

UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À  
L'UNIVERSITÉ DU QUÉBEC À CHICOUTIMI  
COMME EXIGENCE PARTIELLE  
DE LA MAÎTISE EN SCIENCES APPLIQUÉES

Par

Pierre-Luc Lajoie

Caractérisation du massif de carbonatite de la mine Niobec sous le niveau 1000 et analyse  
de la stabilité du pilier de niveau

21 janvier 2010



### **Mise en garde/Advice**

Afin de rendre accessible au plus grand nombre le résultat des travaux de recherche menés par ses étudiants gradués et dans l'esprit des règles qui régissent le dépôt et la diffusion des mémoires et thèses produits dans cette Institution, **l'Université du Québec à Chicoutimi (UQAC)** est fière de rendre accessible une version complète et gratuite de cette œuvre.

Motivated by a desire to make the results of its graduate students' research accessible to all, and in accordance with the rules governing the acceptance and diffusion of dissertations and theses in this Institution, the **Université du Québec à Chicoutimi (UQAC)** is proud to make a complete version of this work available at no cost to the reader.

L'auteur conserve néanmoins la propriété du droit d'auteur qui protège ce mémoire ou cette thèse. Ni le mémoire ou la thèse ni des extraits substantiels de ceux-ci ne peuvent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

The author retains ownership of the copyright of this dissertation or thesis. Neither the dissertation or thesis, nor substantial extracts from it, may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.



## RÉSUMÉ

La mine Niobec située à Saint-Honoré exploite un gisement souterrain de Niobium. L'exploitation actuelle se situe entre les niveaux 300 et 1450 pieds (100 et 400 mètres). La méthode d'exploitation consiste à dynamiter des grands chantiers ouverts de 25 par 45 mètres et d'une hauteur de 90 mètres. Mine Niobec prévoit l'exploitation de trois autres blocs miniers, mais cette fois-ci avec une méthode de chantiers primaire-primaire sans pilier et avec remblai.

Les principaux objectifs de ce projet sont de caractériser les aspects structuraux et géotechniques du pilier qui sera laissé en place sous le niveau 1450. Cette caractérisation rend possible une analyse de stabilité du pilier et des chantiers au-dessus et au-dessous en vue de faire des recommandations sur l'épaisseur du pilier et la dimension des chantiers. Enfin, des suggestions de support sont évaluées pour la stabilisation aux pourtours des ouvrages à court et à long termes.

Les méthodes et les procédures utilisées pour accomplir ce projet comprennent, tout d'abord, la caractérisation structurale par des campagnes de cartographie incluant des levés de joints, lesquels sont modélisés sur projection stéréographique puis interprétés. Pour ce qui est de la caractérisation des propriétés géotechniques, des échantillons de carottes de forage ont été sélectionnés pour réaliser des tests en laboratoire. Il s'agit de tests en compression et en tension de façon à déterminer les courbes de critère de rupture, le module d'Young et le coefficient de Poisson du massif de carbonatite de la mine. Les pressions de terrain sont un autre point important pour l'analyse de stabilité du pilier. Une compilation des mesures existantes a été réalisée et des calculs théoriques de pressions ont été effectués pour les nouvelles profondeurs. Enfin, l'évolution des pressions de terrain dans la mine a été analysée à l'aide du logiciel de simulation numérique *Map3D*.

Les limites de la minéralisation des futurs blocs d'exploitation, déterminées par une campagne de forage, permettent de localiser l'emplacement des futurs chantiers sous le niveau 1450. Cela rend possible l'évaluation de l'influence de la fracturation et des contraintes en fonction de l'emplacement, de la dimension, de l'orientation des nouveaux chantiers et de ceux des anciens blocs d'exploitation. Un examen des divers modes d'instabilité a été réalisé. De plus, des rétro-analyses des anciennes ouvertures permet l'étude de la stabilité des nouveaux chantiers. Cette méthode vise à prédire la stabilité des nouveaux ouvrages, pour un certain niveau de contraintes, en se basant sur les chantiers passés et en considérant l'ensemble des ouvertures de la mine. Enfin, des modes de support sont évalués pour assurer leur stabilité.

L'analyse structurale indique que les murs ouest et nord des ouvertures présentent le potentiel le plus élevé d'effondrements reliés aux structures. De plus, les résultats



démontrent qu'il est très avantageux de diminuer les dimensions des ouvertures afin de réduire la taille des blocs instables.

L'analyse du niveau de contrainte permet de constater qu'il est primordial d'assurer la stabilité du toit des ouvertures avec un soutènement adéquat, puisqu'après le dynamitage des premiers chantiers le massif rocheux devrait être en post-rupture.

L'épaisseur du pilier entre le troisième et le quatrième bloc d'exploitation devrait être d'un minimum de 150 pieds (46 mètres). Toutefois, il demeure très important de remblayer jusqu'au toit les ouvertures du bloc 4, car bien que d'une bonne épaisseur le pilier sera sans doute endommagé sur toute son épaisseur aux endroits critiques. Enfin, il est très important de suivre la séquence déterminée de façon à répartir les concentrations de contraintes aux endroits souhaités.

## REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier mes directeurs de recherche M. Guy Archambault et M. Alain Rouleau pour leurs conseils et leur soutien. J'aimerais remercier toute l'équipe d'ingénierie de la mine Niobec dont la collaboration a été essentielle au bon déroulement du projet et sans qui celui-ci n'aurait pu se dérouler. Un remerciement spécial à Steve Thivierge qui après mes stages d'été m'a proposé ce projet très intéressant et qui a su me faire confiance et me donner la latitude nécessaire pour mener à bien ce projet. Enfin, merci à toute ma famille pour leur soutien et les encouragements qu'ils m'ont prodigués tout au long de mes années d'étude.



# TABLE DES MATIÈRES

<b>RÉSUMÉ .....</b>	<b>II</b>
<b>REMERCIEMENTS .....</b>	<b>IV</b>
<b>TABLE DES MATIÈRES.....</b>	<b>V</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX.....</b>	<b>XI</b>
<b>LISTE DES FIGURES .....</b>	<b>XIV</b>
<b>CHAPITRE 1 .....</b>	<b>1</b>
<b>INTRODUCTION .....</b>	<b>1</b>
1.1 Problématique .....	1
1.2 Objectifs de l'étude .....	7
1.2.1 Objectifs spécifiques .....	7
1.3 Méthodologie .....	8
<b>PARTIE 1 .....</b>	<b>12</b>
<b>CARACTÉRISATION DU MASSIF ROCHEUX SOUS LE NIVEAU 1000 .....</b>	<b>12</b>
<b>CHAPITRE 2 .....</b>	<b>13</b>
<b>CONTEXTE GÉOLOGIQUE ET DESCRIPTION DE LA MINE NIOBEC .....</b>	<b>13</b>
2.1 Situation géographique et contexte géologique régional de la mine .....	13
2.2 Contexte local de la mine Niobec .....	14
2.3 Description du massif rocheux de la mine Niobec.....	16
2.4 Méthode d'exploitation.....	18
2.4.1 Méthode par chantier ouvert .....	18
2.4.2 Méthode primaire-primaire avec chantiers remblayés .....	22

<b>CHAPITRE 3 .....</b>	<b>32</b>
<b>CARACTÉRISATION STRUCTURALE DU MASSIF DE CARBONATITE.....</b>	<b>32</b>
3.1 Explication de la méthode de cartographie utilisée.....	32
3.2 Localisation de la zone d'étude .....	36
3.3 Procédure de sécurité .....	37
3.4 Erreurs de mesure.....	38
3.5 Méthode de compilation et d'analyse .....	38
3.6 Résultats des campagnes antérieures .....	40
3.6.1 Cartographie des blocs d'exploitations 1 et 2.....	40
3.6.2 Cartographie du bloc d'exploitation 3 .....	41
3.6.2.1 Orientation des familles de joints du bloc 3 .....	41
3.6.2.2 Caractéristiques des discontinuités .....	54
3.6.3 Cartographie du bloc d'exploitation 4 .....	56
3.7 Structures majeures.....	60
<b>CHAPITRE 4 .....</b>	<b>66</b>
<b>CARACTÉRISATION DES PROPRIÉTÉS GÉOTECHNIQUES DU MASSIF SOUS LE NIVEAU 1450.....</b>	<b>66</b>
4.1 Revue des essais réalisés à Niobec.....	66
4.2 Sélection des éprouvettes à partir des trous de forages .....	70
4.3 Détermination des propriétés mécaniques de la carbonatite .....	72
4.3.1 Essai brésilien et de flexion : évaluation de la résistance en tension de la roche .....	72
4.3.2 Essai de compression uniaxiale et triaxiale et détermination des courbes enveloppes de rupture .....	75
4.3.3 Essai de déformabilité : détermination des courbes contrainte-déformation, module de Young et coefficient de Poisson .....	79
4.4 Compilation, analyse et interprétation des résultats.....	81
<b>CHAPITRE 5 .....</b>	<b>91</b>
<b>CARACTÉRISATION DES PRESSIONS DE TERRAIN DU MASSIF ROCHEUX DE LA MINE NIOBEC .....</b>	<b>91</b>
5.1 Compilation des mesures de pression de terrain réalisées à la mine Niobec .....	92
5.1.1 Étude de CANMET .....	92

5.1.2 Étude Polytechnique.....	94
5.1.3 Comparaison des résultats des campagnes de mesures .....	96
5.1.4 Comparaison des résultats avec la théorie.....	98
<b>5.2 Simulation numérique .....</b>	<b>100</b>
5.2.1 Map3D .....	101
<b>5.3. Niveau de contraintes en profondeur .....</b>	<b>103</b>
 <b>PARTIE 2 .....</b>	 <b>106</b>
 <b>ANALYSE DE STABILITÉ DES OUVERTURES SOUS LE NIVEAU 1000 ET DU PILIER HORIZONTAL ENTRE LES NIVEAU 1450 ET 1600.....</b>	 <b>106</b>
 <b>CHAPITRE 6 .....</b>	 <b>107</b>
 <b>ÉTUDE DE LA STABILITÉ STRUCTURALE DES CHANTIERS AU DESSUS ET EN DESSOUS DU PILIER DE NIVEAU ENTRE LES BLOCS 3 ET 4 .....</b>	 <b>107</b>
6.1 Introduction .....	107
6.2 Méthodes d'analyse .....	108
6.3 Approche sélectionnée, procédure et logiciel utilisé .....	110
6.4 Analyse de la partie sud de la mine.....	115
6.4.1 Analyse du mur est .....	116
6.4.2 Analyse du mur ouest .....	120
6.4.3 Analyse du mur nord.....	124
6.4.4 Analyse du mur sud .....	127
6.4.5 Analyse du toit .....	130
6.5 Analyse de la partie nord de la mine.....	132
6.5.1 Analyse du mur est .....	135
6.5.2 Analyse du mur ouest .....	140
6.5.3 Analyse du mur nord.....	147
6.5.4 Analyse du mur sud .....	150
6.5.5 Analyse du toit .....	153
6.6 Conclusion .....	156
 <b>CHAPITRE 7 .....</b>	 <b>157</b>
 <b>MODÉLISATION DES CONTRAINTES AUTOUR DES OUVRAGES DU BLOC 3 À 6 ET ANALYSE DE STABILITÉ DES OUVERTURES.....</b>	 <b>157</b>
7.1 Application du graphique de stabilité à la mine Niobec.....	158

7.1.1	Rétro-analyses.....	158
7.1.2	Résultats.....	161
7.1.3	Interprétation des résultats .....	167
7.1.4	Rétro-analyse des toits et définition d'un critère de rupture.....	177
7.1.5	Validation du critère d'endommagement .....	182
7.1.6	Évaluation de la stabilité des ouvertures des blocs 4 à 6 à partir du graphique de stabilité .....	194
7.1.7	Évaluation du design des blocs 4 à 6.....	202
7.2	Mode d'instabilité des ouvertures.....	216
7.2.1	Instabilité des murs .....	216
7.2.2	Instabilité des toits.....	218
7.3	Méthode de support des ouvertures .....	222
7.4	Méthode de surveillance des ouvertures .....	224
7.5	Conclusion .....	224
<b>CHAPITRE 8 .....</b>		<b>226</b>
<b>MODÉLISATION DES CONTRAINTES ET ANALYSE DE STABILITÉ DU PILIER DE NIVEAU 3-4 .....</b>		<b>226</b>
8.1	Études antérieures.....	227
8.2	Évolution des contraintes dans le pilier horizontal entre les blocs 3 et 4.....	228
8.2.1	Évaluation des effets de l'épaisseur du pilier horizontal.....	228
8.2.2	Évaluation des effets des piliers verticaux .....	232
8.2.3	Évaluation du niveau de contraintes au-dessus des ouvertures du bloc 4.....	238
8.2.3.1	Secteur 100.....	240
8.2.3.2	Secteur 200.....	244
8.2.3.3	Secteur 300.....	249
8.2.3.4	Secteur 400 et 500.....	252
8.2.3.5	Secteurs 000 et 600.....	261
8.3	Évaluation des modes de rupture dans le pilier horizontal entre les blocs 3 et 4.....	261
8.4	Analyse de stabilité du pilier de niveau et mesures correctives pour les instabilités .....	264
<b>CHAPITRE 9 .....</b>		<b>267</b>
<b>DISCUSSION ET CONCLUSIONS .....</b>		<b>267</b>
<b>RÉFÉRENCES .....</b>		<b>276</b>
<b>ANNEXE 1.....</b>		<b>283</b>

<b>FEUILLE DE RELEVÉ DE JOINTS.....</b>	<b>283</b>
<b>ANNEXE 2.....</b>	<b>285</b>
<b>PARAMÈTRES DE CARACTÉRISATION DES JOINTS ET DIFFÉRENTS FACTEUR DE L'ABAQUE DE MATHEWS .....</b>	<b>285</b>
<b>ANNEXE 3.....</b>	<b>294</b>
<b>LOCALISATION DES LENTILLES MINÉRALISÉES ET DES ZONES CARTOGRAPHIÉES.....</b>	<b>294</b>
<b>ANNEXE 4.....</b>	<b>298</b>
<b>DESCRIPTIONS DES FORAGES GÉOTECHNIQUES .....</b>	<b>298</b>
<b>ANNEXE 5.....</b>	<b>304</b>
<b>RÉSULTATS DES ESSAIS EN LABORATOIRE.....</b>	<b>304</b>
<b>ANNEXE 6.....</b>	<b>317</b>
<b>HISTOGRAMMES DES DIFFÉRENTS PARAMÈTRES DES INSTABILITÉS STRUCTURALES DE LA ZONE SUD .....</b>	<b>317</b>
<b>ANNEXE 7 .....</b>	<b>330</b>
<b>HISTOGRAMMES DES DIFFÉRENTS PARAMÈTRES DES INSTABILITÉS STRUCTURALES DE LA ZONE NORD .....</b>	<b>330</b>
<b>ANNEXE 8.....</b>	<b>340</b>
<b>ÉVOLUTION ET EXPLICATION DE LA MÉTHODE D'ANALYSE DE LA STABILITÉ DES CHANTIERS DE MATHEWS.....</b>	<b>340</b>
<b>Section A8.1 Description du graphique de stabilité de Mathews.....</b>	<b>341</b>
Section A8.1.1 Introduction .....	341
Section A8.1.2 Graphique de Laubscher.....	342
Section A8.1.3 L'abaque de Mathews.....	344
Section A8.1.3.1 Description des paramètres.....	346



Section A8.1.4 Modifications de Potvin .....	348
Section A8.1.5 Modifications de Nickson.....	351
Section A8.1.6 Modifications de Stewart et Forsyth.....	352
Section A8.1.7 Autres modifications .....	355
Section A8.1.8 Limitation de la méthode de Mathews .....	359
Section A8.1.9 Conclusion sur la méthode du graphique de stabilité .....	365
<b>ANNEXE 9.....</b>	<b>367</b>
<b>EXEMPLE DE LA BASE DE DONNÉES .....</b>	<b>367</b>
<b>ANNEXE 10.....</b>	<b>371</b>
<b>GRAPHIQUES DE STABILITÉ DES DIFFÉRENTES SURFACES DU TROISIÈME BLOC MINIER.....</b>	<b>371</b>

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1:	Code géologique employé à la mine Niobec .....	17
Tableau 2:	Orientation des familles de joints des blocs 1 et 2.....	40
Tableau 3:	Orientation des familles de joints du niveau 1150, été 2000 .....	42
Tableau 4:	Orientation des familles de joints du niveau 1450, été 2000 .....	42
Tableau 5:	Orientation des familles de la zone nord.....	49
Tableau 6:	Orientation des familles de la zone sud .....	51
Tableau 7:	Espacement apparent des joints de la zone Nord.....	55
Tableau 8:	Espacement apparent des joints de la zone sud .....	56
Tableau 9:	Résultats des essais en laboratoire de Labrie (1987) .....	67
Tableau 10:	Résultats des essais en laboratoire de Arjang (1986).....	67
Tableau 11:	Résultats des essais en laboratoire de Bétournay et al. (1986) .....	67
Tableau 12:	Résultats des essais en laboratoire de Labrie (1989) .....	68
Tableau 13:	Résultats des essais en laboratoire de Labrie (1997) .....	69
Tableau 14:	Résultats des essais en laboratoire de Desbiens (1997).....	69
Tableau 15:	Résultats des essais en laboratoire de Corthésy (2000a) .....	69
Tableau 16:	Résultats des essais en laboratoire de Labrie et al. (2005) .....	69
Tableau 17:	Résumé des résultats des essais brésilien et de flexion.....	74
Tableau 18:	Résumé des résultats des essais triaxiaux .....	77
Tableau 19:	Comparaison des résultats des essais brésiliens des différentes études réalisées à Niobec .....	83
Tableau 20:	Comparaison des résultats des essais de compressions uniaxiales des différentes études réalisées à Niobec .....	85
Tableau 21:	Comparaison des résultats des essais triaxiaux sur les échantillons de carbonatite.....	86
Tableau 22:	Comparaison des résultats des essais triaxiaux des échantillons de syénite et de syénite bréchique.....	87
Tableau 23:	Comparaison du module de Young obtenu à partir des différents essais de déformation.....	88
Tableau 24:	Comparaison du coefficient de Poisson obtenu à partir des différents essais de déformation .....	89
Tableau 25:	Valeurs moyennes des propriétés du roc intact de la mine Niobec .....	90
Tableau 26:	Résultats des contraintes mesurées dans chaque trou par CANMET (Arjang, 1986) .....	93
Tableau 27:	Résultats des contraintes principales dans chaque trou par CANMET (1986) .....	94
Tableau 28:	Contrainte dans le système de référence de la mine Niobec.....	95
Tableau 29:	Grandeur et orientation des contraintes principales .....	95
Tableau 30:	Comparaison des résultats des deux campagnes.....	97
Tableau 31:	Gradients et orientations des contraintes principales utilisés dans Map3D 103	
Tableau 32:	Propriété du roc intact dans Map3D .....	103

Tableau 33:	Niveau de contraintes en haut du bloc 4 et à la base du bloc 5.....	104
Tableau 34:	Propriétés des discontinuités.....	112
Tableau 35:	Dimensions des chantiers et rayon hydraulique de chacune des surfaces ..	114
Tableau 36:	Orientation des familles pour l'analyse structurale d' <i>Unwedge</i> .....	116
Tableau 37:	Combinaisons possibles des familles de joints .....	116
Tableau 38:	Résultats des calculs d' <i>Unwedge</i> pour les murs est de différents scénarios de chantiers des blocs 3 à 6.....	117
Tableau 39:	Rétro-analyses des murs est de la zone sud du troisième bloc minier .....	119
Tableau 40:	Résultats des calculs d' <i>Unwedge</i> pour les murs ouest pour différents scénarios de chantiers des blocs 3 à 6.....	121
Tableau 41:	Rétro-analyses des murs ouest de la zone sud du troisième bloc minier ....	123
Tableau 42:	Résultats des calculs d' <i>Unwedge</i> pour les murs nord pour différents scénarios de chantiers des blocs 3 à 6.....	125
Tableau 43:	Rétro-analyses des murs nord de la zone sud du troisième bloc minier ....	127
Tableau 44:	Résultats des calculs d' <i>Unwedge</i> pour les murs sud pour différents scénarios de chantiers des blocs 3 à 6.....	128
Tableau 45:	Rétro-analyses des murs sud de la zone sud du troisième bloc minier .....	129
Tableau 46:	Résultats des calculs d' <i>Unwedge</i> pour les toits pour différents scénarios de chantiers des blocs 3 à 6.....	131
Tableau 47:	Rétro-analyses des toits de la zone sud du troisième bloc minier.....	131
Tableau 48:	Orientation des familles pour l'analyse structurale d' <i>Unwedge</i> .....	133
Tableau 49:	Combinaisons possibles des familles de joints .....	134
Tableau 50:	Résultats des calculs d' <i>Unwedge</i> pour les murs est pour différents scénarios de chantiers des blocs 3 à 6.....	135
Tableau 51:	Rétro-analyses des murs est de la zone nord du troisième bloc minier .....	138
Tableau 52:	Familles de joints sur le mur est du chantier 14C-203-15 .....	139
Tableau 53:	Familles de joints sur le mur est du chantier 14C-101-19 .....	140
Tableau 54:	Résultats des calculs d' <i>Unwedge</i> pour les murs ouest pour différents scénarios de chantiers des blocs 3 à 6.....	141
Tableau 55:	Rétro-analyses des murs ouest de la zone nord du troisième bloc minier ..	143
Tableau 56:	Familles de joints sur le mur ouest du chantier 14C-101-17 .....	144
Tableau 57:	Familles de joints sur le mur ouest du chantier 14C-101-19 .....	145
Tableau 58:	Familles de joints sur le mur ouest du chantier 14C-102-27 .....	145
Tableau 59:	Résultats des calculs d' <i>Unwedge</i> pour les murs nord pour différents scénarios de chantiers des blocs 3 à 6.....	147
Tableau 60:	Rétro-analyses des murs nord de la zone nord du troisième bloc minier ...	149
Tableau 61:	Résultats des calculs d' <i>Unwedge</i> pour les murs sud pour différents scénarios de chantiers des blocs 3 à 6.....	150
Tableau 62:	Rétro-analyses des murs sud de la zone nord du troisième bloc minier ....	152
Tableau 63:	Résultats des calculs d' <i>Unwedge</i> des toits pour différents scénarios de chantiers des blocs 3 à 6.....	154
Tableau 64:	Rétro-analyses des toits de la zone nord du troisième bloc minier .....	155
Tableau 65:	Variation de N' et du RH. en fonction des blocs miniers .....	162
Tableau 66:	Analyses des graphiques de stabilité pour les blocs 1 et 2 .....	167

Tableau 67: Dimension des chantiers avec leur rayon hydraulique respectif.....	196
Tableau A5.1: Résultats détaillés des essais Brésilien .....	305
Tableau A5.2 : Résultats détaillés des essais de flexion .....	306
Tableau A5.3 : Résultats détaillés des essais de compression uniaxiale (UCS) .....	307
Tableau A5.4: Résultats détaillés des essais de compression triaxiale .....	310



## LISTE DES FIGURES

Figure 1:	Vue en section schématique de la mine Niobec.....	4
Figure 2:	Carte géologique de la région du Saguenay Lac-St-Jean.....	14
Figure 3:	Méthode de minage de la mine Niobec.....	20
Figure 4:	Vue en section schématique de la mine Niobec.....	21
Figure 5:	Vue en section schématique de la mine avec la méthode de minage par remblai .....	22
Figure 6:	Vue en plan des blocs d'exploitation 4, 5 et 6 .....	24
Figure 7:	Séquence en pyramide sans pilier .....	25
Figure 8:	Coupe longitudinale d'une série de chantiers de l'expansion.....	28
Figure 9:	Vue en plan d'une série de chantiers de l'expansion.....	29
Figure 10:	Coupe transversale d'un chantier type de l'expansion .....	30
Figure 11:	Exemple de stéréogramme réalisé par <i>DIPS</i> .....	39
Figure 12:	Stéréogramme des familles de joints du niveau 1150, été 2000 .....	42
Figure 13:	Stéréogramme des familles de joints du niveau 1450, été 2000 .....	43
Figure 14:	Comparaison des stéréogrammes des niveaux 1150 et 1450 lors de la cartographie de 2005.....	44
Figure 15:	Comparaison des stéréogrammes entre les niveaux 1150 et 1450 de la zone nord de la campagne 2000 .....	45
Figure 16:	Comparaison des stéréogrammes entre les niveaux 1150 et 1450 de la zone nord de la campagne 2005 .....	46
Figure 17:	Comparaison des stéréogrammes entre les niveaux 1150 et 1450 de la zone sud de la campagne de 2000 .....	46
Figure 18:	Comparaison des stéréogrammes entre les niveaux 1150 et 1450 de la zone sud de la campagne de 2005 .....	47
Figure 19:	Stéréogramme des niveaux 1150 et 1450 de la zone nord des campagnes 2000 et 2005.....	49
Figure 20:	Rosette montrant l'orientation des discontinuités de la zone nord .....	50
Figure 21:	Stéréogramme des niveaux 1150 et 1450 de la zone sud des campagnes 2000 et 2005.....	51
Figure 22:	Rosette montrant l'orientation des discontinuités de la zone sud .....	52
Figure 23:	Histogramme du nombre de joints dans chacune des familles de la zone nord .....	53
Figure 24:	Histogramme du nombre de joints dans chacune des familles de la zone sud .....	53
Figure 25:	Localisation des traverses au niveau 1600.....	57
Figure 26:	Stéréogrammes de la galerie 1 du niveau 1600 .....	58
Figure 27:	Rosette montrant l'orientation des discontinuités.....	59
Figure 28:	Localisation des structures majeures aux niveaux 1000, 1150 et 1450 .....	61
Figure 29:	Contour de la syénite au niveau 1150 .....	63
Figure 30:	Contour de la syénite à la mi-hauteur du troisième bloc minier .....	64

