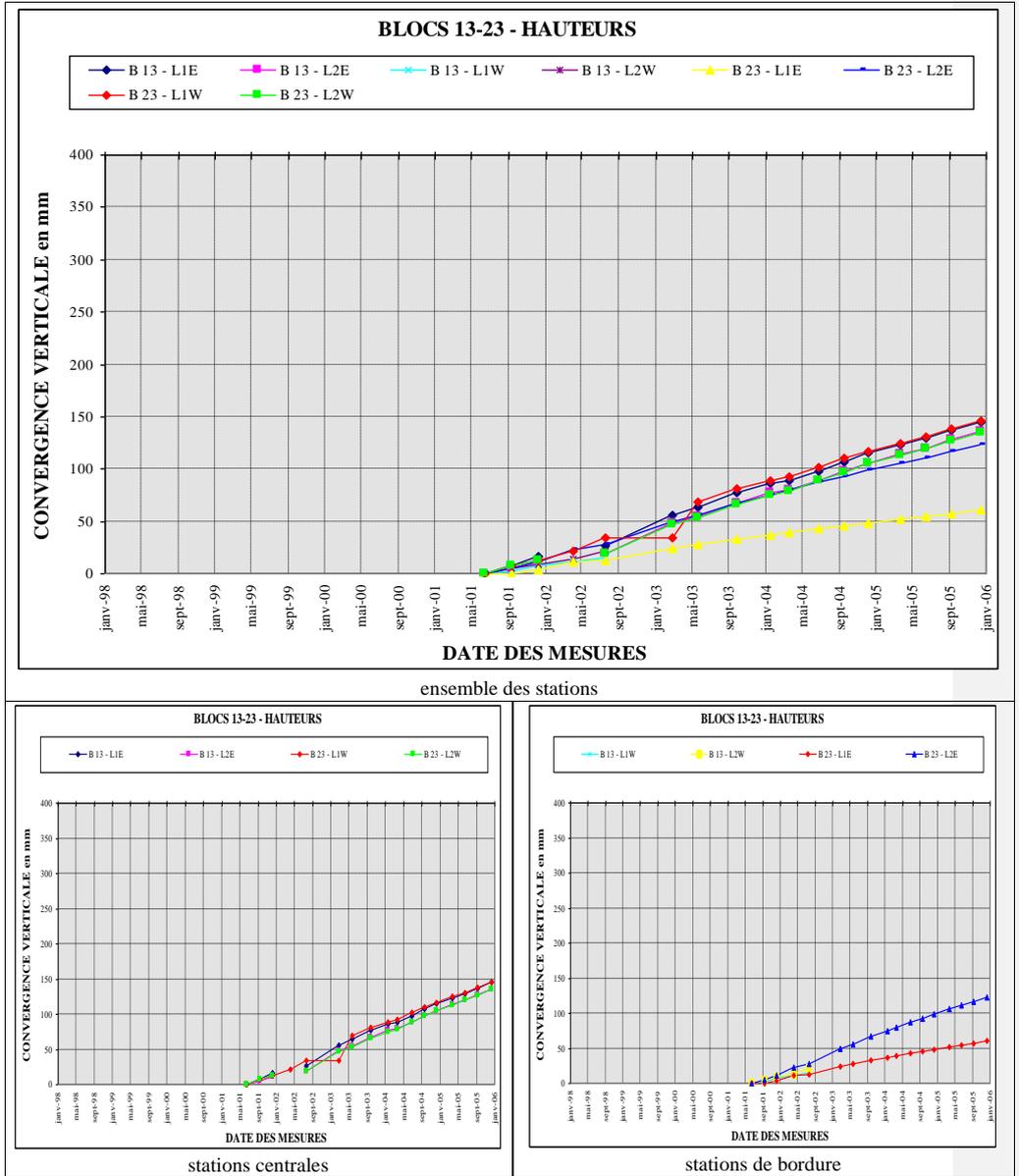


Figure A2.7 : Convergences verticales mesurées dans les stations des blocs 13 et 23

Stocamine - Stabilité à long terme du stockage de déchets toxiques dans la mine d'Amélie
Annexe 2