Figure 31:	Contour de la syénite au niveau 1450 .....	65
Figure 32:	Position du forage PL-1 .....	71
Figure 33:	Position du forage PL-2 .....	72
Figure 34:	Courbe de l'enveloppe de rupture d'un essai triaxial réalisé sur un échantillon de carbonatite .....	78
Figure 35:	Grandeur de $\sigma_1$ et $\sigma_2$ dans le Bouclier canadien.....	100
Figure 36:	Paramètres étudiés sur les blocs instables.....	113
Figure 37:	Séréogramme de l'analyse structurale de la zone sud .....	115
Figure 38:	Séréogramme de l'analyse structurale de la zone nord.....	133
Figure 39:	Comparaison entre le bloc instable calculé par <i>Unwedge</i> et le contour arpenté du chantier 14C-203-15 (vue en plan) .....	146
Figure 40:	Graphique de stabilité du premier bloc minier de la mine Niobec .....	164
Figure 41:	Graphique de stabilité du deuxième bloc minier de la mine Niobec .....	165
Figure 42:	Graphique de stabilité du troisième bloc minier de la mine Niobec.....	166
Figure 43:	Graphique de stabilité des surfaces du bloc 3 dans la carbonatite avec plus de 50% de fragments de syénite.....	175
Figure 44:	Graphique de stabilité des surfaces du bloc 3 dans la carbonatite avec moins de 50% de fragments de syénite.....	176
Figure 45:	<i>CMS</i> montrant les effondrements aux toits des chantiers 10C-101-19 et 10C-201-11 .....	178
Figure 46:	Vue en 3 dimensions des toits des ouvertures du bloc 3 avant les résultats des rétro-analyses.....	179
Figure 47:	Graphique de stabilité des toits du bloc d'exploitation 3 de la mine Niobec .....	180
Figure 48:	Grille d'analyse <i>Map3D</i> montrant la valeur de $(\sigma_1 - \sigma_3)$ avec contour <i>CMS</i> au toit du chantier .....	182
Figure 49:	Position des photographies des figures 49 et 50 .....	183
Figure 50:	Photos des murs de la galerie la plus à l'est du chantier 14C-102-27 après le premier dynamitage d'importance .....	184
Figure 51:	Photos du mur est du nord de la galerie 28 au niveau 1150 .....	185
Figure 52:	Mouvement sur le <i>MPBX</i> au-dessus du chantier 14C-216-27 .....	187
Figure 53:	Grilles verticales de simulation numérique montrant $(\sigma_1 - \sigma_3)$ au-dessus du chantier 14C-216-27 .....	188
Figure 54:	Grilles verticales de simulation numérique montrant $(\sigma_1 - \sigma_3)$ au-dessus du chantier 14L-216-27.....	189
Figure 55:	Grilles verticales de simulation numérique montrant $(\sigma_1 - \sigma_3)$ au-dessus du chantier 14C-101-17 .....	190
Figure 56:	Grilles verticales de simulation numérique montrant $(\sigma_1 - \sigma_3)$ au-dessus du chantier 14C-101-15 .....	191
Figure 57:	Représentation graphique du critère d'endommagement du massif rocheux de la mine Niobec .....	192
Figure 58:	Effondrement dans une des galeries de forage du chantier 14C-102-23 ....	193
Figure 59:	Effondrement de 116' au-dessus du chantier 14C-102-23 .....	194
Figure 60:	Potentiel d'effondrement relié à la nouvelle méthode de minage.....	195

Figure 61:	Graphique de stabilité des murs est et ouest du bloc 3 .....	198
Figure 62:	Graphique de stabilité des murs nord et sud du bloc 3 .....	199
Figure 63:	Graphique de stabilité des toits des ouvertures du bloc 3 .....	201
Figure 64:	Position des chantiers des secteurs 400 et 500 avec leur étape de minage aux blocs 4, 5 et 6 .....	204
Figure 65:	Cheminement des contraintes principales au niveau 2150 au-dessus des chantiers minés aux étapes 1 à 5 .....	205
Figure 66:	Cheminement des contraintes principales au niveau 2150 au-dessus des chantiers minés aux étapes 6 à 10 .....	207
Figure 67:	Cheminement des contraintes principales au niveau 1900 au-dessus des chantiers minés aux étapes 1 à 10 .....	208
Figure 68:	Cheminement des contraintes principales au niveau 1900 au-dessus des chantiers minés aux étapes 11 à 15 .....	209
Figure 69:	Cheminement des contraintes principales au niveau 1900 au-dessus des chantiers minés aux étapes 21 à 25 .....	210
Figure 70:	Cheminement des contraintes principales au niveau 1600 au-dessus des chantiers minés aux étapes 12 à 20 .....	211
Figure 71:	Cheminement des contraintes principales au niveau 1600 au-dessus des chantiers minés aux étapes 21 à 34 .....	212
Figure 72:	Localisation des chantiers dans des zones de fortes concentrations de contraintes et dans des zones d'ombrage .....	213
Figure 73:	Perte de confinement le long des murs d'une excavation souterraine .....	217
Figure 74:	Modélisation du pilier entre les blocs 2 et 3 faite à partir des CMS .....	219
Figure 75:	Concentration de contraintes aux coins des ouvertures .....	220
Figure 76:	Relâchement des contraintes au centre du toit du chantier .....	221
Figure 77:	Patron de soutènement proposé pour les galeries des chantiers de l'expansion .....	223
Figure 78:	Valeurs de $(\sigma_1 - \sigma_3)$ au centre du pilier horizontal de 100 pieds (30 m) d'épaisseur .....	229
Figure 79:	Valeurs de $(\sigma_1 - \sigma_3)$ au centre du pilier horizontal de 150 pieds (45 m) d'épaisseur .....	230
Figure 80:	Valeurs de $(\sigma_1 - \sigma_3)$ au centre du pilier horizontal de 200 pieds (60 m) d'épaisseur .....	231
Figure 81:	Valeurs de $(\sigma_1 - \sigma_3)$ avec les piliers verticaux entre les secteurs 200 à 500 .....	233
Figure 82:	Valeurs de $(\sigma_1 - \sigma_3)$ sans les piliers verticaux entre les secteurs 200 à 500 .....	234
Figure 83:	Contrainte principale dans les piliers verticaux .....	235
Figure 84:	Absence de pilier vertical entre les secteurs 400 et 500 et pilier NE-SO intact .....	236
Figure 85:	Absence de pilier vertical entre les secteurs 400 et 500 et pilier NE-SO avec quelques chantiers .....	237
Figure 86:	Exemple de numérotation et d'étape de minage de chacun des chantiers du bloc 4 d'un secteur donné .....	239
Figure 87:	Numéro des ouvertures du secteur 100 avec leur étape de minage .....	241
Figure 88:	Évolution des contraintes au-dessus des ouvertures 1062 et 1065 .....	242



Figure 89:	Évolution des contraintes au-dessus des ouvertures 1063 et 1066 .....	243
Figure 90:	Évolution des contraintes au-dessus des ouvertures 1000, 1081 et 1082 ...	244
Figure 91:	Numéro des ouvertures du secteur 200 avec leur étape de minage .....	244
Figure 92:	Évolution des contraintes au-dessus des ouvertures 1011, 1012 et 1013 ...	246
Figure 93:	Évolution des contraintes au-dessus des ouvertures 1010 et 1030 .....	247
Figure 94:	Évolution des contraintes au-dessus des ouvertures 1013, 1012, 1011, 1010 et 1030.....	248
Figure 95:	Évolution des contraintes au-dessus des ouvertures 1006, 1009, 1031, 1032 et 1033.....	249
Figure 96:	Numéro des ouvertures du secteur 300 avec leur étape de minage .....	250
Figure 97:	Évolution des contraintes au-dessus des ouvertures 1046, 1047 et 1048 ...	251
Figure 98:	Évolution des contraintes au-dessus des ouvertures 1042, 1044 et 1045 ...	251
Figure 99:	Évolution des contraintes au-dessus des ouvertures 1038 à 1041 .....	252
Figure 100:	Numéro des ouvertures des secteurs 400 et 500 avec leurs étapes de minage .....	253
Figure 101:	Début de la séquence pyramidale des secteurs 300, 400 et 500 .....	254
Figure 102:	Évolution des contraintes au-dessus des ouvertures 1003, 1005 et 1007 (bordure du pilier nord-sud).....	255
Figure 103:	Évolution des contraintes au-dessus des ouvertures 1035, 3030 et 3031 ...	256
Figure 104:	Évolution des contraintes au-dessus des ouvertures 1027, 1034 et 3032 ...	257
Figure 105:	Évolution des contraintes au-dessus des ouvertures 1003, 1005 et 1009 ...	258
Figure 106:	Évolution des contraintes au-dessus des ouvertures 1007, 1015, 1020 et 1025 .....	259
Figure 107:	Évolution des contraintes au-dessus des ouvertures 1017, 1018, 1023, 1028 et 1029.....	260
Figure 108:	Instabilité par effet bouchon .....	263
Figure A1 :	Feuille de relevé de joints.....	284
Figure A2.1 :	Critère du « Jr ».....	286
Figure A2.2 :	Critère du « Ja ».....	287
Figure A2.3 :	Critère du « Jn ».....	288
Figure A2.4 :	Comparaison du facteur A entre Mathews et Potvin.....	289
Figure A2.5 :	Comparaison du facteur B entre Mathews et Potvin.....	290
Figure A2.6 :	Comparaison du facteur C entre Mathews et Potvin.....	292
Figure A3.1 :	Endroits cartographiés au niveau 1150 lors des campagnes de 2000 et 2005.....	295
Figure A3.2 :	Endroits cartographiés au niveau 1450 lors des campagnes de 2000 et 2005.....	296
Figure A3.3 :	Emplacement des lentilles minéralisées de la mine Niobec.....	297
Section A4.1 :	Description du forage PL-1.....	299
Section A4.2 :	Description du forage PL-2.....	301
Section A5.5 :	Enveloppe de rupture des essais triaxiaux.....	312
Section A6.1:	Histogrammes des facteurs de sécurité des blocs instables de la zone sud.....	318

Section A6.2: Histogrammes des volumes d'effondrements des blocs instables de la zone sud .....	321
Section A6.3: Histogrammes de la profondeur maximale (apex) des effondrements de blocs instables de la zone sud .....	324
Section A6.4: Histogrammes de la profondeur moyenne des blocs instables de la zone sud .....	327
Section A7.1 : Histogrammes des facteurs de sécurité des blocs instables de la zone nord .....	331
Section A7.2: Histogrammes des volumes d'effondrements des blocs instables de la zone nord .....	334
Section A7.3: Histogrammes de la profondeur maximale (apex) des effondrements de blocs instables de la zone nord .....	337
Figure A8.1 : Graphique de Laubscher .....	341
Figure A8.2 : Graphique de stabilité de Mathews (1981).....	345
Figure A8.3 : Graphique de stabilité de Potvin (1988) .....	350
Figure A8.4 : Graphique de stabilité de Nickson (1992).....	351
Figure A8.5 : Graphique de stabilité de Stewart et Forsyth (1995) .....	354
Figure A8.6 : Graphique proposé par Hadjigeorgiou (1995).....	355
Figure A8.7 : Iso contours des zones stables .....	356
Figure A8.8 : Iso contours des risques de ruptures .....	357
Figure A8.9 : Prévision des effondrements en continu .....	358
Figure A8.10 : Facteur F .....	360
Figure A8.11 : Calcul du facteur de rayon.....	362
Figure A8.12 : Facteur C pour les surfaces inclinées de moins de 70° .....	364
Figure A10.1 : Graphique de stabilité des murs est de la zone sud du troisième bloc minier .....	372
Figure A10.2 : Graphique de stabilité des murs ouest de la zone sud du troisième bloc minier .....	373
Figure A10.3 : Graphique de stabilité des murs nord de la zone sud du troisième bloc minier .....	374
Figure A10.4 : Graphique de stabilité des murs sud de la zone sud du troisième bloc minier .....	375
Figure A10.5 : Graphique de stabilité des toits sud de la zone sud du troisième bloc minier .....	376
Figure A10.6 : Graphique de stabilité des murs est de la zone nord du troisième bloc minier .....	377
Figure A10.7 : Graphique de stabilité des murs ouest de la zone nord du troisième bloc minier .....	378
Figure A10.8 : Graphique de stabilité des murs nord de la zone nord du troisième bloc minier .....	379
Figure A10.9 : Graphique de stabilité des murs sud de la zone nord du troisième bloc minier .....	380
Figure A10.10 : Graphique de stabilité des toits de la zone nord du troisième bloc minier .....	381



# CHAPITRE 1

## INTRODUCTION

### 1.1 Problématique

Depuis les trente dernières années le monde minier a subi de nombreuses transformations. Les gisements recherchés et exploités sont de plus grandes dimensions en surface ou en profondeur. Dans le cas des mines à ciel ouvert beaucoup d'ouvrages de référence et d'outils sont disponibles pour optimiser les fosses, visant à assurer la stabilité des parois tout en diminuant l'excavation de stérile. Pour les mines souterraines, la taille des excavations n'a cessé d'augmenter pour satisfaire le rythme de production qui est en constante augmentation. Toutefois, cette augmentation de productivité ainsi que la découverte de gisements de plus en plus profonds ont accentué les problèmes de stabilité qui auparavant nécessitaient moins d'analyses et se résolvaient généralement avec du soutènement supplémentaire. L'intérêt pour la mécanique des roches s'est donc accru récemment dans le domaine minier souterrain.

Suite aux divers travaux de recherche ainsi qu'à l'expérience acquise par l'industrie, une meilleure compréhension du comportement de la roche et du massif rocheux dans son ensemble permet d'augmenter la récupération de la ressource tout en diminuant les risques pour les infrastructures et les travailleurs. Effectivement, les connaissances dans divers domaines reliés à la stabilité des ouvertures souterraines sont maintenant appliquées par l'industrie. Voici quelques exemples : premièrement, les connaissances sur la fracturation de la roche et ses modes de rupture ont permis le développement de la théorie des blocs par Goodman et Shi (1985) qui est maintenant la base des logiciels d'analyse du comportement structural des massifs rocheux. Deuxièmement, plusieurs mines ont subi des événements sismiques causés par de fortes concentrations des contraintes naturelles présentes dans le massif rocheux, soit par la présence d'unités géologiques défavorables ou par des concentrations de contraintes causées par la séquence d'extraction. Par conséquent, des outils sont maintenant disponibles pour mesurer et caractériser ces épisodes sismiques de façon à mieux les gérer. Troisièmement, il est maintenant possible de modéliser et de simuler le comportement d'un massif rocheux. Il est cependant impossible de prévoir le comportement mécanique réel du massif rocheux. Toutefois, en réalisant une campagne de caractérisation géomécanique et structurale complète, à l'échelle des échantillons en laboratoire jusqu'aux essais *in situ*, tout en connaissant déjà l'orientation et la grandeur des contraintes présentes, le comportement de la roche autour des excavations peut être modélisé avec une certaine fiabilité dépendant du logiciel utilisé et du degré d'exactitude des paramètres d'entrée. Enfin, des progrès sur la connaissance de la rhéologie des divers types de remblai utilisés pour remplir les ouvertures souterraines ont permis de comprendre

leur comportement et ainsi d'utiliser le remblaiement à plus grande échelle. Tous ces outils ont permis notamment :

- 1) d'utiliser des nouvelles méthodes d'extraction qui assurent une productivité plus élevée;
- 2) de mieux positionner les infrastructures de façon à diminuer leur détérioration;
- 3) d'optimiser la récupération des réserves;
- 4) d'optimiser le soutènement afin de réduire les coûts et d'éviter la réhabilitation grâce à un soutènement primaire adéquat;
- 5) de cibler les endroits à risque et d'éviter l'exposition des travailleurs.

L'étude de stabilité qui suit a été réalisée pour « Mine Niobec ». La mine Niobec exploite un gisement souterrain de niobium à St-Honoré près de Saguenay. L'exploitation se situe entre les niveaux 300 et 1450 pieds (100 et 400 mètres). Depuis le début de l'exploitation, de nombreuses études structurales, géomécaniques et géologiques ont été réalisées. Les projets sont de poursuivre l'exploitation du gisement en profondeur, par l'exploitation de trois autres blocs miniers, pour une profondeur additionnelle de 300 mètres et de procéder à la récupération des piliers transversaux et si possible de récupérer certaines parties de piliers horizontaux séquentiellement à l'exploitation des futurs blocs miniers tout en assurant la stabilité de l'ouvrage. Bien que le massif rocheux soit de bonne qualité et que les niveaux de contraintes soient peu élevés, la taille, le nombre d'ouvertures

ainsi que les réserves font en sorte que Niobec doit s'assurer de la stabilité à long terme de ses ouvertures pour être en mesure de récupérer de façon optimale la ressource.

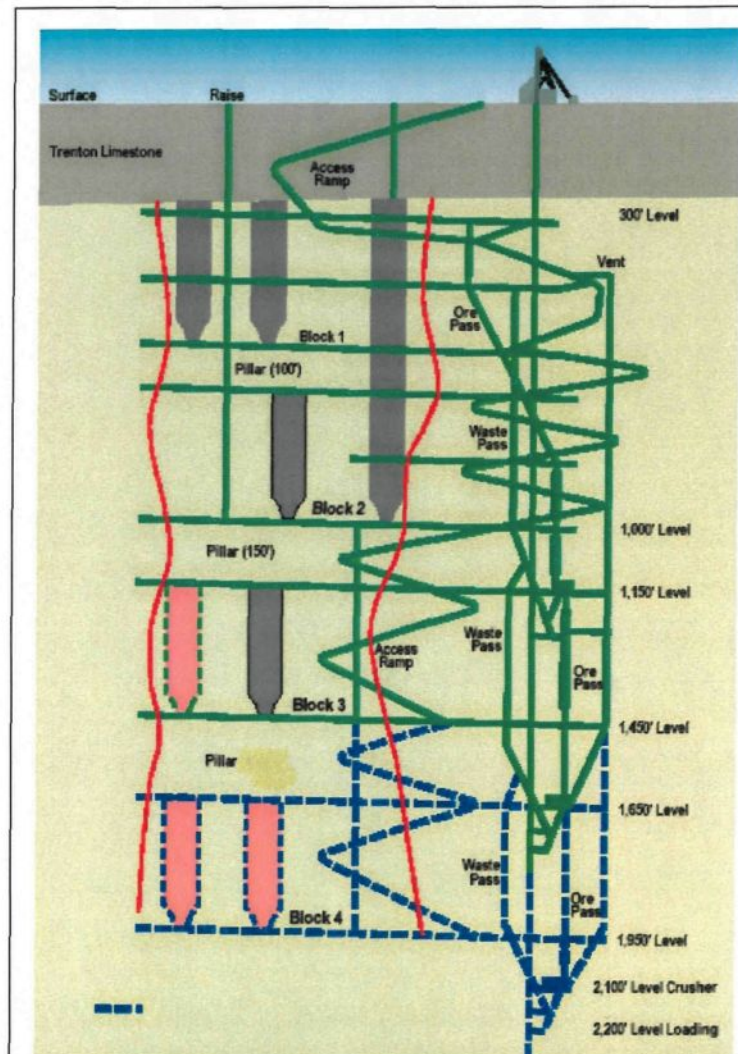


Figure 1: Vue en section schématique de la mine Niobec  
Tiré de Frenette (2001)

Les caractéristiques géologiques du massif rocheux ont été déterminées à partir des milliers de mètres de forages de définition et d'exploration qui ont été décrits, entrés dans

une base de données et intégrés au logiciel *Gemcom* (Gemcomsoftware, 2006), qui permet la détermination des différentes lentilles géologiques. Les familles des joints majeurs ont été caractérisées par des campagnes de relevés de joints (Archambault 1978 : Thivierge 1979 : Tremblay 1993 : Frenette 2001 : Lajoie 2006) et les propriétés du massif rocheux par plusieurs séries d'essais en laboratoires (Labrie 1987 : Desbiens 1997 : Corthésy 2000a). Finalement, les pressions de terrain *in-situ* furent déterminées par deux campagnes de surcarottage (Arjang 1986 : Corthésy 2000b). Frenette (2001) a présenté un mémoire de maîtrise dans lequel il a utilisé différents logiciels de modélisation numérique dont FLAC<sup>3D</sup> pour évaluer l'effet de la redistribution des contraintes et déterminer l'épaisseur optimale du pilier horizontal 3 entre le bloc 3 et le futur bloc 4. Son mémoire met en lumière les avantages de pouvoir considérer la redistribution des contraintes lors de la rupture du massif mais également les difficultés d'utilisation et parfois d'interprétation des résultats. Henning et Kaiser (2002) ont fait une étude pour évaluer les dimensions de ce même pilier horizontal. Ces deux études arrivent à la même recommandation soit une épaisseur de pilier horizontal de 150 pieds (46 mètres). Toutefois, aucune de ces deux études n'est complète et tient compte des comportements des ouvertures observées au bloc d'exploitation 3. Enfin, bien que des relâchements de contraintes et des effondrements majeurs aient été observés et mentionnés dans le rapport de Henning et Kaiser (2003) dans le cas où les chantiers se trouvent près des contacts entre la syénite bréchique et la carbonatite, aucune mesure particulière lors du design n'a encore été entreprise pour éviter de tels événements.



Peu d'ouvrages de référence complets sont disponibles pour analyser la stabilité du pilier horizontal 3 entre le bloc 3 et le futur bloc 4, en vue d'assurer la stabilité des ouvertures au-dessus et en dessous. Les ouvrages disponibles ne traitent, en général que d'une partie du problème de stabilité des ouvertures souterraines. Hoek et Brown (1980) concentrent leurs informations sur la stabilité des ouvrages souterrains de génie civil en abordant des sujets généraux tels que : l'analyse des pressions de terrain au pourtour d'ouvertures de diverses formes géométriques, les mécanismes d'instabilité des tunnels, les critères de rupture du massif rocheux soumis à un niveau de contraintes, etc.. Goodman et Shi (1985) ont proposé la théorie des blocs qui permet de faire une analyse structurale à partir de projections stéréographiques sur les surfaces des ouvertures. Brady et Brown (1985) ont établi un lien entre les divers modes d'instabilité souterraine et les méthodes d'exploitation. Généralement, les mécanismes de rupture sont souvent analysés en fonction de la profondeur. Près de la surface, les modes de rupture sont surtout d'ordre structural tandis qu'en profondeur la résistance de la roche est souvent atteinte et elle se rupture. Toutefois, il n'y a pas de profondeur définie où les effondrements cessent d'être causés par les structures géologiques et même en profondeur les structures peuvent jouer un rôle déterminant dans un effondrement. Donc, peu importe la profondeur il faut considérer ces deux modes de rupture. Mathews et al. (1980) ont développé une méthode empirique permettant d'analyser le comportement des surfaces des cinq faces d'une ouverture souterraine par rétro-analyse en incorporant, dans une même formulation, les effets des contraintes et des structures. Cette méthode, bien que facile à utiliser, sera combinée à d'autres approches dans le cas du présent travail.

## 1.2 Objectifs de l'étude

L'objectif général de la recherche est de développer une méthode d'analyse de stabilité du pilier de niveau entre les blocs d'exploitation III et IV pour la mine Niobec.

### 1.2.1 Objectifs spécifiques

Les objectifs spécifiques sont :

- Caractériser le pilier du point de vue géotechnique et structural entre les blocs d'exploitation III et IV ;
- Faire une analyse des divers modes d'instabilité du pilier et des ouvertures au-dessus et au-dessous de ce pilier ;
- Optimiser l'épaisseur du pilier entre les blocs d'exploitation III et IV ;
- Orienter et dimensionner les ouvertures pour assurer la stabilité à long terme ;
- Déterminer une séquence de minage adéquate pour minimiser l'impact des contraintes sur les futures excavations ;
- Proposer des méthodes de support et un suivi à court et à long terme au pourtour des ouvrages.

### 1.3 Méthodologie

Pour que l'analyse de stabilité soit valable, les valeurs assignées aux différents paramètres des logiciels qui seront utilisés doivent être représentatives du massif rocheux de la mine Niobec. Dans cette optique, il a été nécessaire de faire une revue des différentes campagnes de caractérisation du massif et de recueillir des nouvelles données qui serviront à déterminer si les propriétés sont constantes en profondeur de façon à produire un modèle représentatif du massif rocheux lors des différentes analyses.

Voici les grandes étapes de ce projet avec une brève description. Elles seront reprises en détail dans les chapitres qui suivent.

#### 1) Définir le contexte géologique de la mine Niobec ;

Cette partie sert à introduire la mine Niobec. Elle identifie sa situation géographique, son contexte géologique, la méthode d'exploitation et les différentes lithologies présentes dans le gisement.

#### 2) Caractériser le massif rocheux du point de vue structural et géotechnique ;

Comme la mine Niobec est en opération depuis plus de 30 ans, de nombreuses campagnes de relevés structuraux et d'essais en laboratoire ont eu lieu. La première

étape est donc de faire une revue des résultats de ces différentes campagnes. Pour ce qui est de la cartographie structurale aucun relevé de discontinuités n'a été planifié pour cette étude en raison du manque de galeries dans les nouveaux blocs d'exploitations en plus de la circulation intense causée par le développement de celles-ci. Toutefois, Frenette (2001) et Lajoie (2006) ont recueilli suffisamment de données au troisième bloc d'exploitation pour avoir une bonne représentation de la fracturation. Dans le cadre de ce projet, une campagne d'essais en laboratoire a été planifiée. Le but de cette campagne est de déterminer si les propriétés géotechniques du massif rocheux au quatrième bloc sont les mêmes que celles obtenues lors d'essais sur des échantillons des blocs supérieurs.

3) Déterminer les pressions de terrain à l'intérieur du massif ;

Deux campagnes de mesure de pression de terrain ont été réalisées par le passé. Les résultats de ces deux campagnes ont été analysés et intégrés à un logiciel de simulation numérique. Pour ce projet, aucune campagne de mesure de pression de terrain n'a été planifiée en raison des coûts élevés d'une telle campagne pour le peu d'information additionnelle qu'elle aurait procuré.

4) Faire une analyse des divers modes d'instabilité des ouvertures adjacentes au pilier de niveau ;

Cette section comporte une analyse structurale effectuée avec le logiciel *Unwedge* commercialisé par la compagnie Rocscience (2006). Des ouvertures de différentes dimensions et orientations sont modélisées pour évaluer leur stabilité. La deuxième partie consiste à présenter la base de données des rétro-analyses des ouvertures exploitées par le passé. Des corrélations entre différents paramètres sont établies et elles peuvent être appliquées à la prévision de la stabilité des futures excavations. Enfin, divers modes d'instabilité sont analysés pour les futures excavations.

- 5) Faire une analyse de stabilité du pilier de niveau pour des ouvertures de dimensions variables ;

Cette section s'applique particulièrement au pilier horizontal entre les blocs d'exploitation 3 et 4. Une étude sur le niveau de contraintes ainsi que sur la variation de celles-ci à travers le pilier est effectuée à l'aide du logiciel de simulation numérique *Map3D* commercialisé par Mine Modelling Pty Ltd. (2005) en fonction de la nouvelle méthode d'exploitation choisie par Niobec. Enfin, divers modes d'instabilité telles que l'effet bouchon et l'extension en dôme sont traités.

- 6) Proposer des méthodes de support et un plan de surveillance à long terme des infrastructures.

Des méthodes de support sont proposées pour les ouvertures, les galeries et pour le pilier horizontal. Enfin, les grandes lignes d'un projet de surveillance du pilier horizontal sont discutées. Il s'agit d'une étape non négligeable compte tenu de la longue durée de vie de la mine et des dimensions des chantiers vides des trois premiers blocs qui ne seront, pour la plupart, jamais remblayés.

## **PARTIE 1**

### **CARACTÉRISATION DU MASSIF ROCHEUX SOUS LE NIVEAU 1000**

## CHAPITRE 2

### CONTEXTE GÉOLOGIQUE ET DESCRIPTION DE LA MINE NIOBEC

#### 2.1 Situation géographique et contexte géologique régional de la mine

La mine Niobec est située dans la municipalité de Saint-Honoré à 13 km au nord de la ville de Saguenay. La géologie de cette région (figure 2) est composée en majeure partie de roches granitiques, gneissiques et anorthositiques d'âge Précambrien moyen. L'intrusion au Précambrien tardif de la carbonatite où se situe la mine est recouverte par une couche de calcaire appartenant au groupe de Trenton. Le dépôt de ce calcaire a été causé par une transgression marine survenue à l'Ordovicien suite à une période d'érosion qui a dénudé la carbonatite après sa mise en place.



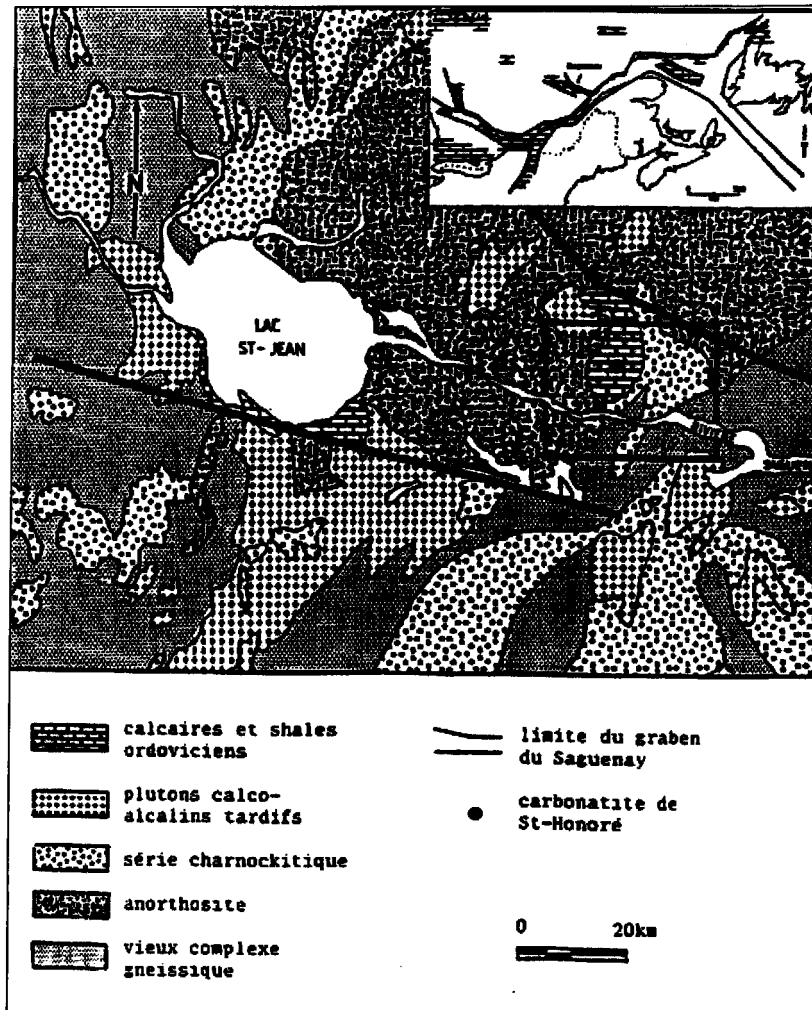


Figure 2: Carte géologique de la région du Saguenay Lac-St-Jean  
Tirée de Tremblay (1993)

## 2.2 Contexte local de la mine Niobec

Le complexe alcalin de Saint-Honoré a une forme circulaire d'environ 25 km<sup>2</sup>. L'intrusion est complètement recouverte par une unité de calcaire qui a une épaisseur moyenne de 75 mètres. Le cœur de cette intrusion est composé de carbonatite et de syénite.

La carbonatite peut avoir une composition soit dolomitique, soit calcitique. Sa granulométrie varie de fine à grossière. Elle peut montrer une texture bréchifiée ou foliée avec une concentration en minéraux accessoires (magnétite, biotite, apatite, chlorite, pyrite, pyrochlore, etc.) variable. Son degré d'altération en hématite varie aussi. La syénite quant à elle peut être massive à bréchique, altérée ou non. Un système de classification a été élaboré en fonction de la composition, de la granulométrie et de la teneur en minéraux accessoires (voir section 2.4).

Le gisement de la mine Niobec est formé de plusieurs lentilles concentriques de carbonatite de composition dolomitique à calcitique de l'intérieur vers l'extérieur. La syénite entoure le gisement. Le gisement commence sous le calcaire du Groupe de Trenton à une profondeur moyenne de 75 mètres et sa profondeur finale est encore inconnue.

Une séquence d'évènements a été proposée par Thivierge et al. (1983) pour reconstituer la mise en place de l'intrusion, laquelle a eu lieu à la toute fin du Précambrien. Une série de fractures sub-horizontales s'est développée sous la force des poussées de magma et de la contraction thermique. Au même moment les fluides hydrothermaux circulaient empruntant les fractures et ont contribué à minéraliser la carbonatite. Ces mêmes fluides ainsi que ceux reliés à la transgression Ordovicienne ont aussi contribué à dissoudre la carbonatite pour y produire des cavernes karstiques. Les fluides ont aussi eu comme impact de créer une altération hématitique dans la carbonatite, en particulier autour des zones fracturées. L'altération est aussi visible dans la syénite. Les fragments de syénite

sont altérés en chlorite à différents degrés. Finalement, une dernière phase minéralisante, de basse température, s'est produite suite à la formation du graben du Saguenay après l'Ordovicien.

## 2.3 Description du massif rocheux de la mine Niobec

Le massif rocheux de Niobec est généralement de très bonne qualité. Du point de vue géotechnique, il se divise en trois unités soit la carbonatite, la carbonatite bréchique (ou syénite bréchique) et la syénite. La carbonatite est une roche compétente. La foliation qui y est souvent présente n'a pas d'influence sur la résistance puisqu'il ne s'agit que d'un alignement de minéraux accessoires (biotite, magnétite, apatite et pyrochlore). L'abondance de ces minéraux varie de 1% à 10%. La carbonatite bréchique est composée dans une proportion de 15% à 90% de fragments de syénite. Ces fragments, de quelques centimètres à une dizaine de mètres en grosseur, peuvent être altérés totalement ou partiellement en chlorite. Cette unité est donc moins résistante à cause de sa composition. Finalement, dans les bandes de syénite la résistance varie avec le degré d'altération. Le tableau 1 donne la codification utilisée à la mine Niobec pour identifier chacune des lithologies, ainsi qu'une brève description de chacun des codes.

Tableau 1: Code géologique employé à la mine Niobec

Code Géologique	Description
C3C	Carbonatite calcitique. Contient généralement peu de minéraux accessoires.
C3N	Carbonatite dolomitique à grain fin généralement de couleur rouge vin foncée. Contient généralement très peu de minéraux accessoires. Sa couleur rouge provient de l'altération en hématite.
C3NA	Carbonatite dolomitique à grain fin. Présence de biotite et d'apatite en concentration variable (généralement de 1 à 10%). Présence de moins de 5% de magnétite. Unité généralement foliée.
C3NB	Carbonatite dolomitique à grain fin. Présence de biotite et d'apatite en concentration variable (généralement de 1 à 10%). Présence de plus de 5% de magnétite. Unité généralement foliée.
C5 et C5bio	C5: Carbonatite dolomitique à grain moyen ou grossier sans minéraux accessoires.
	C5bio: Carbonatite dolomitique à grain moyen ou grossier contenant plus de 10% de biotite. Les grains de biotite peuvent avoir une grosseur de quelques cm.
C3A	Carbonatite dolomitique à grain moyen. Présence de biotite et d'apatite en concentration variable (généralement de 1 à 10%). Présence de moins de 5% de magnétite. Unité généralement foliée.
C3B	Carbonatite dolomitique à grain moyen. Présence de biotite et d'apatite en concentration variable (généralement de 1 à 10%). Présence de plus de 5% de magnétite. Unité généralement foliée.
Sy	Bande de syénite non altérée de couleur rose ou grise.
Sa	Bande de syénite altérée en chlorite dans des proportions allant de 10 à 100%. Dans le cas où elle est altérée à 100% le code CH est employé.

Les codes utilisés pour la syénite bréchique sont ceux de la carbonatite auxquels on ajoute le préfixe « S » lorsque les fragments de syénite sont présents à plus de 50%. On ajoute le suffixe « S » lorsqu'ils sont présents à moins de 50%.

## 2.4 Méthode d'exploitation

### 2.4.1 Méthode par chantier ouvert

La minéralisation de faible teneur est très continue. La méthode d'exploitation choisie est celle appelée « *Blasthole retreat* » (Potvin, 1988). Cette méthode permet l'exploitation de gros volumes de roche à de faible coût (figure 3). La mine Niobec est en exploitation depuis maintenant 30 ans. La mine se divise en blocs d'exploitation de 300 pieds (92 mètres) de hauteur (figure 4). Les premiers 300 pieds (92 mètres) sont constitués principalement de calcaire de la formation de Trenton qui est stérile. Le premier niveau de la mine est situé à une profondeur de 300 pieds (92 mètres). Ce niveau sert au développement des chantiers. Une fois l'emplacement du chantier déterminé, des galeries de développement sont foncées et un premier forage vertical est réalisé jusqu'au niveau du soutirage soit 300 pieds (92 mètres) plus bas (niveau 600). En même temps, le développement des galeries de soutirage est réalisé sur le niveau de production (niveau 600). Par la suite, les trous de forages sont chargés d'explosifs puis le sautage du chantier se fait en séquence. Lorsqu'il y a une ouverture créée sur toute la hauteur du chantier (monterie de dynamitage) des dynamitages de masse peuvent être réalisés. La dimension usuelle des ouvertures de la mine Niobec est de 82 pieds de large (26 mètres) par 150 pieds de longueur (46 mètres) et 300 pieds de hauteur (92 mètres). Ces ouvertures sont généralement créées en trois sautages (sans compter les sautages de la monterie). La longueur des chantiers est variable selon l'étendue de la minéralisation. Elle varie entre 150

pieds (46 mètres) et 800 pieds (244 mètres). Jusqu'à présent, aucun remblai ni aucune forme de soutènement pour stabiliser les chantiers n'ont été utilisés. Pour assurer la stabilité de la mine, des piliers verticaux et horizontaux sont laissés en place de façon permanente ou temporaire. L'exploitation se fait présentement sur trois blocs (voir figure 4) soit les chantiers entre les niveaux 300 et 600 pieds (bloc 1), ceux entre les niveaux 700 et 1000 pieds (bloc 2) et ceux entre les niveaux 1150 et 1450 pieds (bloc 3). Un pilier de 100 pieds (31 mètres) a été laissé entre les blocs 1 et 2 et un autre de 150 pieds (46 mètres) entre les blocs 2 et 3 (Frenette, 2001 et Henning et Kaiser, 2002). L'exploitation des blocs 1 et 2 est presque complétée. Les réserves dans ces blocs devront faire l'objet d'études géomécaniques approfondies pour éviter des effondrements qui mettraient en péril la stabilité de grandes zones de la mine.

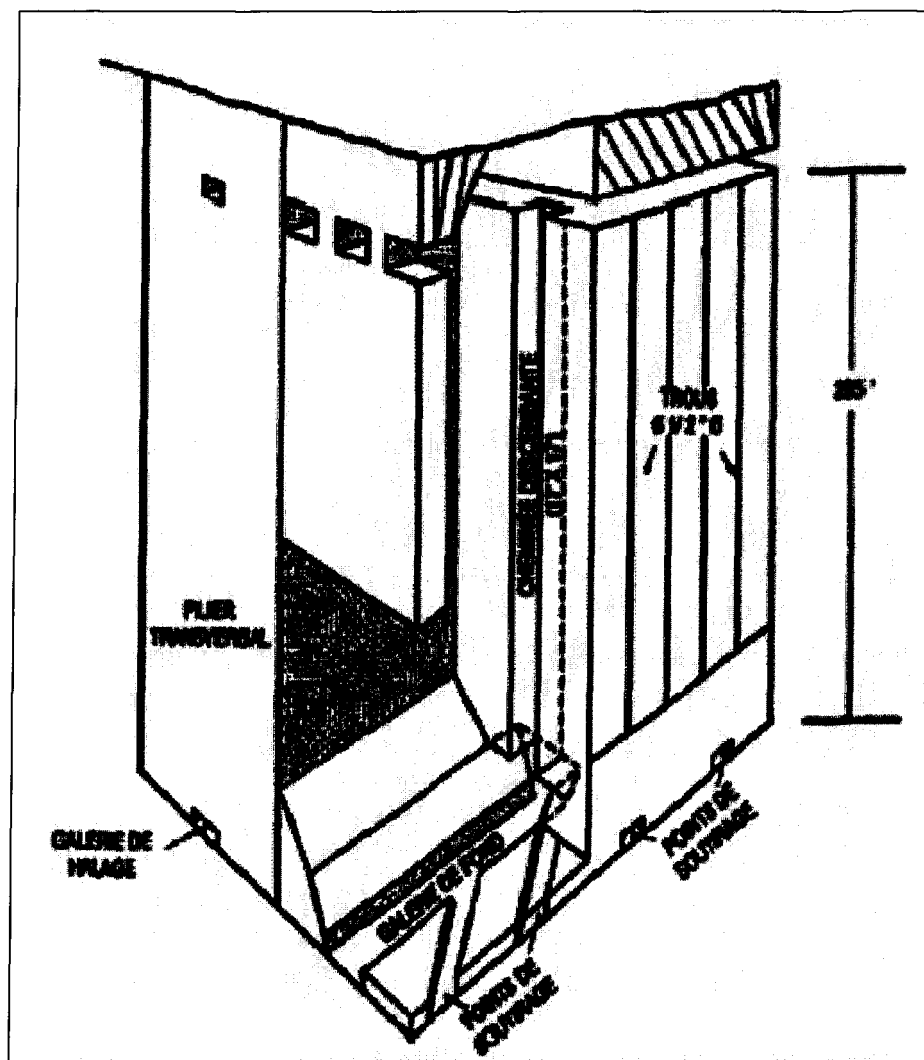


Figure 3: Méthode de minage de la mine Niobec  
Tirée de Potvin (1988)

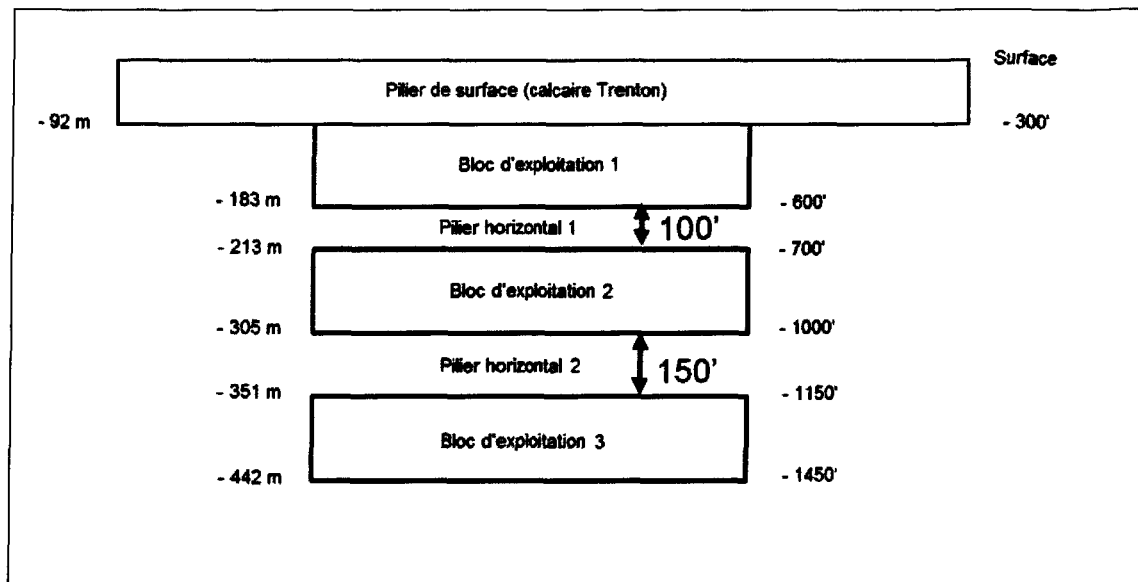


Figure 4: Vue en section schématique de la mine Niobec

Suite à une campagne de forage d'exploration et de définition de la ressource, il s'est avéré que le gisement montre une continuité en profondeur. Deux méthodes d'exploitation ont été envisagées par « Mine Niobec ». La première consiste à continuer d'exploiter le gisement de la même façon, c'est-à-dire une méthode par chantiers ouverts positionnés en fonction des teneurs les plus élevées et en laissant des piliers horizontaux et verticaux entre ces ouvertures. L'avantage principal de cette méthode est son faible coût. Toutefois, un grand volume de minerai ne pourra jamais être récupéré puisque beaucoup de piliers devront être préservés pour assurer la stabilité structurale de la mine. La seconde option consiste à remplir les ouvertures créées avec du remblai. En utilisant le remblai, il n'est plus nécessaire de laisser des piliers horizontaux et des piliers verticaux entre chaque chantier. Cette méthode, bien qu'elle soit plus coûteuse, permet une plus grande récupération des réserves.



#### 2.4.2 Méthode primaire-primaire avec chantiers remblayés

La méthode choisie à la mine Niobec pour son expansion en profondeur est celle par séquence primaire-primaire en pyramide avec chantiers remblayés (*Pyramidal pillarless mining*), décrite dans Hustrulid et Bullock (2001). Voici les principes de la nouvelle méthode de minage appliqués à la situation de la mine Niobec.

Avec la venue du remblai, aucun pilier horizontal ne sera laissé en place entre les nouveaux blocs d'exploitation contrairement à ce qui s'est fait dans le passé. La figure 5 montre une section schématique de la partie inférieure de la mine avec les blocs d'exploitation 4 à 6.

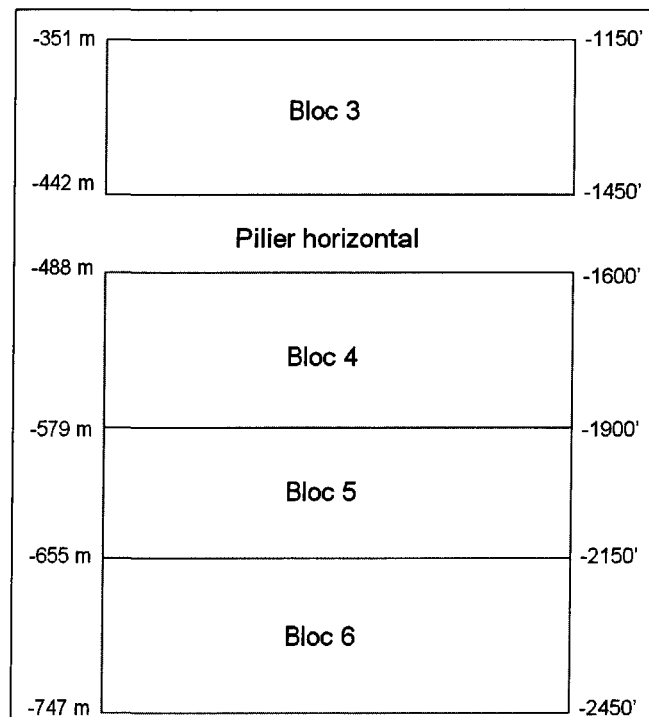


Figure 5: Vue en section schématique de la mine avec la méthode de minage par remblai

Les blocs d'exploitation 4, 5 et 6 auront respectivement une hauteur de 300, 250 et 300 pieds (92, 76 et 92 mètres). L'interprétation préliminaire des forages d'exploration montre une minéralisation continue sur les trois blocs et concentrée dans 7 secteurs. La figure 6 montre une vue en plan des blocs d'exploitation 4, 5 et 6 avec les ressources et les réserves estimées en date de décembre 2008. Les années 2009 et 2010 permettront de définir les secteurs qui sont géographiquement plus près des installations (rampe et puits) soit les secteurs 000 à 300, et de continuer l'exploration des secteurs les plus éloignés (secteurs 400 à 600).

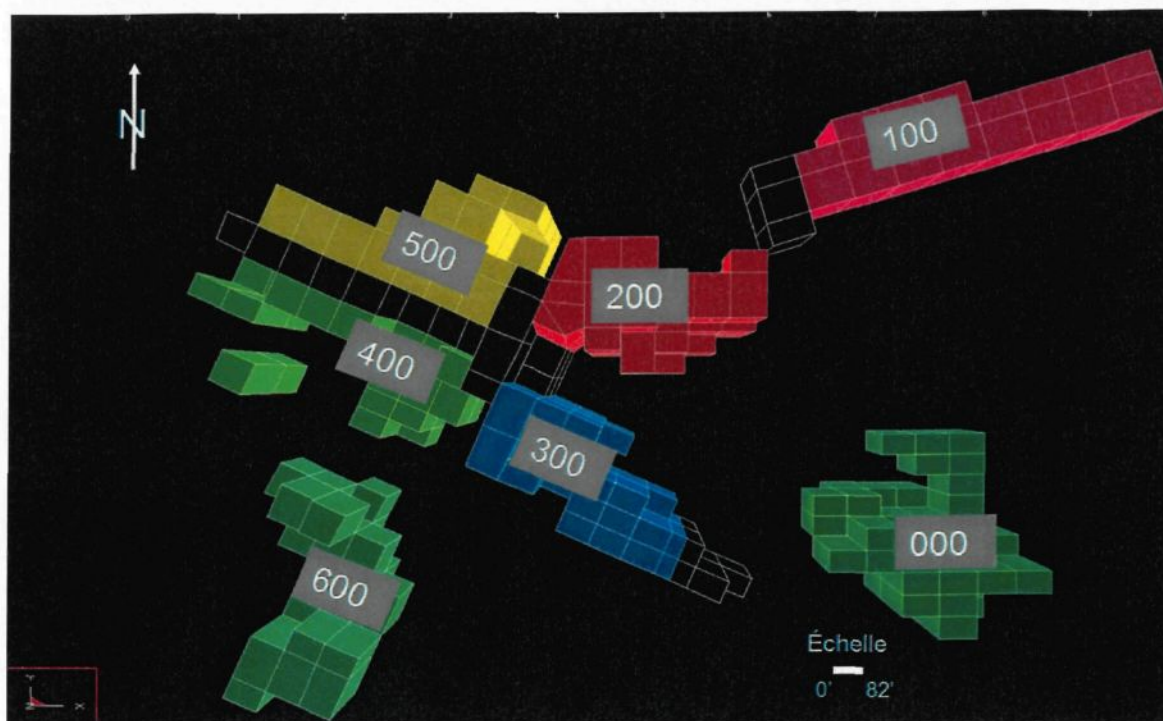


Figure 6: Vue en plan des blocs d'exploitation 4, 5 et 6

Les secteurs numérotés de 200 à 500 sont séparés par un pilier en forme de croix sur les 3 blocs. Ce pilier a été proposé pour aider à la stabilité générale de la mine puisqu'au troisième bloc minier le taux d'extraction de ce secteur est très élevé. L'étude qui suit démontrera l'efficacité de ce pilier pour assurer un appui au pilier horizontal entre les blocs 3 et 4, et par le fait même pour assurer la stabilité globale de la mine. De plus, en isolant ces secteurs la mine pourra bénéficier d'une plus grande souplesse dans la séquence de minage en ayant plus de place de travail.

Le projet d'expansion en profondeur de la mine Niobec permet d'augmenter de façon considérable les réserves et les ressources. En date de décembre 2008, les ressources

pour les nouveaux blocs miniers (bloc 4 à 6) s'élevaient à 38 millions de tonnes et le gisement n'est toujours pas fermé en profondeur. D'ici l'année 2010 la production souterraine devrait atteindre 260 tonnes/heure (6240 tonnes/jour) soit une production annuelle de 2,2 millions de tonnes de minerai. Ceci donne une durée de vie à la mine d'environ 20 ans sans compter les réserves restantes aux blocs 1 à 3. Donc, en prenant en considération la durée de vie de la mine et la quantité de minerai disponible il est très important de s'assurer d'avoir une séquence de minage qui prenne en considération la mécanique des roches en plus des objectifs de production pour éviter de perdre des réserves suite à une mauvaise exploitation du gisement.

La séquence d'exploitation choisie par l'équipe d'ingénierie de Niobec est une séquence en pyramide sans pilier pour chacun des secteurs (voir figure 7).

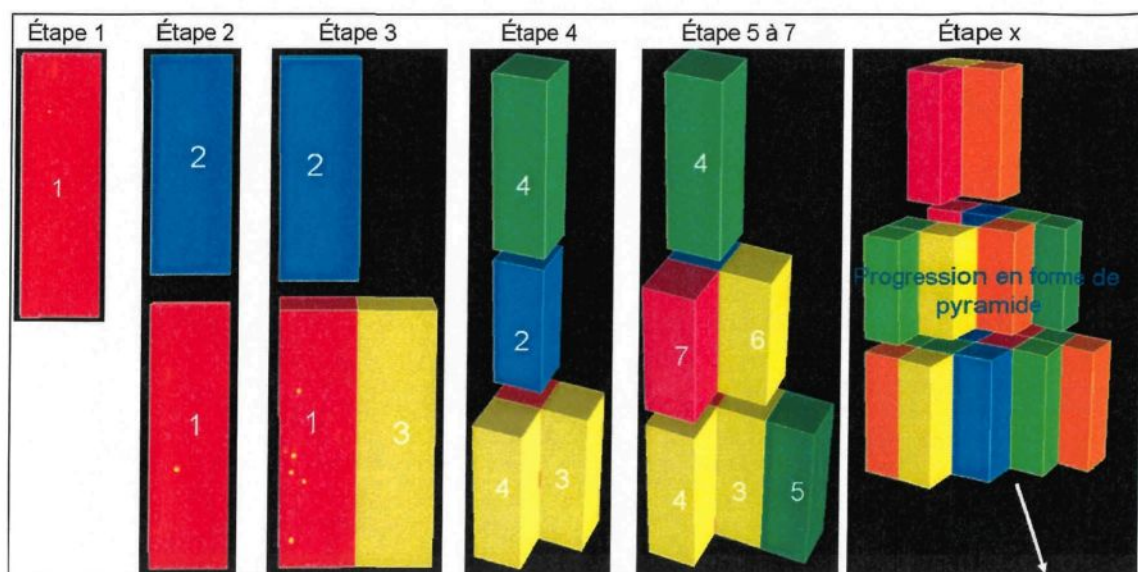


Figure 7: Séquence en pyramide sans pilier

Le principe est de commencer à la base du gisement soit à partir du bloc 6. Par la suite, on monte vers les blocs 4 et 5 tout en avançant à l'horizontale sur les blocs inférieurs. Le bloc 6 sera en avance par rapport aux autres blocs miniers. Comme le montre l'étape x de la figure 7, la séquence crée une pyramide avec les excavations plus étendues à la base. Cette stratégie de minage a pour but de diriger les contraintes en aval de la séquence de minage et ainsi favoriser les relâchements de contraintes vers les futurs chantiers où les risques pour le personnel sont minimisés. Il s'agit de diriger les contraintes vers l'extérieur du gisement là où elles ne causeront pas de dommage aux installations permanentes (puits, cheminées de ventilation, cheminées à minerai). Contrairement à beaucoup d'autres mines la méthode primaire-secondaire n'a pas été retenue pour Niobec pour des raisons d'ordre géomécanique. Tout d'abord, les secteurs ne sont pas des lentilles de faible épaisseur, mais plutôt des lentilles ayant de 3 à 7 chantiers d'épais (240 à 560 pieds). Ensuite, la résistance de la roche n'est pas très élevée. Elle atteint une moyenne de 100 MPa lors d'essai en compression uniaxiale en laboratoire. De plus, la présence d'une lithologie très défavorable à la stabilité des ouvertures dans beaucoup de secteurs de la mine pourrait rendre difficile la récupération des piliers. Enfin, compte tenu de la durée de l'exploitation cette méthode permet de conserver un contrôle en mécanique des roches et d'éviter d'avoir à retourner chercher les piliers (chantiers secondaires) qui sont souvent en post-rupture, donc fracturés, instables et dont les galeries d'accès nécessitent une forte réhabilitation. Toutefois, la méthode primaire-secondaire pourrait être tentée pour le secteur au nord-est de la mine (secteur 100 sur la figure 6), compte tenu de la faible épaisseur de cette lentille. Le principal inconvénient de la séquence en pyramide est une plus faible capacité de

production comparativement à la méthode primaire-secondaire. Avec la méthode en pyramide les réserves, même abondantes, devront être minées dans un ordre préétabli au départ. Même si un chantier est prêt à être miné, il faudra attendre que le remblayage de ceux qui l'entourent soit terminé et respecter les règles concernant le forage et le dynamitage des ouvertures entourant les chantiers en période de cure ou ceux qui sont en remplissage.