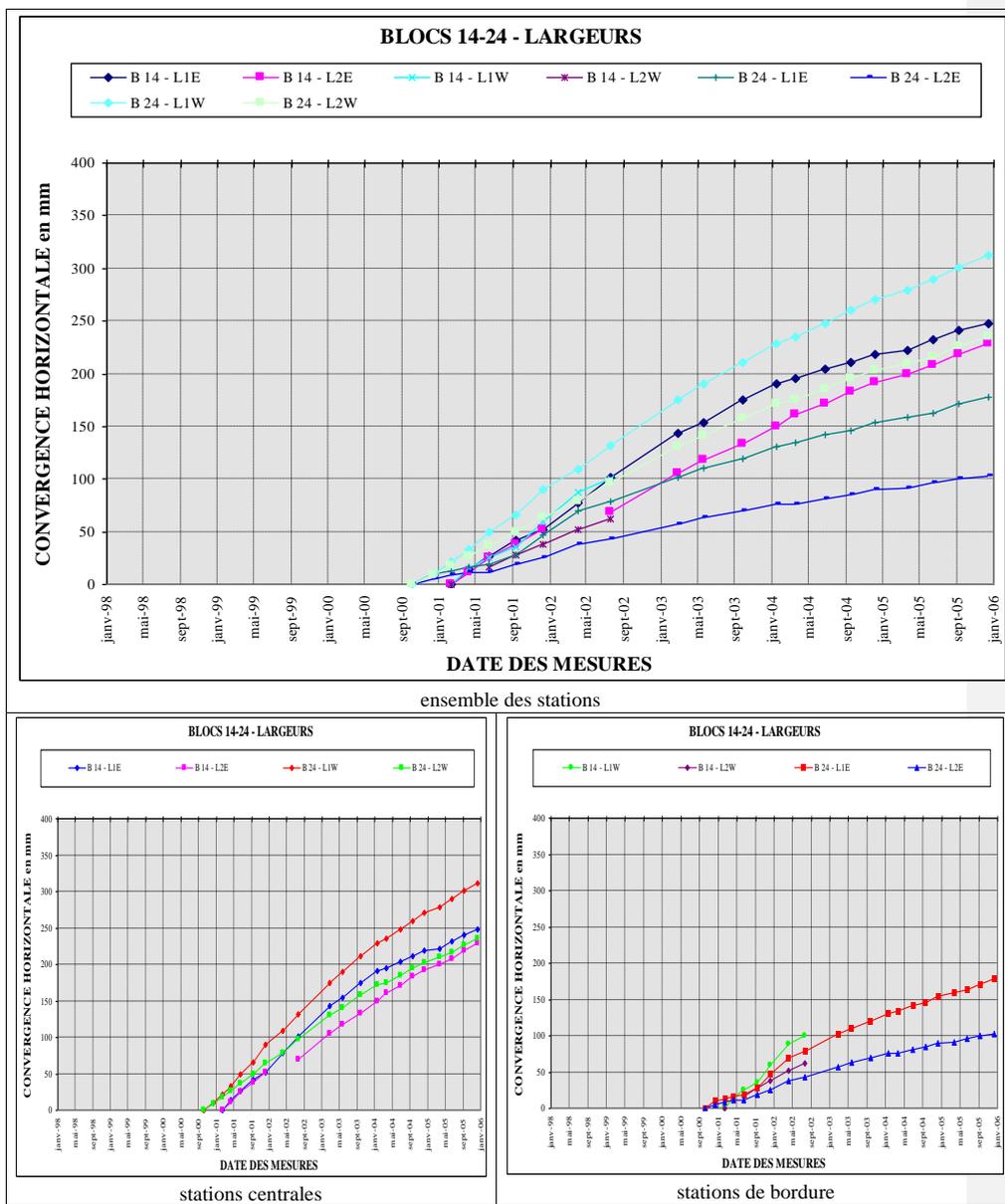


Figure A2.8 : Convergences horizontales mesurées dans les stations des blocs 14 et 24

Stocamine - Stabilité à long terme du stockage de déchets toxiques dans la mine d'Amélie
Annexe 2