L'étude qui suit permet de déterminer la taille des ouvertures envisagées. Les figures 8 à 10 montrent des vues en plan, en sections transversale et longitudinale de l'aspect futur d'une série d'ouvertures dans un secteur de l'expansion. Les chantiers auront une dimension de 50 x 80 x 300 pieds (15 x 25 x 92 mètres) pour les blocs 4 et 6 et 50x80x250 pieds pour le bloc 5. Le bloc 5 est inférieur de 50 pieds (15 mètres) de haut comparativement au deux autres puisque le choix de la méthode par remblai n'était pas encore définitif lors du début des travaux de l'expansion. De plus, advenant une baisse du prix du Niobium, il sera possible de revenir à une méthode d'exploitation par chantier ouvert. Le bloc 5 servira alors de pilier horizontal entre les blocs 4 et 6.

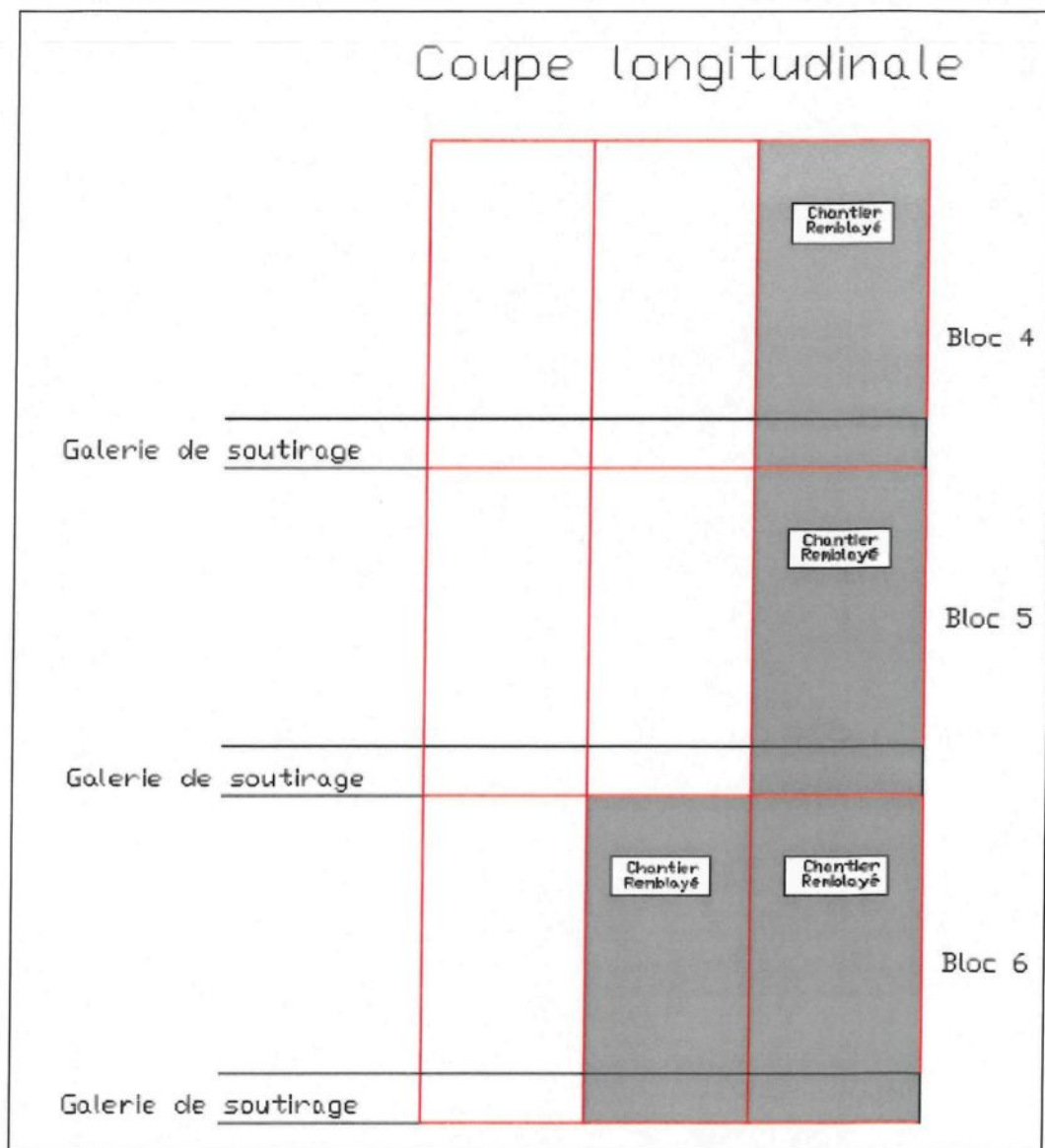


Figure 8: Coupe longitudinale d'une série de chantiers de l'expansion



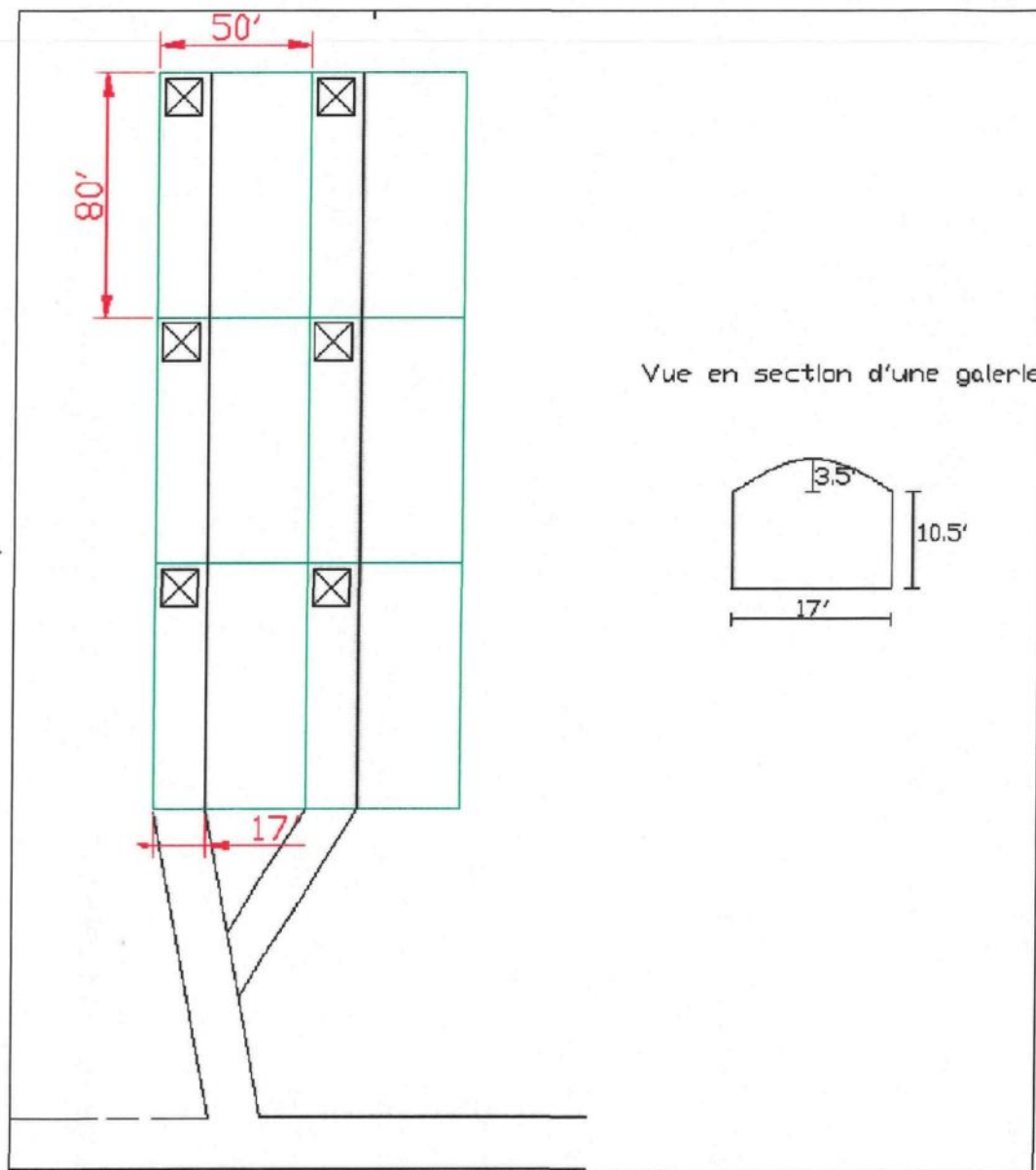


Figure 9: Vue en plan d'une série de chantiers de l'expansion



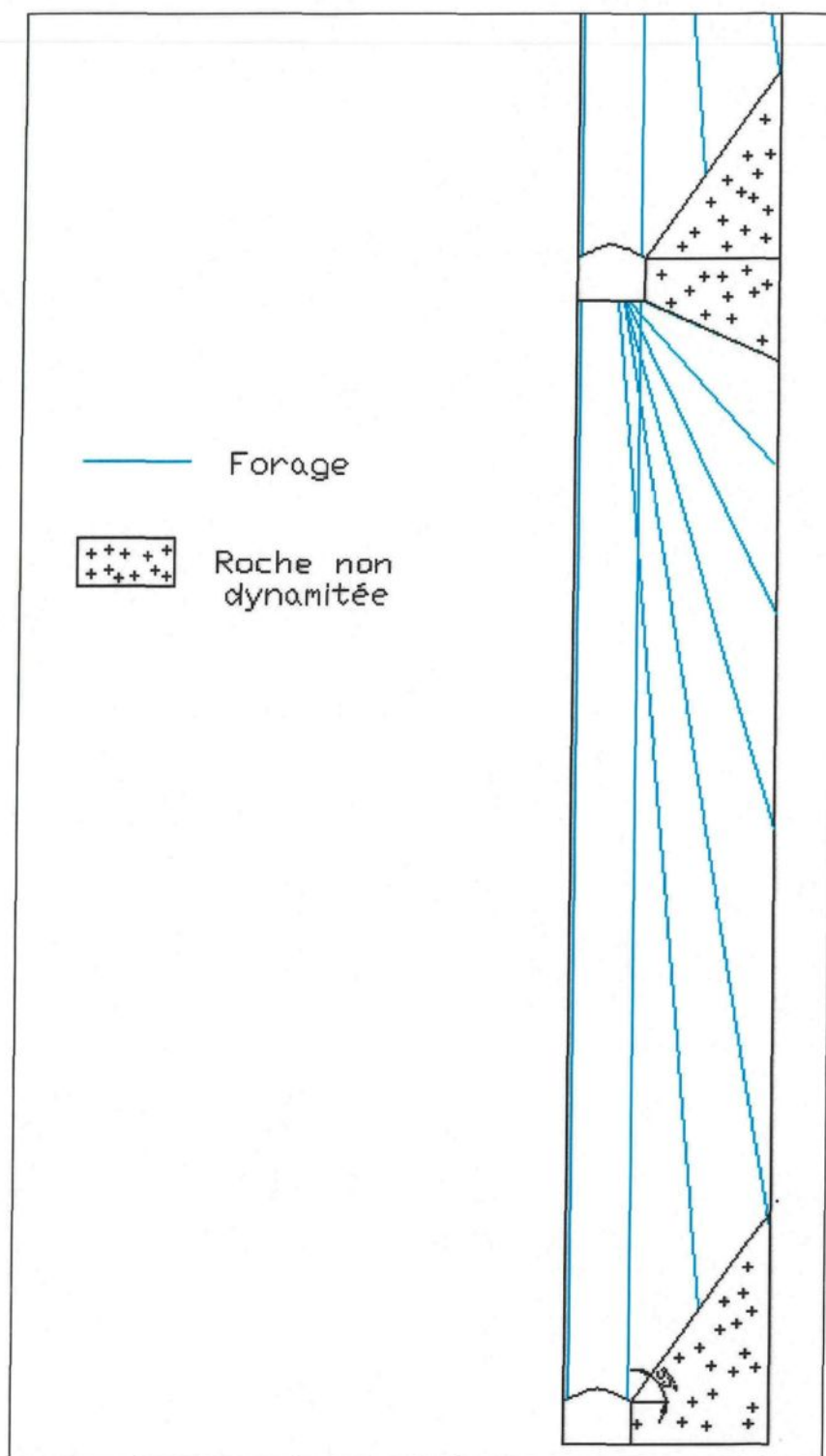


Figure 10: Coupe transversale d'un chantier type de l'expansion

L'entrée en production de ces chantiers devrait débuter au cours de l'année 2010. Pour satisfaire les objectifs de production 28 chantiers par année devront être minés. Toutefois, une simulation dans le temps de l'évolution de la séquence en prenant en considération les temps de forage, de soutirage et de remblayage a permis de déterminer qu'avec les sept secteurs en opération le maximum de chantiers exploitables par année devrait se situer entre 22 et 25. Pour palier le manque de minerai la mine prévoit continuer d'exploiter les réserves des blocs 1 à 3 dans une proportion de 20% du tonnage annuel. Enfin, un point intéressant qui donnera de la souplesse à la séquence de minage et qui ajoutera encore des réserves à la mine est que les nouvelles installations de remblayage permettront de remblayer les ouvertures du bloc 3. Donc des chantiers problématiques pourront être remplis et d'autres pourront être minés à proximité dans les zones les plus riches.

## CHAPITRE 3

# CARACTÉRISATION STRUCTURALE DU MASSIF DE CARBONATITE

Depuis la mise en production du gisement de la mine Niobec de nombreuses campagnes de cartographie ont été réalisées. Le but premier de ces campagnes était de caractériser structuralement le massif rocheux afin d'étudier les combinaisons de joints défavorables à la stabilité des ouvertures. Pour cette étude, un relevé des discontinuités structurales a été réalisé lors de l'été 2005. Les données recueillies proviennent exclusivement du troisième bloc minier soit des niveaux 1150 et 1450. À ces données seront ajoutés celles recueillies par Frenette (2001). Par conséquent l'ensemble du troisième bloc minier est couvert, ce qui permet une analyse plus complète.

### 3.1 Explication de la méthode de cartographie utilisée

La méthode de cartographie utilisée pour ce projet est celle des levés sur paroi. Des endroits ont d'abord été ciblés. Selon l'accessibilité ou la visibilité, un des murs de la galerie a été choisi. Par la suite, une cartographie systématique de toutes les discontinuités

majeures a été faite. Les discontinuités incluent les joints, les fractures et les failles présents dans la carbonatite. Pour être qualifiée de majeure, une discontinuité doit avoir une longueur supérieure ou égale à 5 pieds (1.5 mètres). Seules ces discontinuités ont été cartographiées puisque, compte tenu de la taille imposante des ouvertures, ce sont celles qui ont une influence sur la stabilité des chantiers et des piliers et par conséquent de la mine. Un repère géographique au début de chaque levé permet de localiser chacune des fractures relevées sur la paroi. Ces repères sont soit des étiquettes d'arpentages, soit le début ou un changement de direction d'une galerie. Pour minimiser le biais causé par l'orientation des murs, les levés ont été réalisés autant sur des parois de direction nord-sud qu'est-ouest. La plupart des parois utilisées mesurent entre 30 à 150 pieds (9 à 46 mètres) de longueur. Une boussole de type « Brunton » fut utilisée pour mesurer l'orientation des discontinuités (direction et pendage). La direction considérée pour un plan est celle pour laquelle le pendage est vers la droite. Il est aussi très important de noter que la déclinaison utilisée est en fonction du Nord de la mine, lequel est fixé de façon semi-arbitraire et non pas le Nord géographique ou le Nord magnétique. Il s'agit d'une déclinaison de 53 degrés vers l'ouest par rapport au Nord géographique.

Voici les caractéristiques des discontinuités notées dans un journal d'observations (annexe 1) :

- 1) L'orientation de la paroi permet de noter la direction du mur comme celle des discontinuités.

- 2) La colonne « Nb » est utilisée lorsque plusieurs joints ayant la même orientation et les mêmes caractéristiques sont répertoriés sur une même traverse.
- 3) La colonne « Distance » permet de positionner les joints le long d'une paroi. La distance est notée en pieds et en dixièmes de pied.
- 4) La colonne « Espac » est utilisée lorsque qu'il y a un nombre dans la colonne « Nb ». Il s'agit de l'espacement apparent le long de la traverse entre les joints de même orientation et mêmes caractéristiques. L'espacement est aussi noté en pieds et en dixièmes de pied.
- 5) La valeur de la colonne « Jr » (indice de rugosité de la surface de la discontinuité) est obtenue à l'aide des observations faites sur le joint et codifiées selon la valeur prise dans le tableau 5.10 de la page 237 du livre de Bouchard (1991) (voir annexe 2).
- 6) La valeur de la colonne « Ja » (indice de la qualité des épontes de la discontinuité) est obtenue à l'aide d'observations sur le terrain et codifiées selon le tableau 4.6 des pages 41 et 42 du livre de Hoek et al. (1980) (voir annexe 2).
- 7) La colonne « Cont » sert à donner la longueur visible du joint cartographié. La continuité est notée en pieds et en dixièmes de pied.
- 8) La colonne « Eau » sert à définir s'il y a ou non de l'eau dans le joint.
- 9) La colonne « Term » sert à déterminer le type de terminaison du joint. La cote « 0 » sera donnée si on ne voit aucune des extrémités du joint, « 1 » si on voit une de ses extrémités et « 2 » si les deux bouts du joint sont visibles.

- 10) Dans la colonne « Remplissage » le type de matériel présent à l'intérieur de la fracture est noté. L'épaisseur du remplissage et/ou de l'ouverture est notée en cm et en m.
- 11) La colonne « Géologie » sert à noter le type de lithologie rencontrée.
- 12) La colonne « Commentaires » sert à noter des commentaires personnels qui serviront à identifier les fractures ou à noter la présence de caractéristiques importantes et inhabituelles.

La valeur de « Ja » est reliée à la qualité des épontes d'un joint, de son ouverture et de son remplissage. Plus la valeur est élevée plus le joint risque d'être instable. La valeur de « Jr » sert à quantifier la rugosité des épontes d'un joint et sa forme. Donc, plus la surface d'un joint est rugueuse et moins elle est plane, plus la valeur de « Jr » est élevée. Les figures A2.1 à A2.3 de l'annexe 2 montrent comment déterminer la valeur de chacun des paramètres.

La campagne réalisée à l'été 2000 (Frenette 2001) s'est déroulée de façon légèrement différente. En effet, la méthode de cartographie utilisée était celle de la ligne. Elle consiste à tracer une ligne à une certaine hauteur du sol et seules les discontinuités qui recoupent cette ligne sont mesurées. De plus, lors de cette étude toutes les fractures ont été notées peu importe leur longueur. Toutefois, un fichier fut créé avec seulement les fractures de plus de 5 pieds de longueur. Dans ce cas, même si la cartographie ne fut pas sur toute la surface, il y a de fortes chances que la majorité des discontinuités majeures aient intersecté

la ligne qui était à 3 pieds (1 mètre) du sol, compte tenu que les galeries ont généralement 12.5 pieds (3.8 mètres) de haut. Une correction a dû être apportée à l'orientation des joints puisque la convention du pendage dans le sens de la direction a été utilisée. Donc, un angle de 90 degrés a dû être retranché à toutes les mesures de directions. Enfin, 53 degrés supplémentaires ont dû être retranchés aux mesures de Frenette (2001) puisque le Nord utilisé n'était pas celui de la mine.

### 3.2 Localisation de la zone d'étude

Les zones cartographiées lors de l'étude se situent aux niveaux 1150 et 1450 de la mine Niobec. Pour obtenir une bonne représentativité des familles de discontinuités, la majorité des secteurs de la mine furent cartographiés. Donc, il sera possible de faire des interprétations quant à l'orientation des discontinuités et leur position dans la mine. L'annexe 3 montre les endroits cartographiés lors des campagnes de 2000 et 2005. La cartographie de l'été 2000 s'étend dans les galeries 1 et 16 (en vert) et le reste (en rouge) est couvert par la campagne de 2005.

### 3.3 Procédure de sécurité

La cartographie en milieu souterrain peut être très dangereuse puisque celui qui prend les mesures est toujours très près des murs, donc certaines mesures de sécurité s'imposent. La procédure idéale et fortement suggérée est la suivante :

- S'assurer de dire aux contremaîtres des opérations sous terre l'endroit où la cartographie se déroule ;
- Laver les murs à cartographier pour être en mesure de bien déceler les fractures afin de mieux percevoir les blocs susceptibles de tomber ;
- Faire l'écaillage de la zone à cartographier ;
- Procéder à la cartographie ;
- Toujours s'assurer d'être vu de ceux qui travaillent dans le secteur ou qui circulent avec de la machinerie.

Il est important d'être toujours conscient du danger et de ne pas s'aventurer, même pour quelques secondes, dans un endroit dangereux. De plus, l'équipement de protection individuel fourni par la mine doit être porté.



### 3.4 Erreurs de mesure

Lors de relevés sur le terrain de nombreuses erreurs peuvent survenir. Celles-ci peuvent être induites par les personnes prenant les mesures ou par l'équipement. Le gisement de la mine Niobec contient une quantité non négligeable de magnétite. L'orientation des joints étant prise à l'aide d'une boussole il est donc évident que celle-ci risque d'être influencée par la présence de ce minéral. Toutefois, comme elle est visible à l'œil nu, une attention très particulière a été portée lors de prise de mesures dans les secteurs contenant de la magnétite. Les mesures ont été prises à distance de la paroi rocheuse pour éviter une erreur dans l'orientation. Une deuxième cause d'erreur est reliée à l'emplacement des joints. Si le joint est trop haut ou qu'il est trop dangereux de s'aventurer près du mur il faut alors prendre l'orientation à distance (mesure projetée) ce qui peut induire une erreur de quelques degrés supplémentaires. Enfin, il se peut qu'il y ait une différence dans la prise des mesures selon la personne qui cartographie. Pour s'assurer de la validité des mesures, une ancienne traverse pourrait être cartographiée à nouveau et les mesures comparées, ce qui permettrait d'ajuster, aux besoins, les valeurs des différents paramètres notés.

### 3.5 Méthode de compilation et d'analyse

Les données collectées sur le terrain seront d'abord compilées dans un fichier *Excel*. De cette façon elles peuvent être conservées en archive à la mine et être réutilisées par

n'importe quel logiciel permettant de faire des projections stéréographiques. Pour les fins de ce projet, le logiciel utilisé est *DIPS* commercialisé par la compagnie Rocscience (2006). Ce logiciel permet de faire des projections stéréographiques des pôles des plans représentant les discontinuités et ainsi être en mesure d'identifier des familles. La figure 11 montre un exemple de stéréogramme réalisé par le logiciel.

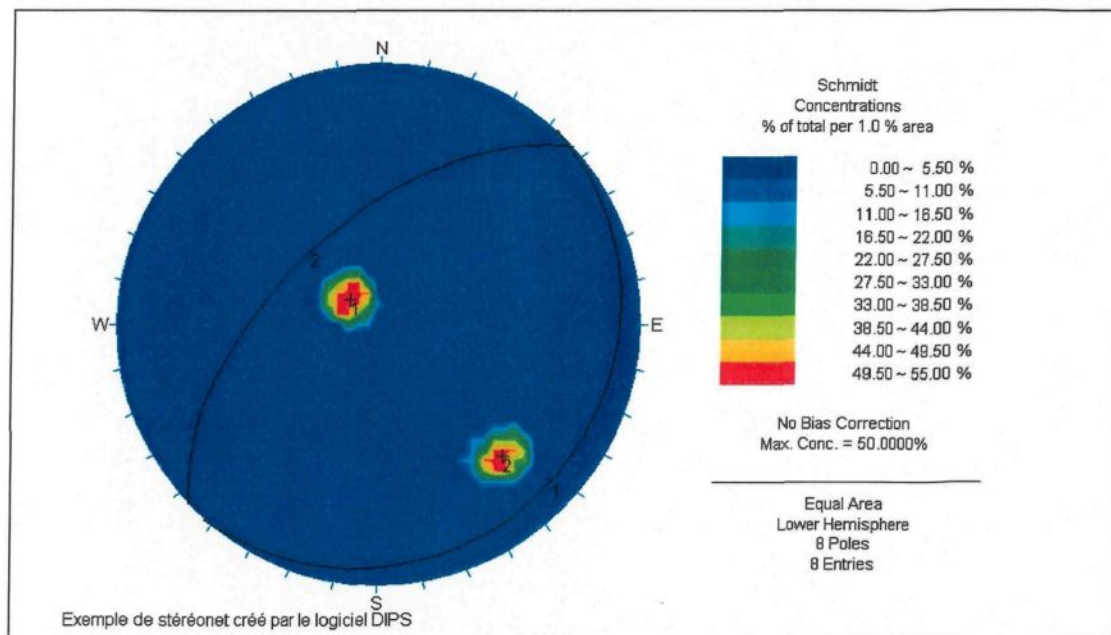


Figure 11: Exemple de stéréogramme réalisé par *DIPS*

Sur le stéréogramme on remarque deux concentrations de pôles qui pourraient être deux familles de joints. Avec ces concentrations, il est possible de faire apparaître les plans moyens qui représenteraient l'orientation moyenne des joints de chaque famille. Sur la figure 11 il y a aussi le nombre de pôles entrés, et le choix du canevas utilisé. Pour les fins de l'étude, le canevas utilisé sera celui de Schmidt équiaire avec la vue dans l'hémisphère

inférieur. Cette projection permet de donner un poids égal à chaque pôle entré et ce peu importe sa position sur le stéréogramme. Cela réduit le biais visuel.

### 3.6 Résultats des campagnes antérieures

#### 3.6.1 Cartographie des blocs d'exploitations 1 et 2

Les campagnes de cartographie qui ont eu lieu avant 2000 avaient comme objectif de caractériser les blocs d'exploitation 1 et 2. Archambault (1978), Thivierge (1979) et Tremblay (1993) ont cartographié les blocs supérieurs soit entre les niveaux 300 et 1000 pieds. Ces campagnes ont permis de découvrir deux familles de joints majeurs, c'est-à-dire des joints dont la longueur est de plus de 5 pieds (1,5 mètres), par bloc d'exploitation. Le tableau 2 donne l'orientation de ces familles. La convention utilisée est celle du pendage à droite de la direction.

Tableau 2: Orientation des familles de joints des blocs 1 et 2

Familles		Bloc 1	Bloc 2
Sub-horizontale	Direction	045	156
	Pendage	10	08
Nord-Est / Sud-Ouest	Direction	015	040
	Pendage	65	51

Toutefois, depuis ce temps, la mine Niobec a changé deux fois de système de coordonnées. Malheureusement, les rapports disponibles ne mentionnent pas quel système de coordonnées a été choisi entre celui de la mine ou celui du nord géographique. Enfin, comme les fichiers avec l'information des traverses ont été perdus avec le temps, que les réserves de ces deux blocs sont presque épuisées et que ce projet vise surtout l'expansion en profondeur, les résultats de ces campagnes ne sont pas considérés dans cette étude.

### 3.6.2 Cartographie du bloc d'exploitation 3

#### 3.6.2.1 Orientation des familles de joints du bloc 3

##### *Campagne de l'été 2000*

Les données recueillies lors de la campagne de cartographie structurale aux niveaux 1150 et 1450 (Frenette, 2001) ont été incluses, après traitement, avec celle de cette étude. L'annexe 3 montre les endroits cartographiés lors des deux campagnes. Lors de son interprétation, Frenette a conclu que les niveaux 1150 et 1450 avaient trois familles de fractures chacune et il n'y a pas eu de correction de Terzaghi d'appliquée puisque les levés étaient dans des directions perpendiculaires. L'objectif de cette correction est de prendre en considération le fait que certaines familles de discontinuités pourraient être sous représentées en raison de l'orientation du forage ou de la surface de mesure (Brady et Brown, 1985) parallèle à l'orientation des discontinuités. Le tableau 3 et la figure 12 montre les familles déterminées par Frenette pour le niveau 1150.

Tableau 3: Orientation des familles de joints du niveau 1150, été 2000

	Famille 1	Famille 2	Famille 3
Orientation	subhorizontal	ENE-OSO	NO-SE
Direction	023	256	325
Pendage	01	85	82

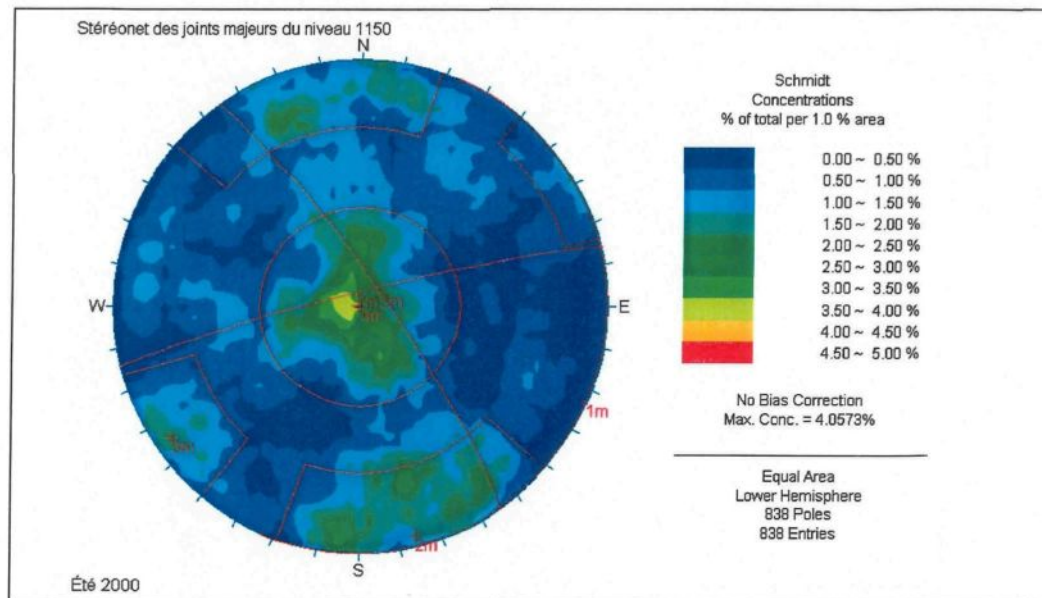


Figure 12: Stéréogramme des familles de joints du niveau 1150, été 2000

Pour le niveau 1450, encore trois familles de joints étaient présentes (tableau 4 et figure 13).

Tableau 4: Orientation des familles de joints du niveau 1450, été 2000

	Famille 1	Famille 2	Famille 3
Orientation	subhorizontal	ENE-OSO	NO-SE
Direction	096	253	315
Pendage	20	60	67

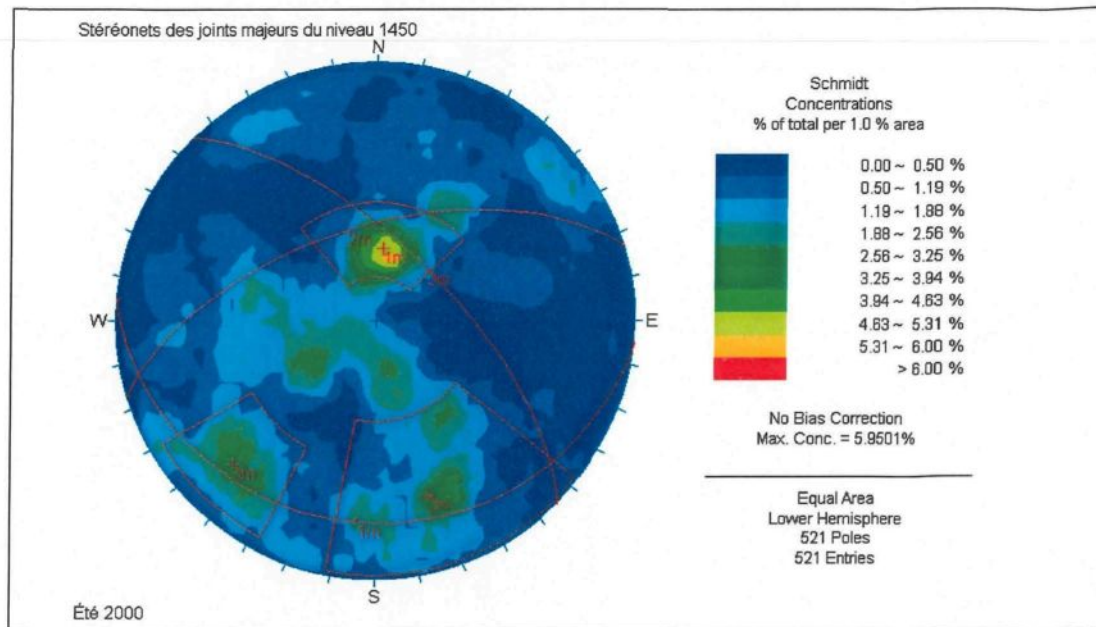


Figure 13: Stéréogramme des familles de joints du niveau 1450, été 2000

La conclusion de cette étude est que la fracturation du niveau 1150 au 1450 est sensiblement la même. Les différences sont que la famille sub-horizontale au niveau 1450 a un pendage qui est dirigé principalement vers le sud tandis qu'au niveau 1150 le pendage est dans toutes les directions. Pour ce qui est de la deuxième famille elle est sub-verticale au niveau 1150 tandis qu'au niveau 1450 le pendage est moins fort et il est dans la direction nord-ouest. Enfin, la troisième famille orientée NO-SE a un pendage légèrement plus faible au niveau 1450 qu'au 1150. Toutefois, comme les traverses réalisées sont situées dans les mêmes secteurs, presque les unes au-dessus des autres, et que la géologie est identique, généralement de la carbonatite dolomitique avec peu ou pas de minéraux accessoires, on ne peut aller plus loin dans l'interprétation de la fracturation. Il faut conclure que, pour ce secteur, il y a une continuité dans la fracturation à l'intérieur du troisième bloc minier.



## Comparaisons des résultats des campagnes de 2000 et de 2005

La campagne de 2005 a permis de couvrir la majorité des secteurs des niveaux 1150 et 1450 de la mine. Lors de l'interprétation, la première étape fut de regrouper les fractures d'un même niveau. Les familles obtenues sont différentes de celles obtenues lors de la campagne de 2000. Les stéréogrammes de la figure 14 le démontrent bien.

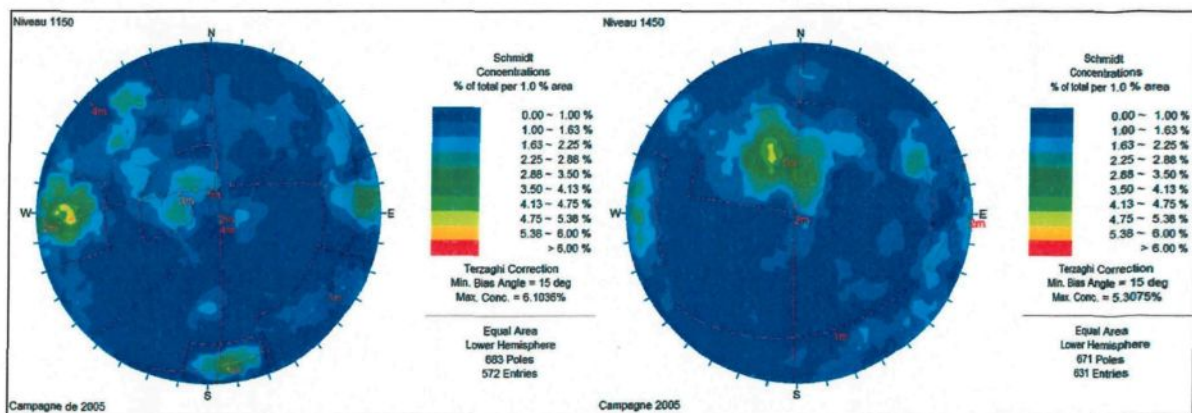


Figure 14: Comparaison des stéréogrammes des niveaux 1150 et 1450 lors de la cartographie de 2005

En effet les familles de discontinuités ne sont pas les mêmes. Il existe donc différents domaines de fracturation au troisième bloc d'exploitation à la mine Niobec. Toutefois, en observant la carte de localisation des levés, on remarque que la campagne de 2000 a été surtout axée sur le secteur sud du troisième bloc minier alors que la campagne de 2005 a permis de couvrir sa partie nord qui était devenue accessible. Donc, des regroupements furent réalisés dans le but d'essayer de trouver des familles distinctes pour différentes zones de la mine. Une première tentative regroupe les levés en fonction des

lentilles minéralisées et ce sur chaque niveau. Quatre stéréogrammes par niveau ont été créés soit un pour chaque lentille minéralisée (voir annexe 3 figure A3.3 pour l'emplacement des différentes lentilles). Suite à ce regroupement il s'est avéré que les lentilles de la zone nord montrent les mêmes orientations de fractures et qu'elles sont différentes de celles des lentilles de la zone sud. Les stéréogrammes des zones nord et sud pour les niveaux 1150 et 1450 de la campagne de 2000 et 2005 sont présentés sur les figures 15 à 18.

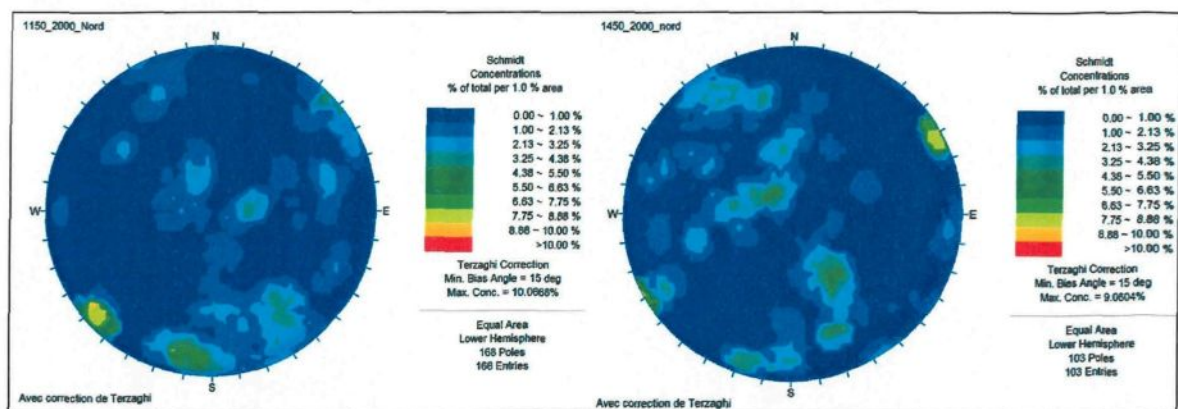


Figure 15: Comparaison des stéréogrammes entre les niveaux 1150 et 1450 de la zone nord de la campagne 2000



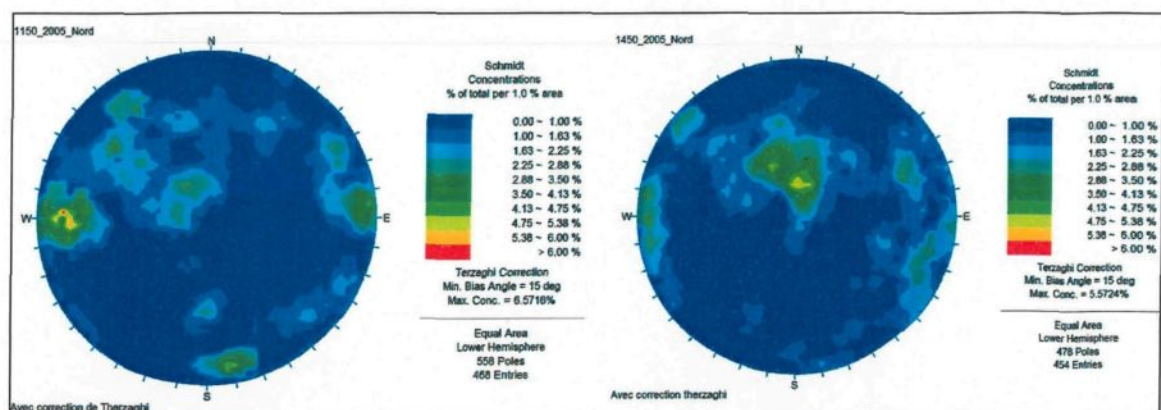


Figure 16: Comparaison des stéréogrammes entre les niveaux 1150 et 1450 de la zone nord de la campagne 2005

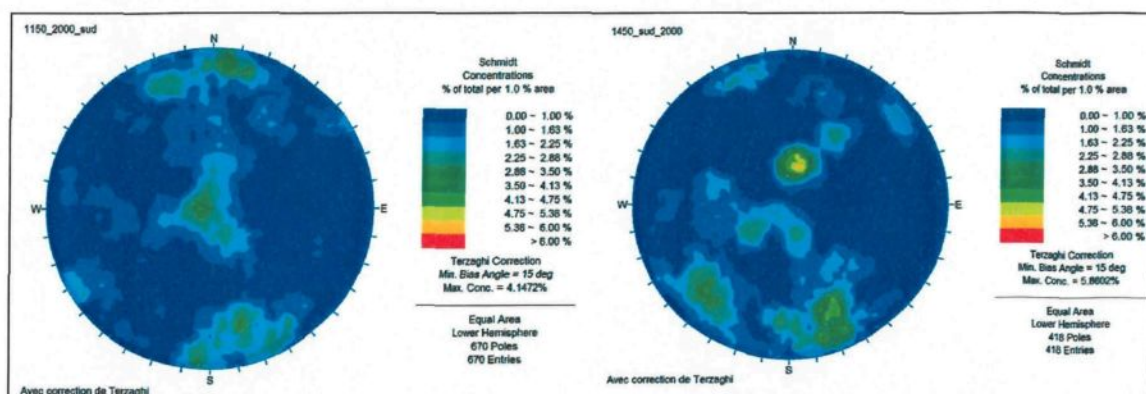


Figure 17: Comparaison des stéréogrammes entre les niveaux 1150 et 1450 de la zone sud de la campagne de 2000

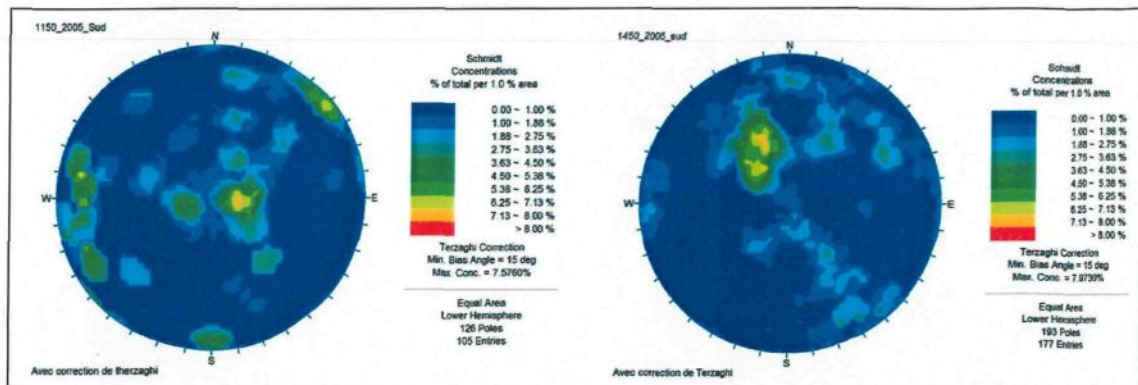


Figure 18: Comparaison des stéréogrammes entre les niveaux 1150 et 1450 de la zone sud de la campagne de 2005

On remarque que pour la campagne de 2000 la majorité des mesures soit 1088 sur un total de 1351 (81%) proviennent de la partie sud de la mine. Pour la campagne de 2005, il s'agit de l'inverse. Sur un total de 1355 mesures 1036 (76%) proviennent de la partie nord du troisième bloc d'exploitation. Donc, il est difficile de faire une interprétation pour la zone nord de la campagne de 2000 et pour la zone sud de la campagne de 2005 puisque peu de données ont été recueillies. Toutefois, il est possible de vérifier les similitudes entre les parties nord et sud de chacun des niveaux. Dans le cas de la zone nord cartographiée principalement à l'été 2005, on remarque que la famille sub-v verticale orientée N-S est beaucoup plus développée au 1150 qu'au 1450. Au niveau 1150 on retrouve une famille NE-SO avec un pendage variable vers le SE que l'on ne retrouve pas au 1450. Enfin, la famille ENE-OSO, au niveau 1150, a un pendage sub-vertical vers le NO tandis qu'au 1450 elle est sub-horizontale avec un pendage vers le SE.

Pour la partie sud de la mine, on remarque qu'au niveau 1150 les discontinuités sont surtout orientées E-O avec des pendages soit sub-verticaux ou sub-horizontaux. Au niveau 1450 cette orientation est moins importante et elle est principalement sub-horizontale. La deuxième famille est orientée NO-SE avec un pendage vers le NE et elle est présente sur les deux niveaux bien qu'elle soit plus verticale au niveau 1150. Enfin, la troisième famille orientée ENE-OSO avec un pendage moyen de  $65^{\circ}$  est présente sur les deux niveaux, mais elle est plus dispersée au niveau 1150.

### *Interprétation d'ensemble*

En séparant la mine en deux zones il semble clair qu'il est possible de regrouper les zones de chaque niveau. La correction de Terzaghi a été appliquée puisque beaucoup de familles sont dans la direction est-ouest et nord-sud et que la majorité des levés sont dans cette direction. La figure 19 et le tableau 5 montrent l'orientation des discontinuités de la zone nord de la mine Niobec pour le bloc d'exploitation 3. Les fenêtres de définition des familles ont été réalisées de façon à englober les concentrations de pôles déterminant ainsi une famille.

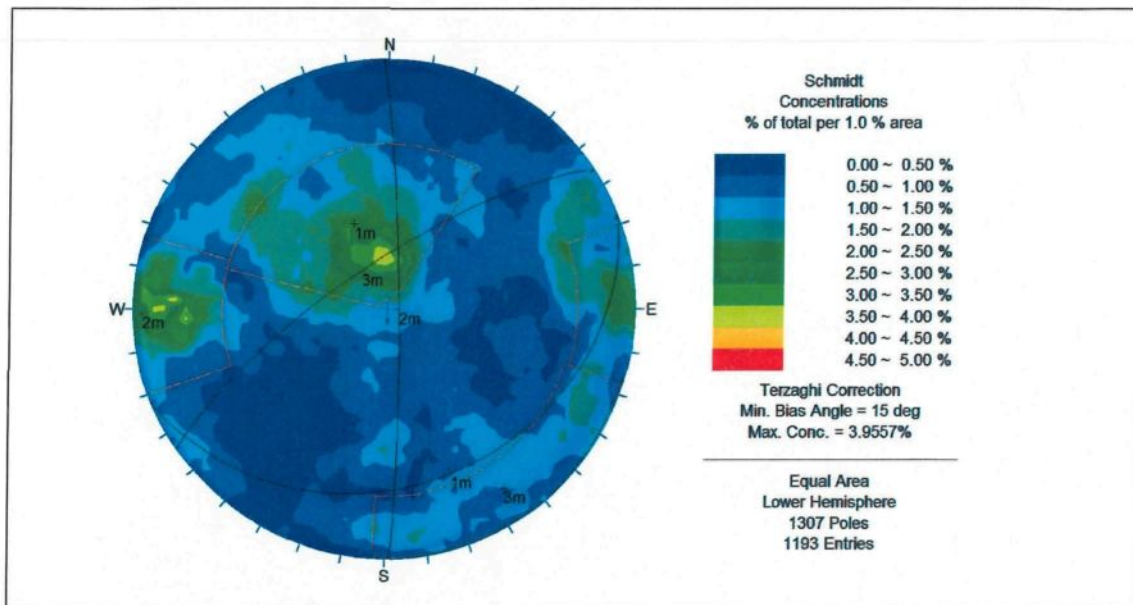


Figure 19: Stéréogramme des niveaux 1150 et 1450 de la zone nord des campagnes 2000 et 2005

Tableau 5: Orientation des familles de la zone nord

Famille	Direction	Pendage
Famille ENE-OSO sub-horizontale	068	30
Famille N-S sub-verticale	359	85
Famille ENE-OSO sub-verticale	236	75

La zone nord du troisième bloc minier comporte trois familles de discontinuités. La première est orientée ENE-OSO avec un pendage d'environ 30 degrés vers le SE. La deuxième est orientée N-S avec un pendage sub-vertical. Enfin la troisième famille de joint est sub-verticale avec une direction qui varie entre 200 et 260 degrés. La figure 20 montre l'orientation des discontinuités sous forme de rosette. Ceci permet de mieux visualiser les directions des familles de joints. Les joints pour la partie nord du troisième bloc minier



sont, pour la plupart, orientés N-S et NE-SO, ce qui est en accord avec les familles identifiées précédemment.

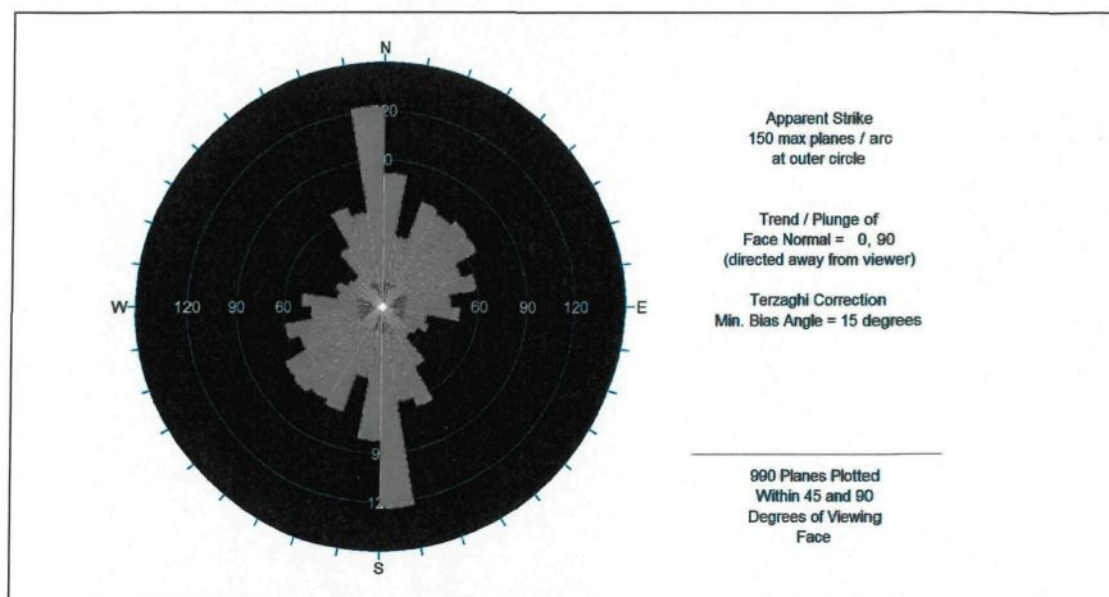


Figure 20: Rosette montrant l'orientation des discontinuités de la zone nord

La figure 21 montre l'orientation des discontinuités de la zone sud du troisième bloc d'exploitation et le tableau 6 donne l'orientation des familles.

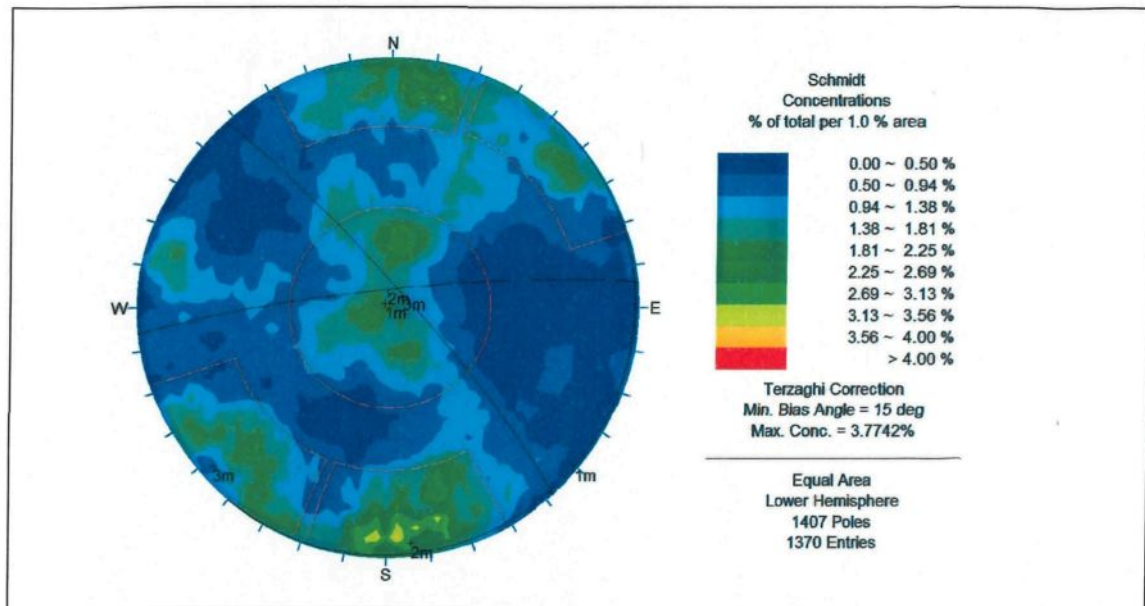


Figure 21: Stéréogramme des niveaux 1150 et 1450 de la zone sud des campagnes 2000 et 2005

Tableau 6: Orientation des familles de la zone sud

Familles	Direction	Pendage
Sub-horizontale	040	02
ENE-OSO sub-verticale	264	84
NO-SE sub-verticale	318	84

La première famille de joint possède un pendage sub-horizontale variant entre 0 et 30 degrés avec une direction variable. La deuxième famille est orientée ENE-OSO avec un pendage sub-vertical principalement vers le NO. Enfin, la troisième famille est orientée NO-SE encore une fois avec un pendage sub-vertical principalement vers le NE. Contrairement à la partie nord du bloc 3, les discontinuités de la zone sud sont majoritairement orientées est-ouest et SE-NO comme le démontre la rosette de la figure 22.