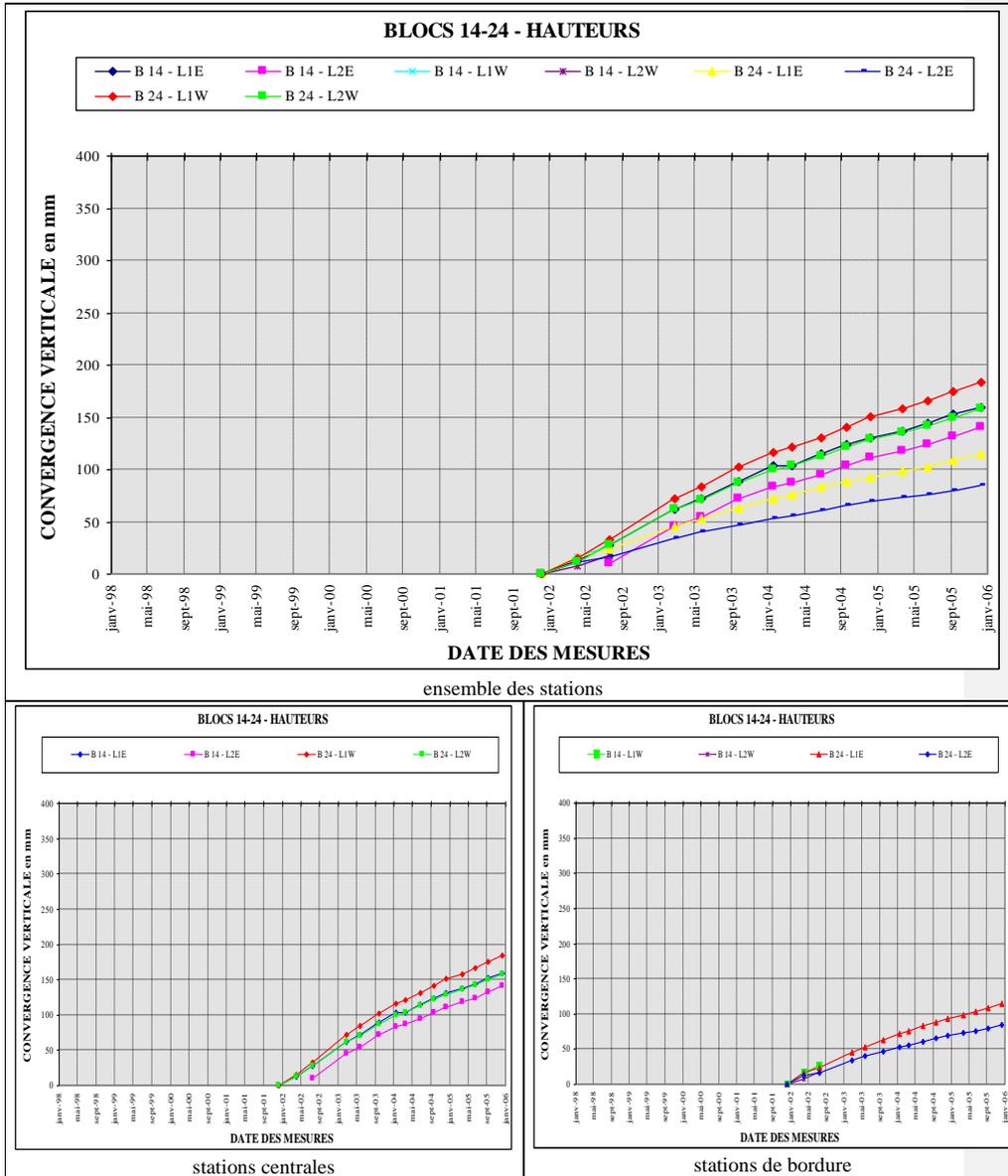


Figure A2.9 : Convergences verticales mesurées dans les stations des blocs 14 et 24

Stocamine - Stabilité à long terme du stockage de déchets toxiques dans la mine d'Amélie
Annexe 2