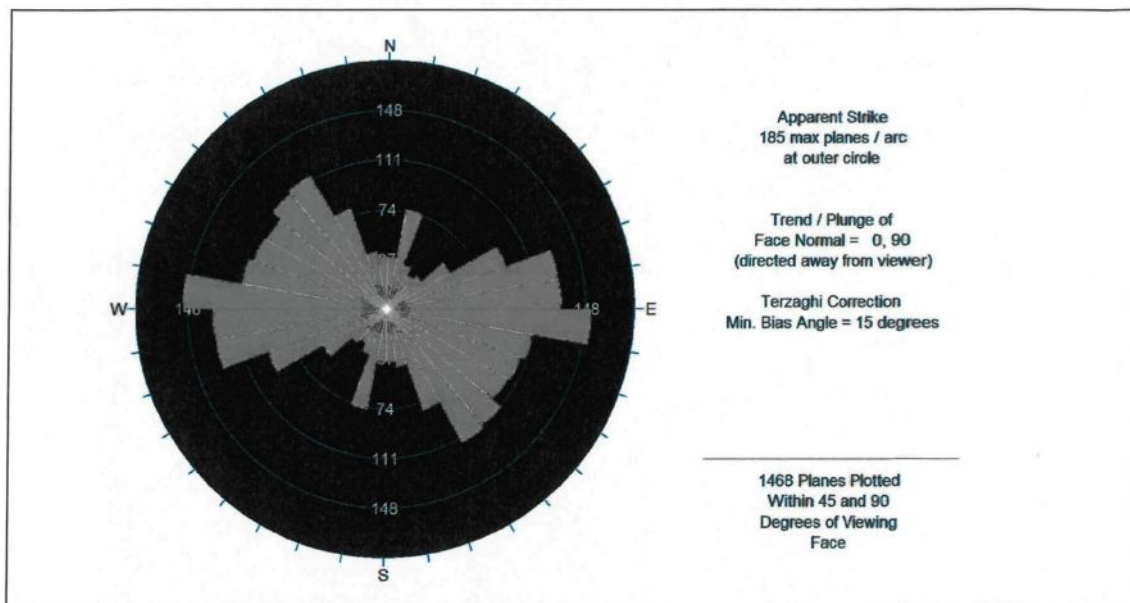


Figure 22: Rosette montrant l'orientation des discontinuités de la zone sud

Bien qu'il soit possible d'identifier des familles de joints ainsi qu'une tendance générale dans l'orientation de la fracturation pour chacune des zones du bloc 3, les joints aléatoires ne sont pas à négliger. Les deux histogrammes qui suivent (figures 23 et 24) permettent de calculer le pourcentage de joints qui font partie d'une famille.

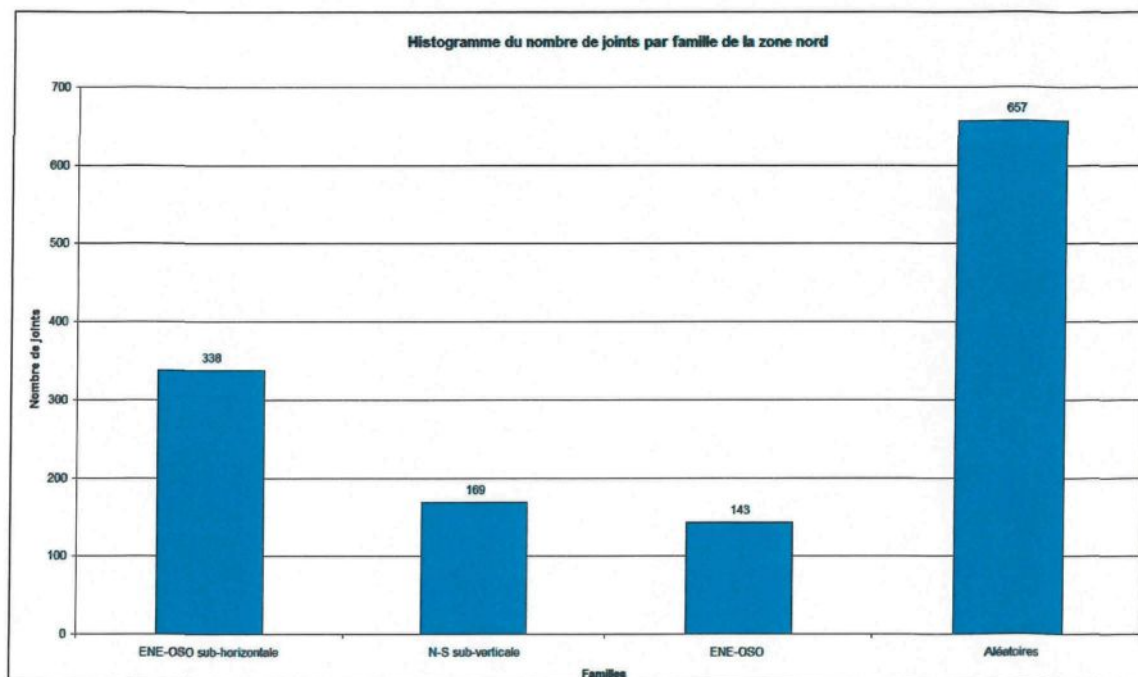


Figure 23: Histogramme du nombre de joints dans chacune des familles de la zone nord

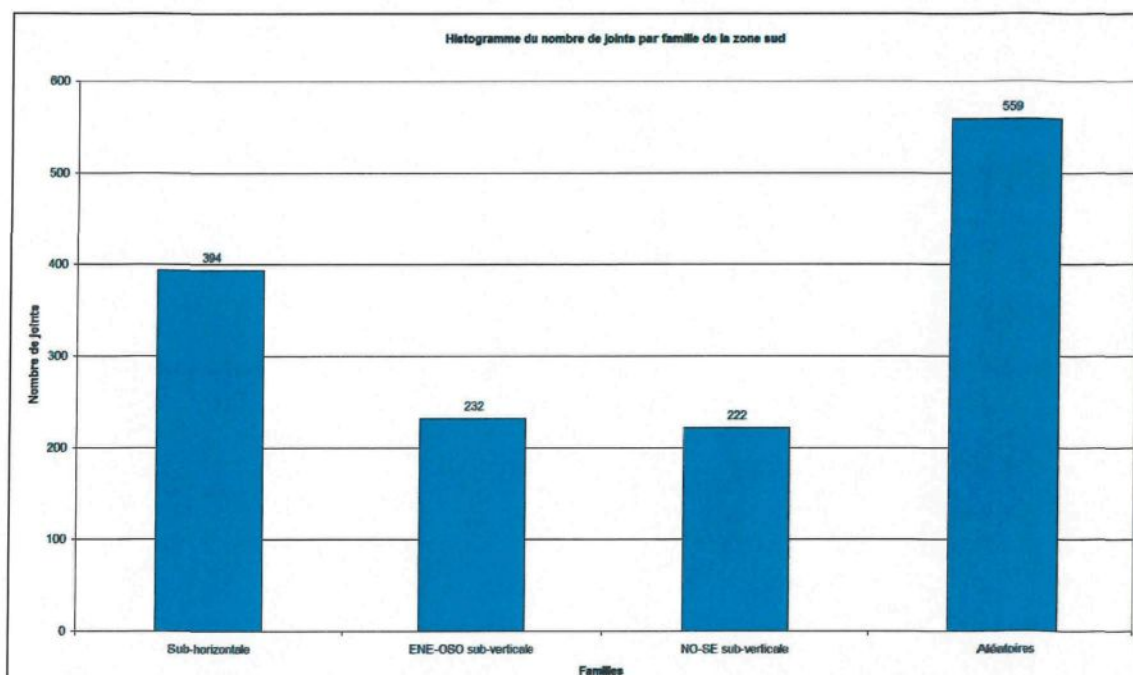


Figure 24: Histogramme du nombre de joints dans chacune des familles de la zone sud



Dans la zone nord, 50% de joints cartographiés font partie de l'une ou l'autre des familles. Dans la zone sud cette proportion augmente à 60%.

#### 3.6.2.2 Caractéristiques des discontinuités

Les fractures cartographiées ont pratiquement toutes les mêmes caractéristiques. Elles sont droites à légèrement courbées avec une bonne continuité. Les fractures sub-verticales ont une longueur apparente plus courte car les murs des galeries ont une hauteur de 12,5 pieds (3,8 mètres). Généralement on perd leur trace au toit et/ou au plancher. Dans le cas des familles sub-horizontales il est plus facile de suivre leur trace puisque les galeries ont une bonne continuité. La trace de ces fractures varie de 5 à 30 pieds. En moyenne elles ont une longueur d'environ 15 pieds (4,6 mètres). Lors de la cartographie de 2005 deux paramètres étaient notés sur les épontes et sur le matériel de remplissage. Le « Jr » sert à quantifier la rugosité des épontes de la fracture. En moyenne les fractures ont un « Jr » variant entre 1 et 1,5. Donc, il s'agit de fractures planaires à ondulées avec une surface lisse à légèrement rugueuse. Le « Ja » caractérise le matériel de remplissage et l'altération à la surface des épontes. Le matériel de remplissage retrouvé dans les fractures dépend en partie de la lithologie dans laquelle elle se trouve. Il y a deux unités principales soit la carbonatite et la syénite. Les épontes des fractures dans la carbonatite sont généralement légèrement altérées en hématite ce qui donne un « Ja » de 1,5 à 2. Les épontes des fractures dans la syénite sont plus problématiques puisqu'elles sont altérées en chlorite. Comme la chlorite

est moins résistante que la carbonatite l'angle de friction et la résistance en tension de ces joints sont plus faibles que ceux des fractures dans la carbonatite. En moyenne le «  $\mu$  » varient entre 2,5 et 3 pour ces joints. Enfin, lors de l'interprétation des familles de discontinuités, un essai fut réalisé dans le but d'observer s'il y avait une corrélation entre l'orientation des fractures et la lithologie (carbonatite vs syénite). Les stéréogrammes obtenus ne montrent pas de différence entre les lithologies.

Les derniers paramètres importants à connaître pour caractériser la fracturation sont la densité de fracturation et l'espacement apparent le long du levé entre les joints d'une même famille. Il est possible de connaître ces informations puisque la position de chacun des joints fut notée lors de la cartographie. Les tableaux 7 et 8 résument ces caractéristiques calculées à partir des données de la campagne de 2005.

Tableau 7:      Espacement apparent des joints de la zone Nord

Familles	Direction	Pendage	Espacement apparent
ENE-OSO sub-horizontale	068	30	8 pieds (2.44 mètres)
N-S sub-verticale	359	86	13.7 pieds (4.18 mètres)
ENE-OSO	236	85	manque de mesure par levé

Tableau 8:      Espacement apparent des joints de la zone sud

Familles	Direction	Pendage	Espacement apparent
Sub-horizontale	040	02	9.1 pieds (2.77 mètres)
ENE-OSO sub-verticale	264	84	13.6 pieds (4.15 mètres)
NO-SE sub-verticale	318	84	14.7 pieds (4.5 mètres)

L'espacement entre les fractures est de 3,25 pieds ou une fracture majeure à chaque mètre de galerie.

### 3.6.3 Cartographie du bloc d'exploitation 4

La cartographie du quatrième bloc minier a commencé à l'automne 2008 avec la galerie 1 du niveau 1600 pieds (488 mètres). Pour le moment il s'agit du seul endroit disponible et où la production n'est pas compromise par cette cartographie (voir figure 25).

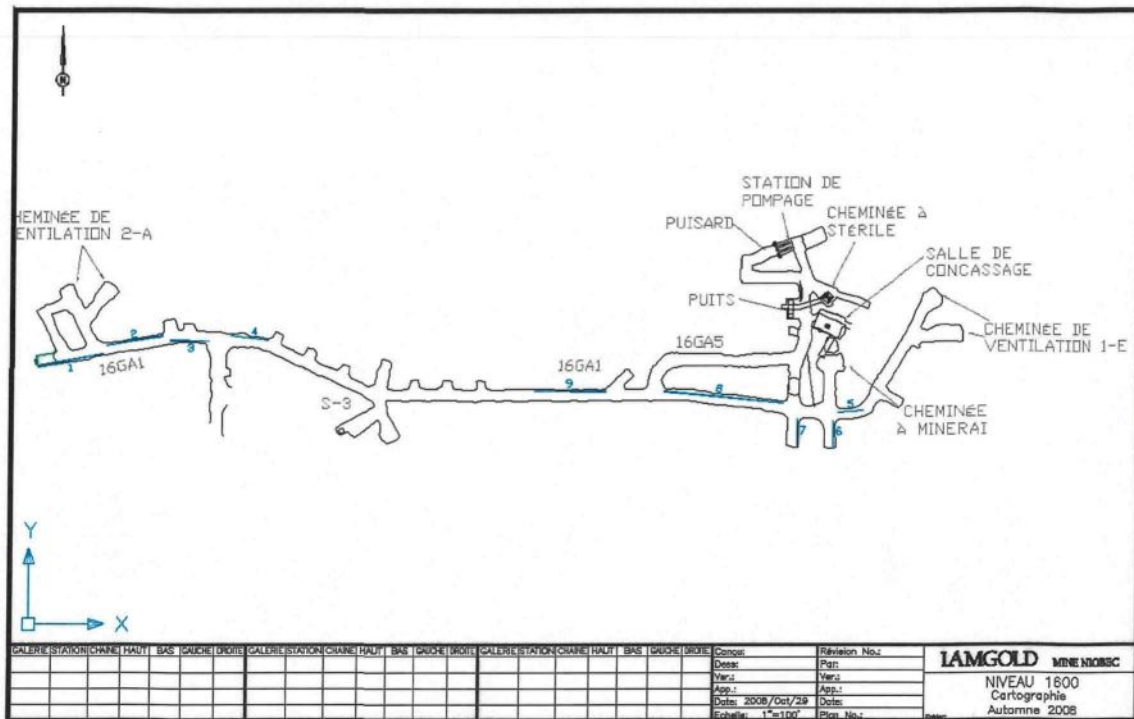


Figure 25: Localisation des traverses au niveau 1600

Au fil de l'avancée des galeries sur ce niveau et sur les autres niveaux de l'expansion, il sera nécessaire de continuer à acquérir de l'information dans le but de caractériser le massif en profondeur et de découvrir s'il n'y a pas de nouvelles familles de joints qui pourraient être néfastes à la stabilité des ouvertures. Lors de cette campagne les neuf parois analysées ont permis de cartographier 237 joints (figure 26).

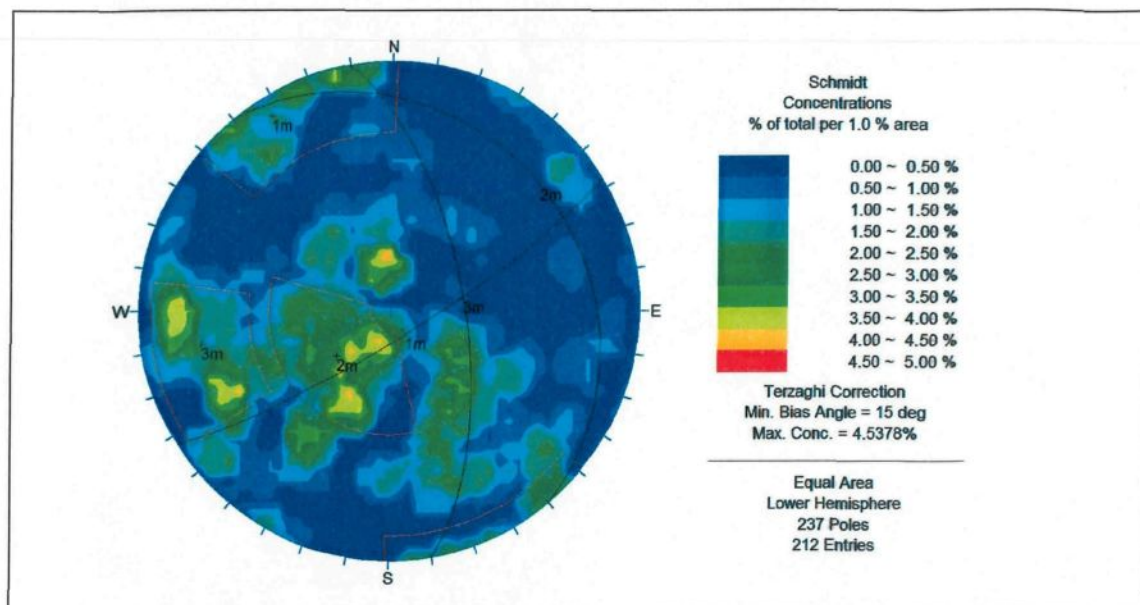


Figure 26: Stéréogrammes de la galerie 1 du niveau 1600

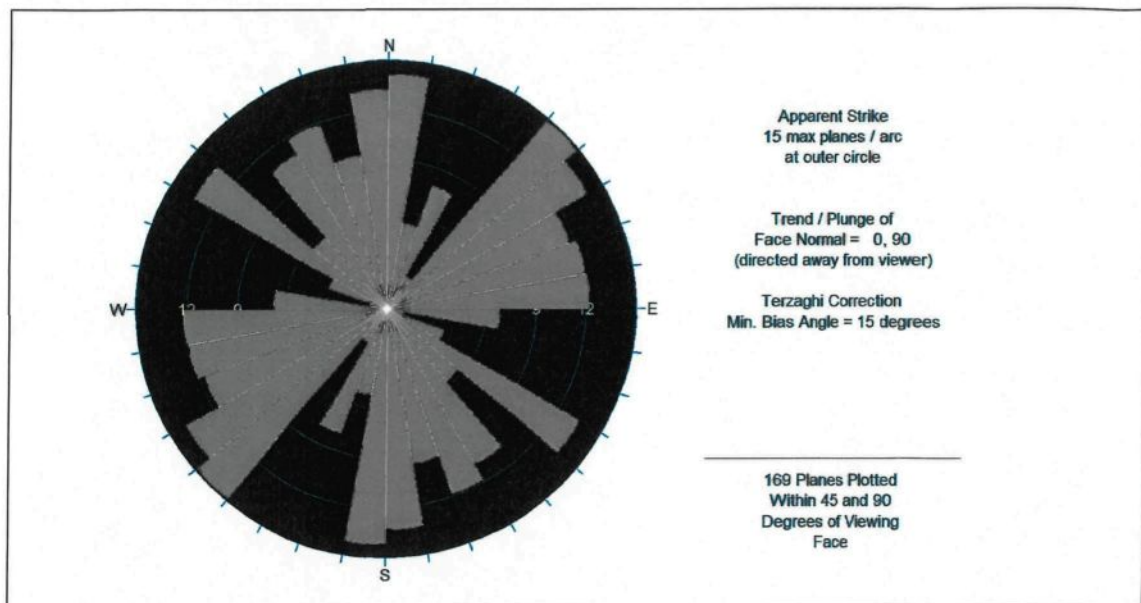


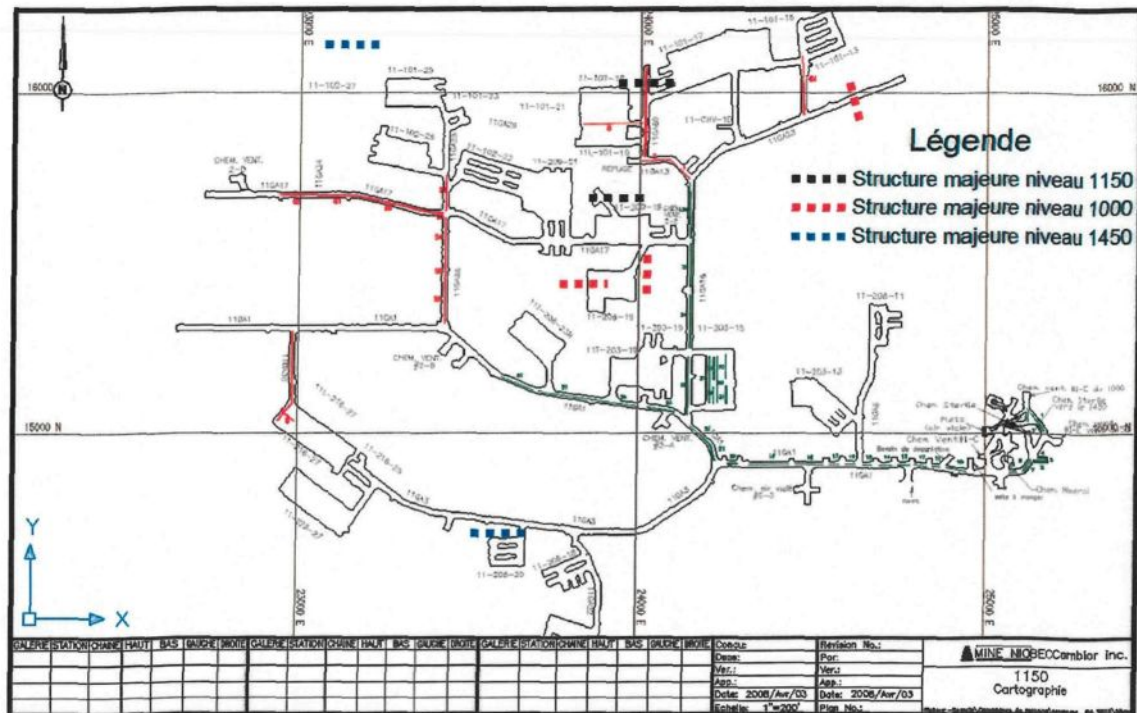
Figure 27: Rosette montrant l'orientation des discontinuités

En observant les figures 26 et 27 on remarque une forte dispersion dans l'orientation des joints. Avant de faire une interprétation il est fortement suggéré d'attendre et de continuer la cartographie lorsque le développement des niveaux sera plus avancé. De cette façon plus de données pourront être compilées et avec des parois de différentes directions. Jusqu'à présent le degré de fracturation est légèrement plus élevé qu'aux niveaux supérieurs soit une fracture à tous les 2,7 pieds (0,8 mètres). Pour le reste des caractéristiques des fractures, elles sont les mêmes qu'aux niveaux précédents.

### 3.7 Structures majeures

Le gisement de la mine Niobec ne possède pas de structures majeures tels des dykes, des failles ou des zones de déformation. Les structures majeures présentes à la mine sont les joints qualifiés de majeurs. Ces joints sont très continus. Il est parfois possible de les suivre sur des dizaines de mètres d'une galerie à l'autre, mais rien ne laisse croire qu'ils sont continus entre deux niveaux. Selon leur orientation, ils peuvent être très néfastes sur la stabilité des ouvertures. De plus, ils sont généralement localisés dans les zones où le massif rocheux est fortement altéré en hématite ou en chlorite. Ces structures ont été cartographiées au troisième bloc minier et sont localisées sur la figure 28.





Lors de l'excavation des deux premiers blocs miniers, des géodes de dimensions pouvant aller jusqu'à quelques mètres de diamètre ont été trouvées. En profondeur leur fréquence ainsi que leur taille ont grandement diminué. L'impact négatif de ces géodes survient lorsqu'elles sont situées au toit des galeries ou à la limite d'un chantier. Dans le premier cas un soutènement accru est alors nécessaire dans les galeries et dans l'autre, des effondrements sont à prévoir.

Enfin, les discontinuités majeures qui causent le plus de problème à la mine Niobec sont de nature géologique. La première est le contact entre la carbonatite et le calcaire de la formation de Trenton qui est présent au toit des ouvertures du premier bloc minier soit au



niveau 300. Ceci s'explique par la présence de lits d'argile dans la formation de calcaire. Ces lits ont une résistance en tension presque nulle ce qui fait que la zone de relâchement au toit des ouvertures est très instable. La deuxième est le contact entre les zones de syénite bréchique et la carbonatite. Pour connaître l'emplacement de ces contacts deux méthodes sont disponibles. Premièrement lors de la cartographie des joints les contacts entre les diverses lithologies ont été notés. Avec cette méthode on ne peut pas connaître la position de ces zones entre les niveaux. Toutefois, la deuxième méthode permet de le faire. Il s'agit de cibler les zones sur les forages de définitions où il y a présence de syénite bréchique. Les forages de définition sont réalisés sur une maille de 50 pieds (15 mètres) ce qui est assez précis compte tenu de la dimension des ouvertures. En plus, une vérification rapide des zones de syénite peut être réalisée en interrogeant la base de données des analyses de laboratoire des forages, car les zones de syénite ont un pourcentage en silice supérieur à toutes les autres unités présentes à Niobec. Les figures 29 à 31 montrent la localisation de ces bandes de syénite bréchique (en bleu, rouge et turquoise) pour les niveaux 1150, 1450 et à la mi-hauteur de ce troisième bloc d'exploitation.

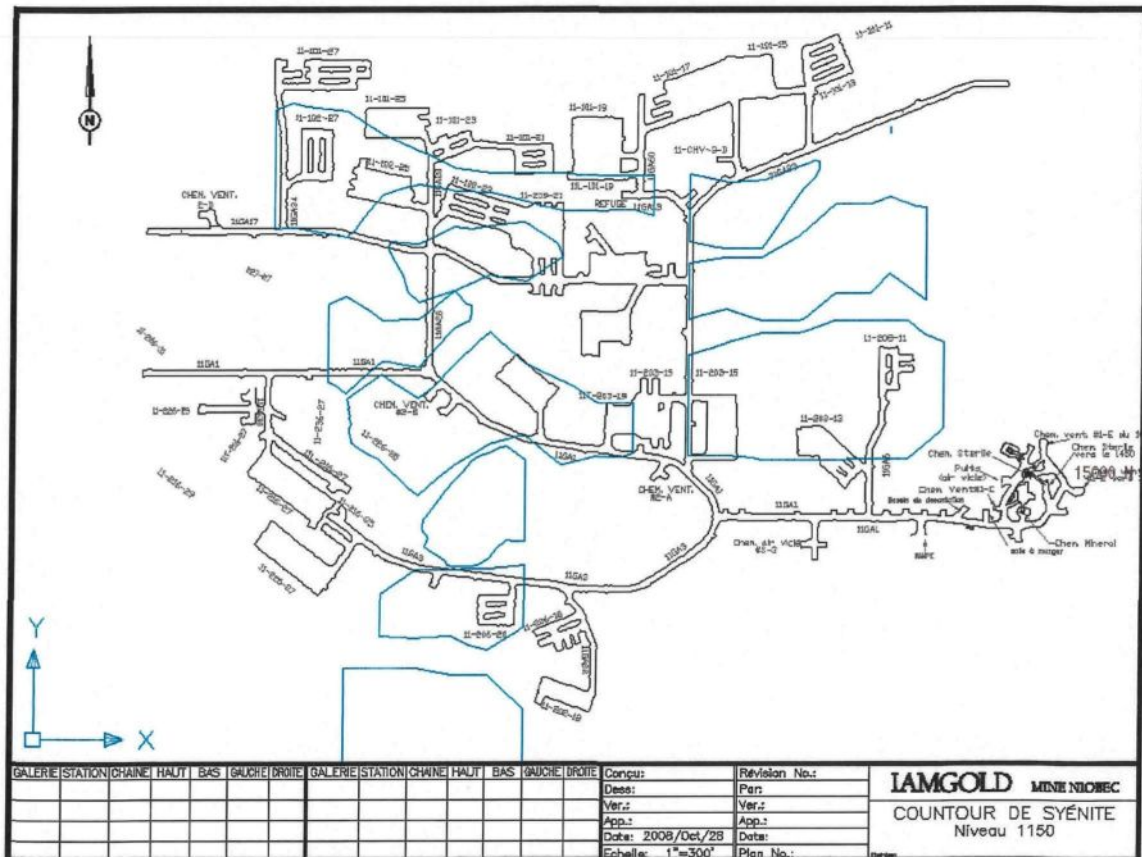


Figure 29: Contour de la syénite au niveau 1150

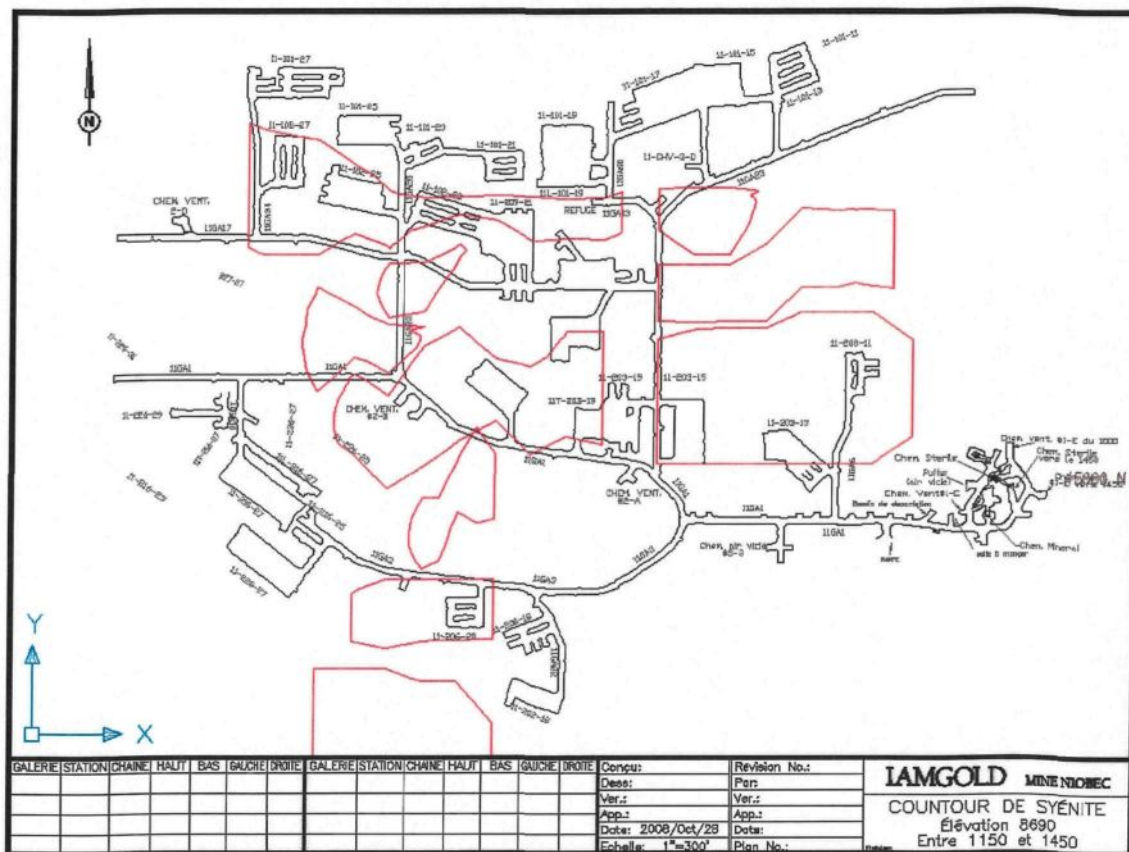


Figure 30: Contour de la syénite à la mi-hauteur du troisième bloc minier



## CHAPITRE 4

### CARACTÉRISATION DES PROPRIÉTÉS GÉOTECHNIQUES DU MASSIF SOUS LE NIVEAU 1450

Ce chapitre présente une revue de toutes les campagnes d'essais en laboratoire pour les essais de compression uniaxiale, triaxiale, Brésilien, de flexion et de déformation. De plus, les résultats des essais sur des échantillons provenant du massif rocheux sous le niveau 1600 réalisés dans le cadre de ce projet sont analysés et comparés à ceux déjà effectués.

#### 4.1 Revue des essais réalisés à Niobec

Depuis l'ouverture de la mine, de nombreuses campagnes de caractérisation géotechnique du massif ont eu lieu. Voici les résultats obtenus pour des essais de déformabilité ( $E$  et  $\nu$ ), de compression simple (UCS) et de tension ( $T$ ). Les échantillons recueillis pour ces essais proviennent principalement des deux premiers blocs d'exploitation soit du niveau 300 pieds jusqu'au niveau 1000 pieds (tableaux 9 à 14). Les essais réalisés par Corthésy (2000a) et par Labrie et Colon (2005) (tableaux 15 et 16) ont quant à eux été réalisés sur des échantillons provenant du troisième bloc d'exploitation (entre les niveaux 1150 pieds et 1450 pieds).

Tableau 9: Résultats des essais en laboratoire de Labrie (1987)

Type de roche	C5	C3A-B	C3C	C3N	Sy	Sy(a)
E (GPa)	77	56	58	64	79	37
$\nu$	0.30	0.26	0.31	0.26	0.25	0.28
# Test	4	2	2	1	1	2

Tableau 10: Résultats des essais en laboratoire de Arjang (1986)

Type de roche	Carbonatite
E (GPa)	75
$\nu$	0.31
# Test	9

Tableau 11: Résultats des essais en laboratoire de Bétournay et al. (1986)

Type de roche	Calcaire de Trenton
E (GPa)	26
$\nu$	0.16
UCS (MPa)	93
T (MPa)	6
# Test	5

Tableau 12: Résultats des essais en laboratoire de Labrie (1989)

Type de roche	C5	C5(a)	C3 A-B	C3(a)A-B	C3C
UCS (MPa)	141	85	106	46	96
# Test	23	17	4	1	5
T (MPa)	9	7	8	6	10
# Test	60	8	17	2	16
Type de roche	C3C(a)	C3N	C3N(a)	Sy	Sy(a)
UCS (MPa)	60	120	75	100	69
# Test	2	6	3	7	4
T (MPa)	6	11	6	8	6
# Test	2	9	5	15	11

Tableau 13: Résultats des essais en laboratoire de Labrie (1997)

Type de roche	C3N	C3N(a)	C5	Sy	Sy(a)
E (GPa)	79	91	73	58	43
UCS (MPa)	196	100	132	140	86
T (MPa)	10	10	7	9	9
# Test	4	3	9	5	4

Tableau 14: Résultats des essais en laboratoire de Desbiens (1997)

Type de roche	C5A	C5bio	C3NB	C3	Sy	Sy(a)
UCS (MPa)	132				126	99
# Test	19				3	3
T (MPa)	9					
# Test	32					
E (GPa)	84	81	70	64	51	52
$\nu$	0.33	0.25	0.27	0.25	0.24	0.30
# Test	1	1	2	1	1	1

Tableau 15: Résultats des essais en laboratoire de Corthésy (2000a)

Type de roche	C3C	C5S	Sy	Sb	CH
UCS (MPa)	95	112	268	98	86
T (MPa)	9	7	9	7	8
# Test	5	4	2	2	3

Tableau 16: Résultats des essais en laboratoire de Labrie et al. (2005)

Type de roche	C3B à magnétite (40-45%)
UCS (MPa)	66
E (GPa)	30
$\nu$	0.206
# Test	5



## 4.2 Sélection des éprouvettes à partir des trous de forages

Le but des essais en laboratoire pour ce projet est de déterminer si les propriétés géotechniques du massif restent constantes en profondeur et ce pour des lithologies données. Dans cet optique, deux trous de calibre NQ ont été forés dans la galerie principale du niveau 1600. La longueur des trous est de 125 pieds (38 mètres). L'emplacement des trous a été déterminé en fonction de la géologie rencontrée par les trous d'exploration. Le but étant de recouper des unités sans trop d'altération qui sont représentatives de l'ensemble du gisement. Les forages ont été réalisés dans la galerie 1 du niveau 1600 à l'été 2007. À cette période, peu de développement avait été réalisé sur ce niveau, donc le choix de l'emplacement des trous de forages était limité (figures 32 et 33). Le premier forage, PL-1, est sur la section 243+50 E. Il a été foré vers le nord avec une plongée de 40 degrés. Le deuxième, PL-2, est sur la section 241+30 E. Il a été foré vers le nord avec une plongée de 30 degrés. Le RQD (*Rock Quality Designation*) de la carotte PL-1 varie entre 85% et 93%. Pour le deuxième trou, PL-2, les 20 premiers pieds de carotte ont un RQD de 0%. Effectivement, la roche était très fracturée, altérée et elle contenait beaucoup de NaCl cristallisé dans les fractures. Donc, lors de l'avancement de la galerie, l'effet du dynamitage a dû être accru compte tenu de cette altération et de la fracturation déjà présente. Pour le reste du trou, le RQD varie entre 90% et 95%.

La majorité des éprouvettes sélectionnées se situaient à un minimum de 20 pieds (6 mètres) de la paroi de la galerie. De cette façon l'échantillon est plus représentatif du massif

dans son environnement *in-situ*. Il n'a pas été soumis à un changement du régime de contraintes au pourtour de la galerie causé par l'avancement de celle-ci et les chances de retrouver des micro-fissures produites lors du dynamitage sont beaucoup moins élevées. Le choix des échantillons a été très simple en raison de la longueur restreinte des forages. Toutes les portions de carotte dont la longueur était supérieure à 4 pouces (10 cm), situées à une distance supérieure à 20 pieds (6 mètres) du collet du forage et qui n'étaient pas trop altérées ont été recueillies. Cela a permis de réaliser 5 essais triaxiaux avec 4 valeurs différentes de pression de confinement, 26 essais de compression uniaxiale (UCS), 9 essais Brésilien, 11 essais de flexion et 5 essais de déformation (voir annexe 4 pour la description des forages).

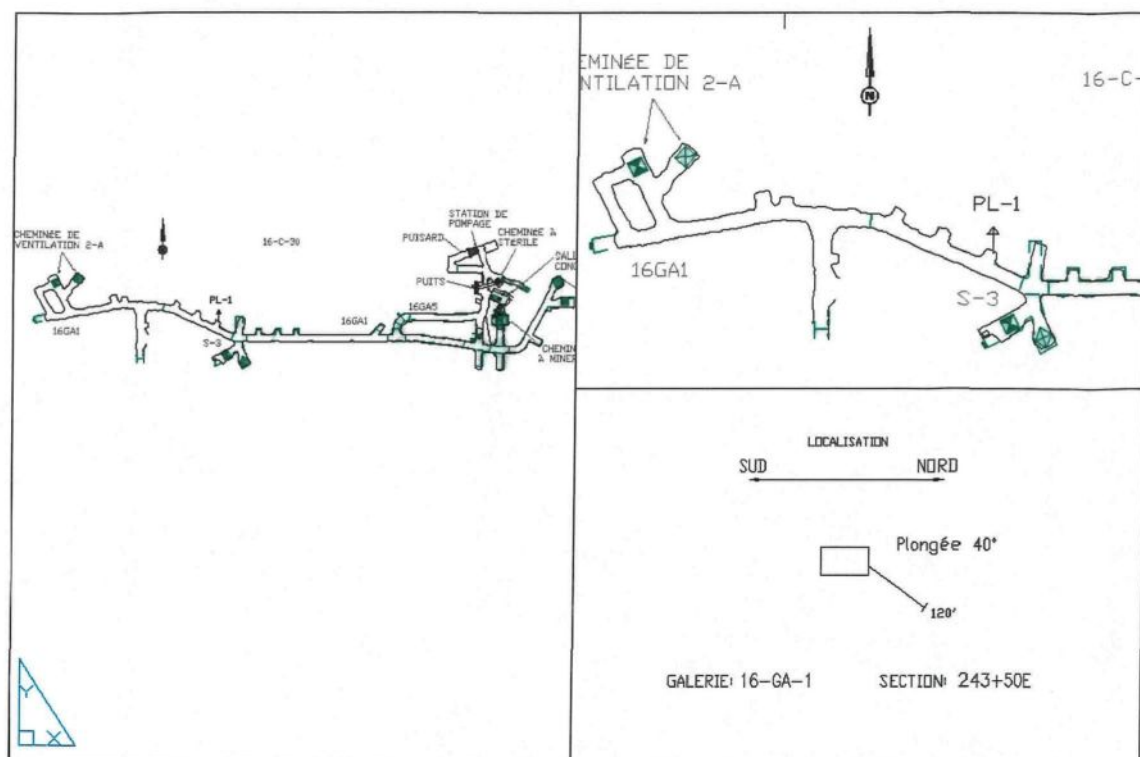


Figure 32: Position du forage PL-1

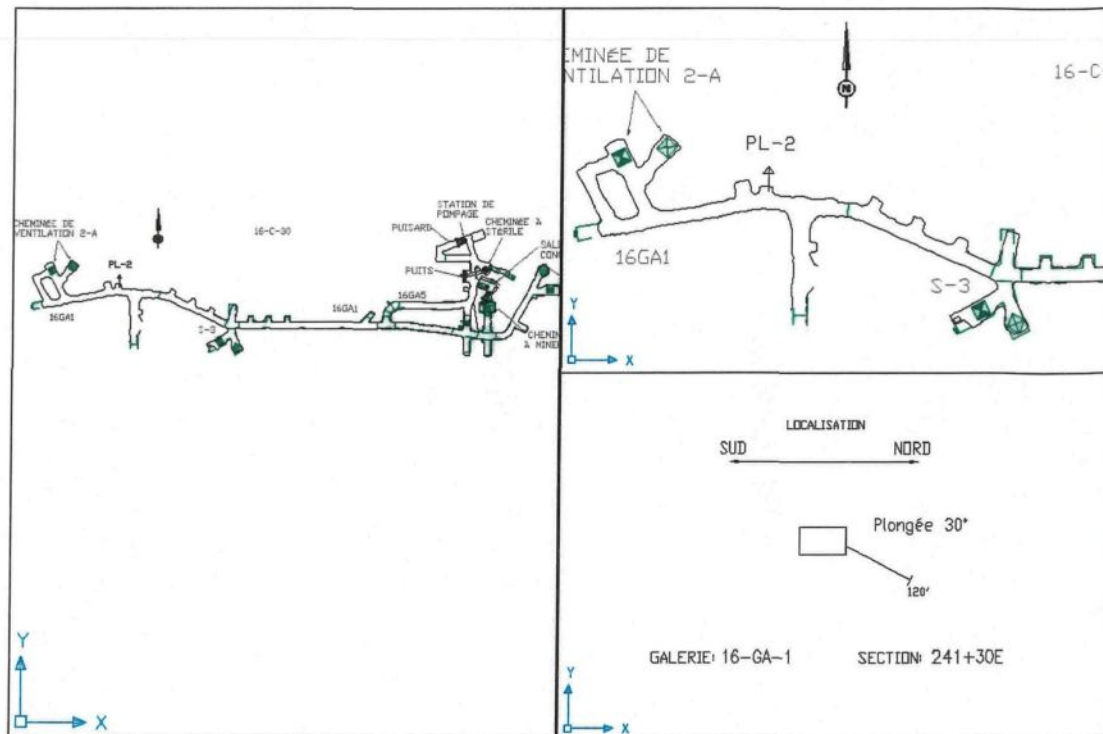


Figure 33: Position du forage PL-2

### 4.3 Détermination des propriétés mécaniques de la carbonatite

#### 4.3.1 Essai brésilien et de flexion : évaluation de la résistance en tension de la roche

L'essai Brésilien (ASTM D 3967-95a) (American society for testing and material international, 1970) et l'essai de flexion (aucune norme disponible) servent à déterminer les résistances en tension de la roche. La résistance en tension peut s'avérer très utile pour le pilier horizontal entre les blocs d'exploitation 3 et 4. En effet, lorsque des ouvertures sont situées au-dessus et en dessous du pilier il peut se créer un effet de poinçon qui solliciterait en tension cette partie du pilier. L'essai de flexion représente bien ce phénomène.

La préparation des échantillons pour un essai Brésilien est assez simple. Il suffit de couper à la scie circulaire un disque provenant d'une carotte de forage. Le ratio épaisseur sur diamètre doit être entre 0,2 et 0,75 et le diamètre doit être supérieur à 10 fois la taille maximale des grains. Contrairement aux essais de compression, le parallélisme des faces pourra être obtenue à l'aide d'une coupe droite à la scie avec une précision qui sera suffisante. La résistance en tension se calcule de la façon suivante :

$$\sigma_t = 2P / \pi LD$$

$\sigma_t$  : Résistance en tension (Pa) ;  
P : Force maximale appliquée sur l'échantillon (N) ;  
D : Diamètre de l'échantillon (m) ;  
L : Épaisseur de l'échantillon (m).

Pour que l'essai soit valable, la rupture doit se produire le long d'un plan vertical au centre de l'échantillon. L'échantillon sera alors en tension le long de son diamètre.

Pour réaliser l'essai de flexion, il suffit de placer l'échantillon sur des blocs montés sur pivot, l'axe long parallèle à la presse. Par la suite, une charge de compression est appliquée sur l'échantillon. Le taux de chargement doit être constant et se situer entre 0,05 et 0,35 MPa/s (500 et 3000 psi/min) de façon à ce que l'essai ait une durée de 1 à 10 minutes (l'essai étant terminé avec la rupture de l'échantillon). La résistance en tension se calcule comme suit :

$$\sigma_t = 8PL / \pi d^3$$

$\sigma_t$  : Résistance en tension (Pa) ;  
 P : Force maximale appliquée sur l'échantillon (N) ;  
 L : Distance entre les appuis (m) ;  
 d : Diamètre de l'échantillon (m).

Comme pour l'essai Brésilien, la préparation des échantillons pour l'essai de flexion est relativement simple. Il suffit de sélectionner un échantillon de forme cylindrique d'une longueur minimale de 6 pouces (15 cm) et de le placer à l'horizontale sur deux appuis distants de 11,1 cm (4,37 pouces). Par la suite, à l'aide d'une presse on exerce une pression à mi-distance entre les appuis jusqu'à ce que l'échantillon se rupture. Lors de cet essai, l'échantillon sera sollicité en compression dans la partie concave (partie supérieure de l'éprouvette) et en tension dans la partie convexe (partie inférieure). Cette sollicitation représente bien celle qui pourrait se produire dans le pilier horizontal.

Dans cette campagne 9 essais Brésilien et 11 essais de flexion ont été réalisés. La moyenne des résultats de chacun des forages est présentée dans le tableau 17 et de façon détaillée en annexe 5 (tableaux A5.1 et A5.2). Tous les essais Brésilien sont valides, c'est-à-dire que la valeur de résistance en tension est acceptée, puisque les plans de ruptures sur les disques sont tous verticaux le long de leur diamètre reflétant ainsi une rupture en tension de l'échantillon.

Tableau 17: Résumé des résultats des essais brésilien et de flexion

Type d'essai	Forage PL-1	Forage PL-2	Moyenne	Ecart-type
Brésilien (MPa)	8,9	6,8	7,9	1,6
Flexion (MPa)	17,4	13,4	14,8	6,3

#### 4.3.2 Essai de compression uniaxiale et triaxiale et détermination des courbes enveloppes de rupture

Les essais en compression sont utiles puisqu'ils permettent de déterminer la résistance en compression du massif rocheux. Deux types d'essai ont été réalisés dans le cadre de ce projet soit : les essais en compression uniaxiale (UCS) (ASTM D 2938) et triaxiale (ASTM D 2664-95a) (ASTM international, 1970).

Pour ce type d'essai la préparation des échantillons est très importante. Tout d'abord, pour un échantillon cylindrique, le ratio longueur sur diamètre doit être entre 2,5 et 3 ; alors, la distribution des contraintes dans l'éprouvette est plus uniforme. Les faces du cylindre doivent être lisses et sans imperfection sinon une zone de concentration de contraintes pourrait se former menant ainsi à une rupture prématurée de l'échantillon. De plus, ces faces doivent être parallèles entre elles et perpendiculaires à l'axe long de l'échantillon. La coupe à la scie n'est pas suffisamment précise pour assurer le parallélisme des faces : elles doivent être polies avec une meule.

L'essai de compression uniaxiale (UCS) est relativement simple. Une charge est appliquée selon l'axe du cylindre qui est placé verticalement sur une presse et ce jusqu'à ce qu'il y ait rupture. Le taux de chargement a une influence sur la résistance en compression de l'échantillon. Effectivement, plus le taux de chargement est élevé, plus la résistance en compression sera grande et le contraire se produira lorsque le taux de chargement sera

faible. Un essai devrait durer entre 2 et 15 minutes selon les normes ASTM ce qui correspond à un taux de chargement variant entre 0,5 et 1 MPa/sec. Les essais ont été effectués sur 26 échantillons soit 21 de carbonatite dolomitique contenant différentes proportions de minéraux accessoires et 5 échantillons de carbonatite dolomitique contenant moins de 50% de fragments de syénite généralement ou totalement altérés en chlorite. La moyenne des valeurs de résistance obtenues par les essais sur les échantillons de carbonatite sans syénite est de 98 MPa (écart-type de 31 MPa) et celle des échantillons avec de la syénite est de 79 MPa (écart-type de 31 MPa) . L'annexe 5 (tableau A5.3) montre de façon détaillée les résultats des essais.

L'essai triaxial a comme objectif de déterminer la courbe enveloppe de rupture de la roche donnant ainsi sa résistance maximale en fonction du confinement qui lui est appliqué. La pression de confinement est créée dans une cellule de confinement par une pression hydraulique. L'échantillon doit être enveloppé dans une membrane flexible pour éviter que le liquide hydraulique ne soit en contact avec celui-ci, ce qui pourrait avoir comme conséquence de diminuer sa résistance. Les essais ont été réalisés avec des valeurs de pression de confinement de 1000, 3000, 5000 et 7000 psi soit 6,9 ; 20,7 ; 34,5 et 48,3 MPa. La compression et le confinement sont appliqués simultanément. Une fois la pression de confinement atteinte, la compression continue jusqu'à ce qu'il y ait rupture de l'échantillon. La durée de l'essai devrait être entre 2 et 15 minutes. Les courbes enveloppes sont représentées sur un diagramme de Mohr à l'aide du logiciel *Roclab* de la compagnie Rocscience (2006). Le tableau 18 montre un résumé des résultats des essais triaxiaux. Les

résultats détaillés et la courbe enveloppe de chaque essai sont en annexe 5 (tableau A5.4 et section A5.5).

Tableau 18: Résumé des résultats des essais triaxiaux

	Forage PL-1	Forage PL-1	Forage PL-1	Forage PL-2	Forage PL-2
	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Essai 4	Essai 5
Uniaxial (MPa)	82,3	96,5	119	98,8	62,8
Triaxial ( $\sigma_3$ = 6,9 MPa)	164,4	197,5	154,7	essai manqué	86,5
Triaxial ( $\sigma_3$ = 20,7 MPa)	250,2	147	254,6	194,7	210,7
Triaxial ( $\sigma_3$ = 34.5 MPa)	241,4	276,5	287,5	193,1	226,7
Triaxial ( $\sigma_3$ = 48.3 MPa)	344,6	329,2	340,2	252,4	212,2
Cohésion (c) (MPa)	7,5	7,9	8,7	6,8	4,9
Angle de friction ( $\varphi$ ) (degré)	40,3	37,2	38,6	31,5	37,4



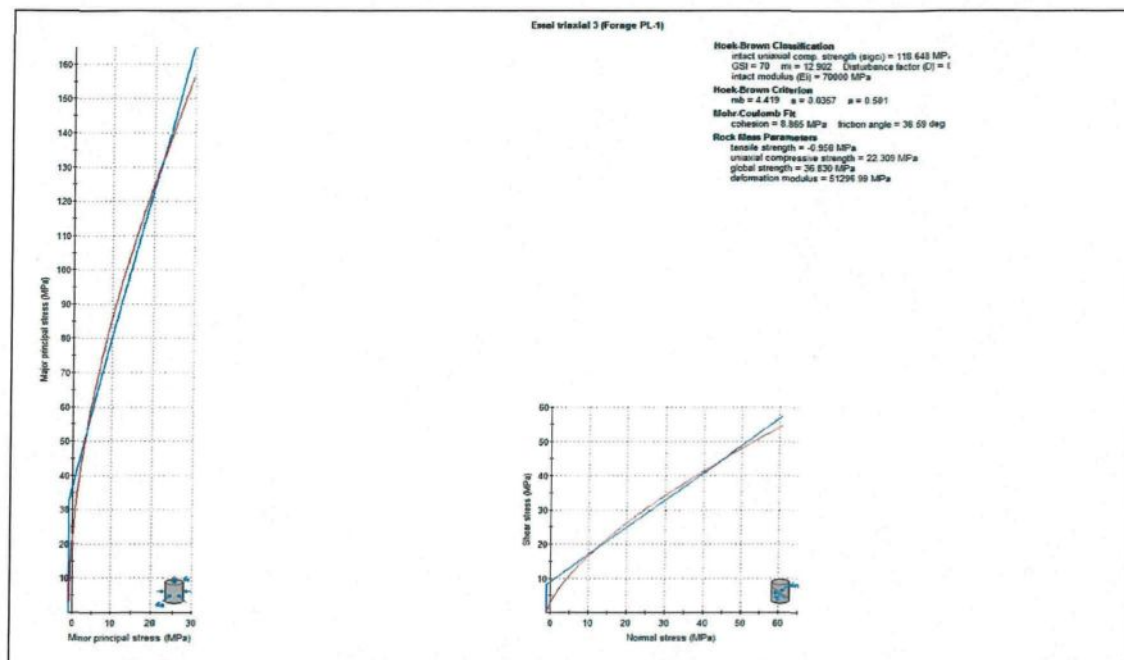


Figure 34: Courbe de l'enveloppe de rupture d'un essai triaxial réalisé sur un échantillon de carbonatite

La figure 34 montre les résultats de l'essai 3 réalisé sur le forage PL-1. Cette figure a été produite à l'aide du logiciel *RocLab* de la compagnie Rocscience (2006). Ce logiciel permet de tracer les courbes de rupture à partir des résultats obtenus en laboratoire. Le graphique de gauche représente la contrainte principale maximale ( $\sigma_1$ ) appliquée le long de l'axe long de l'échantillon en fonction de la contrainte principale minimale ( $\sigma_3$ ) ou de la pression de confinement appliquée sur l'échantillon. Les courbes sont celles obtenues à partir des résultats lors de l'essai. Le graphique de droite représente la résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale. Les paramètres affichés dans le coin droit de la figure sont déduits à partir de la classification du massif rocheux de Hoek et Brown

(Hoek et al. 2002). Enfin, à partir de ces courbes il est possible de déterminer la cohésion (c) et l'angle de friction de la roche ( $\phi$ ).