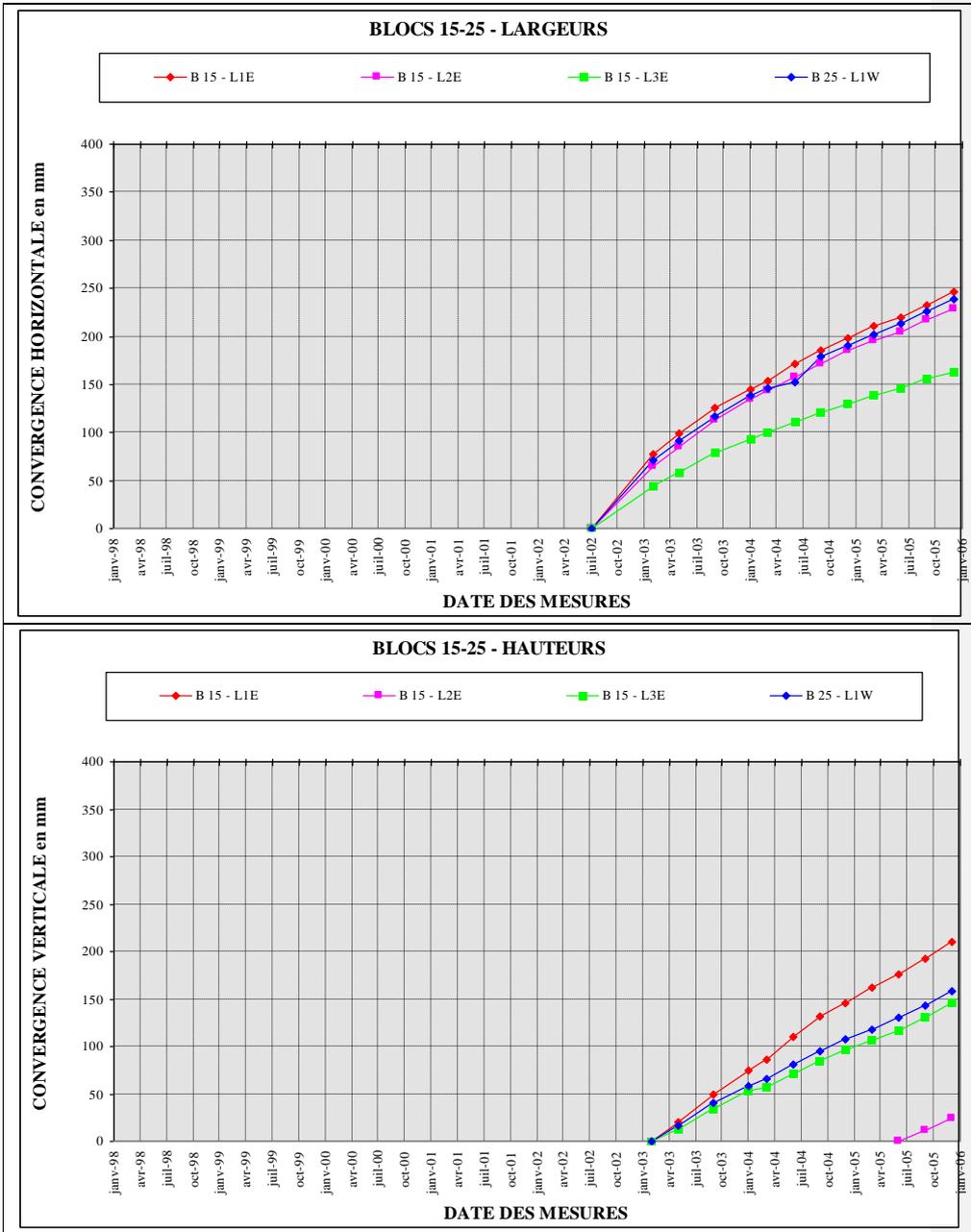


Figure A2.8 : Convergences horizontales et verticales mesurées dans les stations des blocs 15 et 25

Stocamine - Stabilité à long terme du stockage de déchets toxiques dans la mine d'Amélie
Annexe 2

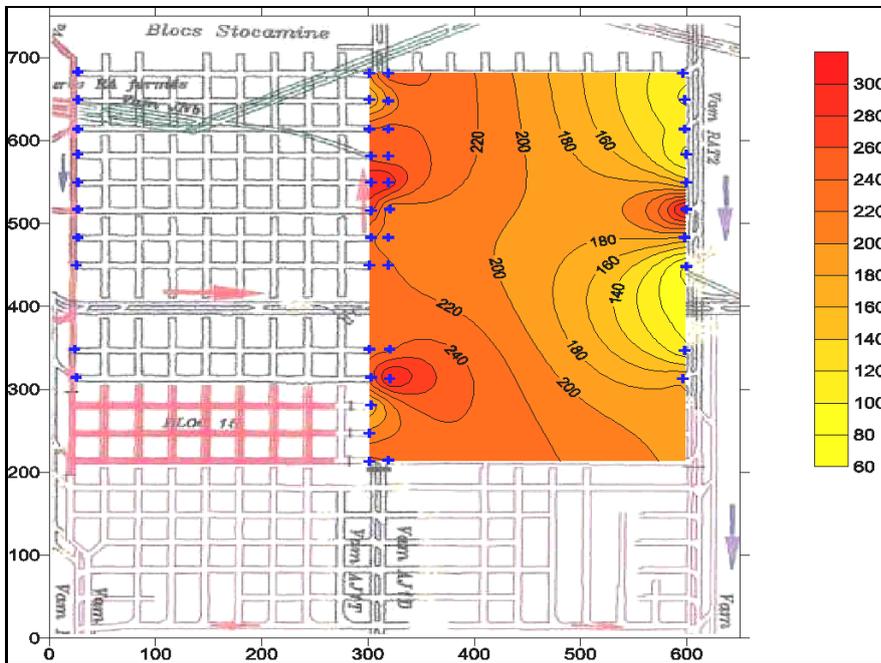


Figure A2.9 : Zones d'iso-convergence horizontale en mm à la date du 12 décembre 2005
(les mesures dans la zone Ouest du stockage se sont arrêtés au mois de juillet 2002 et ne sont donc pas représentées)

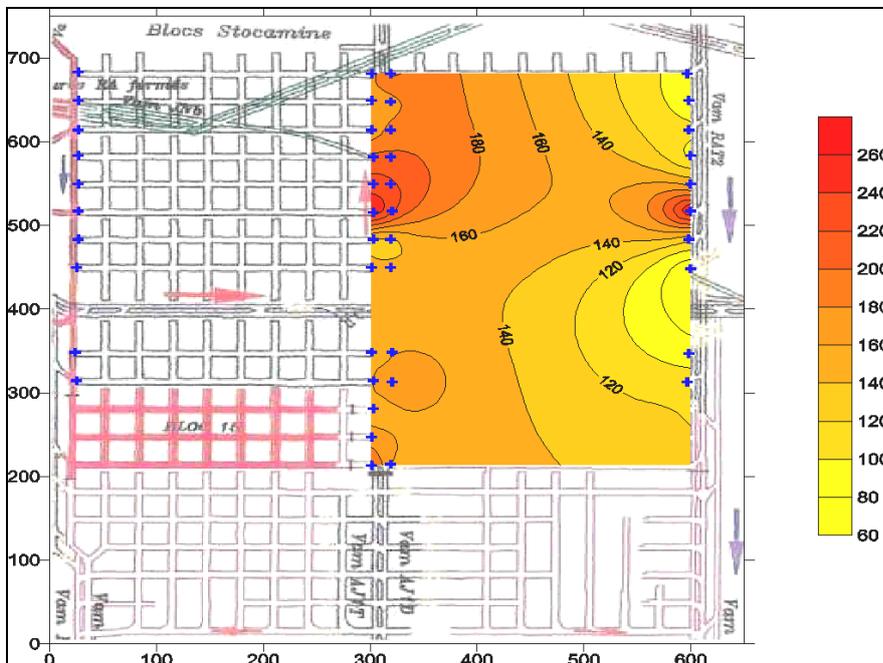


Figure A2.9 : Zones d'iso-convergence verticale en mm à la date du 12 décembre 2005

Stocamine - Stabilité à long terme du stockage de déchets toxiques dans la mine d'Amélie
Annexe 2