#### 4.3.3 Essai de déformabilité : détermination des courbes contrainte-déformation, module de Young et coefficient de Poisson

Le but de l'essai de déformabilité (ASTM D 3148-02) (ASTM international, 1970) est de déterminer les constantes élastiques de la roche. La préparation des échantillons est la même que dans le cas des essais de compression uniaxiale et triaxiale, à l'exception que des jauges doivent être collées sur l'échantillon. Deux jauges sont nécessaires par échantillon et elles doivent être positionnées au centre de celui-ci à 180 degrés l'une par rapport à l'autre. Il est très important de suivre la procédure de collage, car la précision des résultats y est directement reliée. Chacune des jauges mesure la déformation longitudinale et transversale de l'échantillon lorsqu'il est soumis à un chargement axial.

Le module de Young ou module d'élasticité (E) est dérivé de la loi de Hooke sur les déformations élastiques. Le module de Young correspond au rapport entre la contrainte appliquée sur un matériau et la déformation que subit celui-ci dans la direction de la contrainte appliquée.

$$E = \sigma_x / \epsilon_x$$

E : Module de Young ;  
 $\sigma_x$  : Contrainte axiale ;  
 $\epsilon_x$  : Déformation axiale.

Ce rapport est constant pour des petites déformations, c'est-à-dire qu'il est valide tant que le matériau reprend sa forme initiale après l'application d'une force.

Le coefficient de poisson ( $\nu$ ) permet de caractériser la déformation transversale d'un matériau qui subit une contrainte axiale. Il s'agit du rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale lorsque le chargement uniaxial est orienté dans la direction longitudinale.

$$\nu = - \epsilon_y / \epsilon_x$$

$\nu$  : Coefficient de Poisson ;

$\epsilon_y$  : Déformation transversale ;

$\epsilon_x$  : Déformation longitudinale (direction de la contrainte appliquée)

Ce rapport varie entre 0 et 0,5. Lorsque le coefficient de poisson est de 0,5 le matériau est dit incompressible.

Cinq éprouvettes ont été sélectionnées pour effectuer des essais de déformation. Toutefois, il y a eu un problème lors de la collecte des valeurs de déformation de l'éprouvette et de charge exercée par la presse. Les nouveaux équipements acquis à l'université n'ont pas permis de recueillir de bons résultats.

#### 4.4 Compilation, analyse et interprétation des résultats

La résistance en tension de la roche a été mesurée de façon indirecte par les essais Brésilien et de flexion. Les résultats obtenus diffèrent d'une méthode à l'autre. Les résultats des essais Brésilien sont assez constants dans les deux forages. En excluant deux essais, qui ont donné des valeurs plus faibles de 5,6 et 5,9 MPa (échantillons 14c et 16b respectivement), la résistance en tension varie entre 7,4 et 10,6 MPa. Cette faible différence peut s'expliquer par le fait que les échantillons représentaient sensiblement la même lithologie et qu'aucun ne semblait avoir de plan de faiblesse pouvant affecter de façon significative la résistance du disque. Les résultats des essais de flexions varient beaucoup plus. Ils se regroupent en trois catégories : 1) les plus faibles qui ont une résistance en tension inférieure à 10 MPa, 2) ceux qui ont une résistance moyenne variant entre 10 MPa et 20 MPa et finalement 3) ceux qui ont une résistance en tension supérieure à 20 MPa. La lithologie et la présence de fissures semblent expliquer cette variation. Les échantillons avec la plus faible résistance en tension sont ceux dont la lithologie est très défavorable, i.e. : composés d'une grande quantité de minéraux accessoires, comportant un contact entre deux lithologies différentes, contenant des fragments de syénite altérés en chlorite et/ou présentant beaucoup de fissures visibles de bonne dimension. Les échantillons ayant les valeurs les plus élevées sont composés de carbonatite non altérée avec peu de minéraux accessoires et à peu près exempts de fissures.

Dans cette campagne et celle de Desbiens (1997) les valeurs obtenues de résistance en tension sont plus élevées avec l'essai de flexion qu'avec l'essai Brésilien. Desbiens (1997) a obtenue une moyenne de 7,1 MPa pour l'essai brésilien et 11,1 MPa pour l'essai de flexion. Les résultats de cette campagne donnent une moyenne de 7,8 MPa pour l'essai Brésilien et de 15,4 pour l'essai de flexion. Donc, l'essai Brésilien est plus conservateur que l'essai de flexion. En réalisant une moyenne des valeurs obtenues pour chacune des séries d'essais et pour chaque forage on obtient une résistance en tension de 11,6 MPa, ce qui concorde avec l'observation fréquente d'une résistance en tension de la roche qui est d'environ 10% de sa résistance en compression, laquelle est de 100 MPa pour le massif de Niobec. Le tableau 19 compare les résultats des essais Brésilien effectués dans diverses campagnes à Niobec.

Tableau 19: Comparaison des résultats des essais brésiliens des différentes études réalisées à Niobec

Étude	Essai	Lithologie	Valeur (MPa)	Moyenne (MPa)
Bétounay et al. 1986	Brésilien	Calcaire Trenton	6	6
Labrie 1989		C5	9	8
Labrie 1997			7	
Labrie 1989		C3A-C3B	8	8,3
Desbiens 1997			9	
Présente étude			8	
Labrie 1989		C3C	10	9,5
Corthésy 2000a			9	
Corthésy 2000a		Sb	7	7
Labrie 1989		C3A-C3B (altéré)	6	6
Labrie 1989		Sy	8	8,3
Labrie 1997			9	
Desbiens 1997			9	
Corthésy 2000a			7	
Labrie et al. 1989		C3N	11	10,5
Labrie 1997			10	
Labrie 1989		Sy altérée	6	8
Labrie 1997			9	
Desbiens 1997			9	
Corthésy 2000a			8	
Labrie 1989		C3N altérée	6	8
Labrie 1997			10	

Les essais de compression uniaxiale (UCS) et triaxiale se sont très bien déroulés. La préparation des échantillons a été effectuée suivant les normes, ce qui a permis d'avoir des surfaces de contact planes et presque parallèles entre elles. Le seul point négatif de la préparation est que le rapport d'allongement des éprouvettes était un peu faible, entre 2,14 et 2,19, ce qui a comme conséquence que les résultats obtenues sont légèrement supérieurs à ceux qui auraient été obtenus avec un rapport d'allongement plus élevé (entre 2,5 et 3).

Toutefois, comme Desbiens (1997) a utilisé un rapport de 2, les résultats de ces campagnes peuvent être comparés. Pour ce qui est des autres études, les documents disponibles ne donnent pas la valeur du rapport d'allongement. Le tableau 20 compare les résultats obtenus des différentes campagnes d'essais en compression uniaxiale en regroupant chacune des lithologies. Les valeurs obtenues concordent avec celles des autres campagnes. Lorsqu'on observe les résultats de cette campagne plus attentivement (tableau A5.3) on remarque que les plus faibles valeurs ont été obtenues avec les échantillons altérés, fissurés ou qui contenaient des fragments de syénite. La résistance en compression de ces échantillons varie entre 30 et 60 MPa, ce qui correspond à une diminution de l'ordre de 40% à 70% par rapport à la résistance en compression d'un échantillon non altéré et sans fissure apparente.

Tableau 20: Comparaison des résultats des essais de compressions uniaxiales des différentes études réalisées à Niobec

Étude	Essai	Lithologie	Valeur (MPa)	Moyenne (MPa)
Bétounay et al. 1986	Compression uniaxiale	Calcaire Trenton	93	93
Labrie 1989		C5	141	128
Labrie 1997			132	
Présente étude			110	
Labrie 1989		C3A-C3B	106	116
Desbiens 1997			132	
Présente étude			110	
Labrie 1989		C3C	96	96
Corthésy 2000a			95	
Corthésy 2000a		Sb	98	88
Présente étude			78	
Labrie 1989		C3A-C3B (altéré)	46	51
Présente étude			55	
Labrie 1989		Sy	100	159
Labrie 1997			140	
Desbiens 1997			126	
Corthésy 2000a			268	
Labrie 1989		C3N	120	158
Labrie 1997			196	
Labrie 1989		Sy altérée	69	84
Labrie 1997			86	
Desbiens 1997			99	
Corthésy 2000a			86	
Présente étude			82	
Labrie 1989		C3N altérée	75	83
Labrie 1997			91	

Les deux modes de rupture qui se sont le plus souvent produits sont : la rupture en forme de cône de l'éprouvette et celle par cisaillement le long d'un plan oblique. Ces deux modes de rupture sont décrits dans Vutukuri et al. (1974). À quelques occasions la rupture s'est produite sur des plans de faiblesse qui étaient déjà présents dans l'échantillon, causant ainsi des ruptures prématurées.



Les résultats d'essais triaxiaux réalisés dans cette étude peuvent être comparés à ceux obtenus par Desbiens (1997) puisque, dans les deux cas, les équipements de laboratoire de l'Université du Québec à Chicoutimi ont été utilisés. Le tableau 21 permet de comparer les résultats des deux campagnes pour des essais effectués sur des échantillons de carbonatite. Desbiens a réalisé ses essais avec des échantillons classifiés C5 à C3NA, c'est-à-dire de la carbonatite dolomitique sans minéraux accessoires et de la carbonatite dolomitique à grains fins avec 1% à 3% de minéraux accessoires. Quant aux échantillons PL-1-1 à PL-1-3, il s'agit de la carbonatite dolomitique à grains moyens avec ou sans minéraux accessoires (C3A-C3B). Les résultats obtenus par Desbiens sont légèrement supérieurs à ceux obtenus dans cette campagne, surtout pour les pressions de confinement élevées. L'absence de foliation dans la majorité des échantillons de Desbiens pourrait expliquer cette légère différence.

Tableau 21: Comparaison des résultats des essais triaxiaux sur les échantillons de carbonatite

Échantillons	SD-9601	SD-9603	SD-9609	SD-9614	SD-9616	PL-1-1	PL-1-2	PL-1-3
$\sigma_3$	$\sigma_1$	$\sigma_1$	$\sigma_1$	$\sigma_1$	$\sigma_1$	$\sigma_1$	$\sigma_1$	$\sigma_1$
6,9	164	167	212	220	170	164	198	155
20,7	294	277	235	198	367	250	147	255
34,5	335	272	307	350	310	241	277	288
48,3	455	160	477	360	350	345	329	340

Les valeurs des séries d'échantillons SD du tableau 22 proviennent d'essais réalisés sur des éprouvettes de syénite fraîche (SD-9610) et de syénite altérée (SD-9612). Les séries PL-2-1 et PL-2-2 comprennent des échantillons provenant de carbonatite avec quelques

fragments de syénite, mais avec des fissures dont les épontes sont chloritisées ainsi que des échantillons de carbonatite contenant 10% à 20% de fragments de syénite totalement chloritisés et comptant quelques fissures respectivement. On remarque que la résistance de la syénite fraîche ou légèrement altérée s'apparente à celle de la carbonatite. Toutefois, lorsque la carbonatite contient des fragments de syénite fortement altérés en chlorite ou des fissures chloritisées la résistance de l'éprouvette est diminuée. Donc, à l'échelle du massif rocheux les bandes de syénites bréchiques et les zones de carbonatite fortement altérée sont susceptibles de créer des instabilités. Ces phénomènes ont déjà été observés et seront discutés dans un chapitre ultérieur.

Tableau 22: Comparaison des résultats des essais triaxiaux des échantillons de syénite et de syénite bréchique

Échantillons	SD-9610	SD-9612	PL-2-1	PL-2-2
$\sigma_3$	$\sigma_1$	$\sigma_1$	$\sigma_1$	$\sigma_1$
6,9	255	147		87
20,7	209	250	195	211
34,5	222	332	193	227
48,3	432	375	252	212

La campagne réalisée dans le cadre de ce projet n'a pas permis de recueillir des résultats de déformation pour les raisons évoquées dans la section précédente. Bien qu'il aurait été intéressant de comparer les valeurs qui auraient été obtenues à celles des campagnes passées, il n'y a pas lieu de croire que les résultats auraient différés puisque les valeurs obtenues lors des essais de compression uniaxiale, triaxiale, Brésilien et de flexion concordent avec celles des autres campagnes. Donc, il n'est pas justifié de refaire des essais de déformations. Toutefois, un bon nombre d'essais sont disponibles pour caractériser les

paramètres de déformation du massif. Les tableaux 23 et 24 donnent les valeurs du module de Young et du coefficient de Poisson pour différentes lithologies.

Tableau 23: Comparaison du module de Young obtenu à partir des différents essais de déformation

Étude	Essai	Lithologie	Valeur (GPa)	Moyenne (GPa)
Bétournay et al. 1986	Module Young (GPa)	Calcaire Trenton	26	26
Labrie 1987		C5	77	78
Labrie 1997			73	
Desbiens 1997			82,5	
Labrie 1987		C3A-C3B	56	60
Desbiens 1997			64	
Labrie 1987		C3C	58	58
Labrie 1987		Sy	79	62
Labrie 1997			58	
Desbiens 1997			51	
Labrie 1987		Sy altérée	37	44
Labrie 1997			43	
Desbiens 1997			52	
Labrie 1987		C3N (A-B)	64	73
Labrie 1997			85	
Desbiens 1997			70	
Arjang 1986		Carbonatite	75	75

Tableau 24: Comparaison du coefficient de Poisson obtenu à partir des différents essais de déformation

Étude	Essai	Lithologie	Valeur	Moyenne
Bétournay et al. 1986	Coefficient de Poisson	Calcaire Trenton	0,16	0,16
Labrie 1987		C5	0,3	0,44
Desbiens 1997			0,58	
Labrie 1987		C3A-C3B	0,26	0,26
Desbiens 1997			0,25	
Labrie 1987		C3C	0,31	0,31
Labrie 1987		Sy	0,25	0,25
Desbiens 1997			0,24	
Labrie 1987		Sy altérée	0,28	0,29
Desbiens 1997			0,3	
Labrie 1987		C3N (A-B)	0,26	0,27
Desbiens 1997			0,27	
Arjang 1986		Carbonatite	0,31	0,31

On remarque que les valeurs des différentes campagnes se ressemblent. Donc, les propriétés du massif rocheux sont différentes pour chacune des lithologies mais constantes en fonction de la profondeur dans le massif. Le tableau 25 résume les propriétés de la carbonatite dolomitique fréquemment rencontrée à la mine Niobec:

Tableau 25: Valeurs moyennes des propriétés du roc intact de la mine Niobec

Propriété	Carbonatite
Compression uniaxiale	70 à 150 MPa (moyenne 100)
Résistance en tension	6 à 11 MPa (moyenne 8)
Module de Young	58 à 75 GPa (moyenne 70)
Coefficient de Poisson	0,25 à 0,44 (sans la valeur de C5 par Desbiens 1997)
Cohésion	8 MPa
Angle de friction	39 degrés

Finalement, on remarque que pour les unités de carbonatite les propriétés sont constantes sauf lorsqu'il y a abondance de minéraux accessoires ou qu'il y a beaucoup d'altération. Les valeurs du tableau 25 sont celles utilisées pour caractériser le massif rocheux de la mine Niobec dans le logiciel de simulation numérique des niveaux de contraintes, qui sera présenté au chapitre suivant.

## CHAPITRE 5

### CARACTÉRISATION DES PRESSIONS DE TERRAIN DU MASSIF ROCHEUX DE LA MINE NIOBEC

Il existe différents moyens de caractériser les pressions de terrain dans un massif rocheux. Certaines données structurales telles que les fractures et les zones de failles peuvent fournir de l'information quant à l'orientation des contraintes principales. Toutefois, ces observations montrent l'orientation des contraintes naturelles lors de la formation de ces structures. Cette orientation n'est probablement pas restée constante à travers les événements géologiques. D'autres signes visibles sur le terrain lors du développement des excavations peuvent fournir des informations sur l'orientation des contraintes, mais à une échelle beaucoup plus locale. Par exemple, des écailles qui se forment dans un trou de forage, des fractures de tension qui se développent dans des piliers, etc. Pour connaître l'orientation et la grandeur des pressions de terrain dans le massif rocheux, différentes techniques ont été développées comme le surcarottage, la fracturation et le soulèvement hydraulique. Des synthèses des méthodes de mesure de contraintes ont été publiées par Hudson et al. (2003), Sjöberg et al. (2003), Haimson et al. (2003) et Christiansson et al. (2003). Finalement, il est possible de simuler l'évolution des pressions de terrain à l'aide de

différents logiciels de simulation numérique une fois le champ des contraintes naturelles établi.

## 5.1 Compilation des mesures de pression de terrain réalisées à la mine Niobec

La mine Niobec a fait effectuer deux campagnes de mesures de pression de terrain. La première fut réalisée par le laboratoire de CANMET (Arjang, 1986) puis la seconde par le laboratoire de mécanique des roches de l'École Polytechnique (Corthésy, 2000b).

### 5.1.1 Étude de CANMET

La campagne de mesure des contraintes naturelles effectuée par CANMET à la mine Niobec s'est déroulée dans le cadre d'un projet d'analyse de stabilité minière qui a débuté en 1985. Ces valeurs étaient nécessaires pour créer un modèle de simulation numérique dans le but de concevoir une séquence de minage optimale pour la récupération des piliers horizontaux et verticaux. Lors de cette campagne, neuf essais ont été réalisés repartis sur les niveaux 850 et 1000 pieds (260 et 305 mètres). Les différents paramètres des tenseurs de contraintes ont été estimés par surcarottage. Deux types de cellules furent utilisés : cinq mesures ont été effectuées avec des cellules triaxiales de type CSIRO et trois avec des cellules de type CSIR. Les cellules de type CSIR comportent trois rosettes possédant quatre jauges chacune. Elles sont placées sur des pistons rétractables servant à les coller sur la

paroi du trou de forage et actionnés par de l'air comprimé. Une fois les rosettes positionnées et collées, une saignée est réalisée et les jauges enregistrent les contraintes libérées autour de la cellule. Le tenseur de contraintes peut ainsi être caractérisé. La cellule de type CSIRO est composée d'un cylindre creux à l'intérieur duquel neuf jauges sont installées. La cellule est collée dans le trou et les données sont enregistrées au fur et à mesure que la saignée est réalisée puisqu'un câble passe à travers les tiges de forages jusqu'à un ordinateur. L'avantage de la cellule CSIRO est qu'une seule mesure est nécessaire pour caractériser le tenseur des contraintes. Les tableaux 26 et 27 montrent les résultats obtenus.

Tableau 26: Résultats des contraintes mesurées dans chaque trou par CANMET (Arjang, 1986)

Niveau	No. Test	$\sigma_{NS}$ (MPa)	$\sigma_{EO}$ (MPa)	$\sigma_V$ (MPa)	$T_{NS-EO}$ (MPa)	$T_{EO-V}$ (MPa)	$T_{V-NS}$ (MPa)
850	N2-1	5,64	3,45	-0,07	3,74	-1,15	-1,64
	N2-2	17,15	13,92	20,31	-1,17	1,16	-3,38
	N2-3	16,72	7,7	23,3	-6,46	3,45	-4,78
	N2-4	12,02	10,91	8,52	0,42	1,1	0,21
	N3-1	12,37	8,05	4,6	4,58	-0,47	-0,58
	N3-2	16,77	10,06	5,5	8,23	-1,49	-3,17
1000	N1-1	8,21	19,4	7,3	-2,32	0,22	-0,53
	N2-2	7,17	22,17	9,43	-0,12	1,11	0,02



Tableau 27: Résultats des contraintes principales dans chaque trou par CANMET (1986)

Niveau	No. Test	$\sigma_1$			$\sigma_2$			$\sigma_3$		
		Contrainte	Direction	Plongée	Contrainte	Direction	Plongée	Contrainte	Direction	Plongée
		MPa	degré	degré	MPa	degré	degré	MPa	degré	degré
850	N2-2	22,76	64	8	15,1	156,1	15	13,53	308	73
	N2-3	27,76	64	15	15,7	160	21	4,26	301	64
	N2-4	12,3	314	24	11,1	83	54	8,15	212	24
	N3-1	15,32	212	4	5,15	303	8	4,55	276	-81
	N3-2	23	214	11	5,2	110	50	4,12	132	-37
1000	N1-1	19,85	281	-2	8,05	12	-32	7,00	9	58
	N2-2	22,26	270	-5	9,35	280	85	7,17	180	1

En observant les tableaux 26 et 27, on remarque qu'il y a une forte variation dans les valeurs des contraintes au niveau 850. En effet,  $\sigma_{N-S}$  varie entre 5,64 MPa et 16,77 MPa,  $\sigma_{E-O}$  varie entre 3,45 MPa et 13,92 MPa et  $\sigma_v$  entre -0,07 MPa et 23,3 MPa. Ceci s'explique par le fait que le trou numéro 2 était situé près du chantier 8-203-13, donc le trou se trouvait dans le champ de variation des contraintes causée par l'excavation de cette ouverture. Enfin, pour ce qui est du trou numéro 3, il a dû être abandonné puisque ce secteur du massif était trop fracturé pour en tirer des résultats valables. Donc, il est préférable de ne pas prendre en considération les mesures du niveau 850, mais seulement celles du niveau 1000.

### 5.1.2 Étude Polytechnique

En 2000, Corthésy de l'École Polytechnique a procédé à une campagne de mesure de contraintes dans le but de déterminer les pressions de terrain au troisième bloc minier.

Les essais ont été effectués au niveau 1450 (442 mètres) dans la galerie 1 loin de toutes ouvertures pouvant modifier le champ de contrainte naturelle. La méthode du « doorstopper » modifiée fut utilisée. Celle-ci consiste à coller au centre du fond d'un forage de calibre NX, une cellule comportant une rosette à quatre jauges. Par la suite, il suffit de prolonger le trou de forage, de façon à réaliser une saignée, libérant ainsi les contraintes agissant sous les jauges. Les déformations suite à la saignée sont mesurées et enregistrées puis elles sont utilisées dans le calcul des contraintes *in situ* présentes dans le massif (Hudson et al. 2003, Sjöberg et al. 2003, Haimson et al. 2003 et Christiansson et al. 2003).

Lors de cette campagne, neuf (9) mesures ont été réalisées dans trois trous de forages. Toutefois, seulement six (6) mesures ont permis la récupération de données nécessaires aux calculs. Les tableaux 28 et 29 montrent les résultats obtenus au niveau 1450.

Tableau 28: Contrainte dans le système de référence de la mine Niobec

Profondeur (pieds)	$\sigma_{N-S}$ (MPa)	$\sigma_{E-O}$ (MPa)	$\sigma_v$ (MPa)	$\tau_{NS/EO}$ (MPa)	$\tau_{EO/V}$ (MPa)	$\tau_{V/NS}$ (MPa)
1450	21,6	21,2	11,8	8,1	-3,3	1,5

Tableau 29: Grandeur et orientation des contraintes principales

Profondeur (pieds)	$\sigma_1$			$\sigma_2$			$\sigma_3$		
	Grandeur	azimut	plongée	grandeur	azimut	plongée	grandeur	azimut	plongée
1450	29,5 MPa	45°	-4°	16 MPa	318°	38°	9,1 MPa	130°	51°

### 5.1.3 Comparaison des résultats des campagnes de mesures

On remarque que les valeurs des contraintes principales entre les niveaux 1000 et 1450 sont différentes. Celles du niveau 1450 sont plus élevées ce qui concorde avec la réalité puisqu'en profondeur le niveau de contrainte augmente. Pour être en mesure de comparer les résultats entre eux on peut calculer le gradient de contraintes en fonction de la profondeur. Le tableau 30 montre les différentes valeurs de gradients des contraintes principales ainsi que différents rapports entre les contraintes principales.

Tableau 30: Comparaison des résultats des deux campagnes

	CANMET 1000	Polytechnique 1450	Moyenne
Gradient vertical $\sigma_v$ / profondeur (Mpa/m)	0,027	0,026	0,027
Gradient Horizontal $\sigma_{N-S}$ / profondeur (Mpa/m)	0,025	0,048	0,037
Gradient Horizontal $\sigma_{E-O}$ / profondeur (Mpa/m)	0,068	0,048	0,058
Gradient $\sigma_1$ / profondeur (Mpa/m)	0,069	0,067	0,068
Gradient $\sigma_2$ / profondeur (Mpa/m)	0,029	0,036	0,032
Gradient $\sigma_3$ / profondeur (Mpa/m)	0,023	0,021	0,022
Rapport $\sigma_1 / \sigma_3$	2,97	3,24	
Rapport $\sigma_1 / \sigma_2$	2,42	3,24	

Pour les fins de comparaison, les valeurs obtenues par Arjang (1986) au niveau 850 ne sont pas compilées pour les raisons énumérées à la section 5.1.1. En observant le tableau 30 on remarque que pour le gradient vertical les valeurs sont semblables, tandis que pour les gradients horizontaux la différence est non négligeable. Pour ce qui est du gradient des contraintes principales les valeurs des deux campagnes sont comparables sauf dans le cas de la contrainte majeure intermédiaire. De plus on remarque que le rapport  $\sigma_1 / \sigma_3$  est plus élevé dans l'étude de l'École Polytechnique (Corthésy 2000b) que dans celui de CANMET

(Arjang 1986). Les différences entre les valeurs obtenues sont explicables par le choix de la méthode. Effectivement, les mesures de contraintes par surcarottage sont très difficile à réaliser et demandent une très grande précision dans l'exécution des étapes sur le terrain. Les deux rapports présentent des causes d'erreurs qui peuvent justifier ces différences. Selon Sjöberg et al. (2003) l'orientation est un des paramètres des plus difficiles à mesurer avec précision lors du surcarottage. Il s'agit d'ailleurs d'une des conclusions de ces deux rapports.

#### 5.1.4 Comparaison des résultats avec la théorie

La contrainte verticale agissant dans le massif rocheux est celle du poids des terres.

Elle obéit à la règle suivante :

$$\sigma_v = \gamma D$$

$\gamma$  : poids de la roche (kN/m<sup>3</sup>) ;  
D : profondeur de la mesure (m).

Donc, à 1000 pieds (304,8 mètres) et à 1450 pieds (441,96 mètres) la contrainte verticale devrait se situer autour de 8,53 et 12,37 MPa respectivement et ce pour un poids de la roche de 28 kN/m<sup>3</sup>. Ceci concorde bien avec les résultats mesurés de 8,37 et de 11,8 MPa pour des profondeurs de 1000 et 1450 pieds. Arjang et Herget (1990) ont publié une étude regroupant des mesures de contraintes recueillies dans différentes mines du Bouclier canadien à des profondeurs allant jusqu'à 2200 mètres. Généralement dans le Bouclier canadien la contrainte majeure et la contrainte intermédiaire sont horizontales. La figure 35

montre les valeurs de  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  en fonction de la profondeur. Les points verts et rouges représentent les contraintes principales majeures et intermédiaires moyennes qui devraient être mesurées à la mine Niobec. Pour le niveau 1000,  $\sigma_1$  devrait être autour de 22,5 MPa et  $\sigma_2$  autour de 14,5 MPa. La campagne de Arjang (1986) a mesuré un  $\sigma_1$  de 21,1 MPa et un  $\sigma_2$  de 8,7 MPa. Pour le niveau 1450,  $\sigma_1$  devrait être autour de 28,6 MPa et  $\sigma_2$  autour de 18,9 MPa. La campagne de Corthésy (2000b) a donné comme résultats un  $\sigma_1$  moyen de 29,5 MPa et un  $\sigma_2$  moyen de 16 MPa. Les valeurs des contraintes principales majeures et des contraintes mineures concordent avec les résultats de l'étude de Arjang et Herget (1990). Toutefois, pour ce qui est de la contrainte majeure intermédiaire les mesures effectuées à la mine Niobec sont toujours inférieures à la moyenne de celles de l'étude de Arjang et Herget (1990).

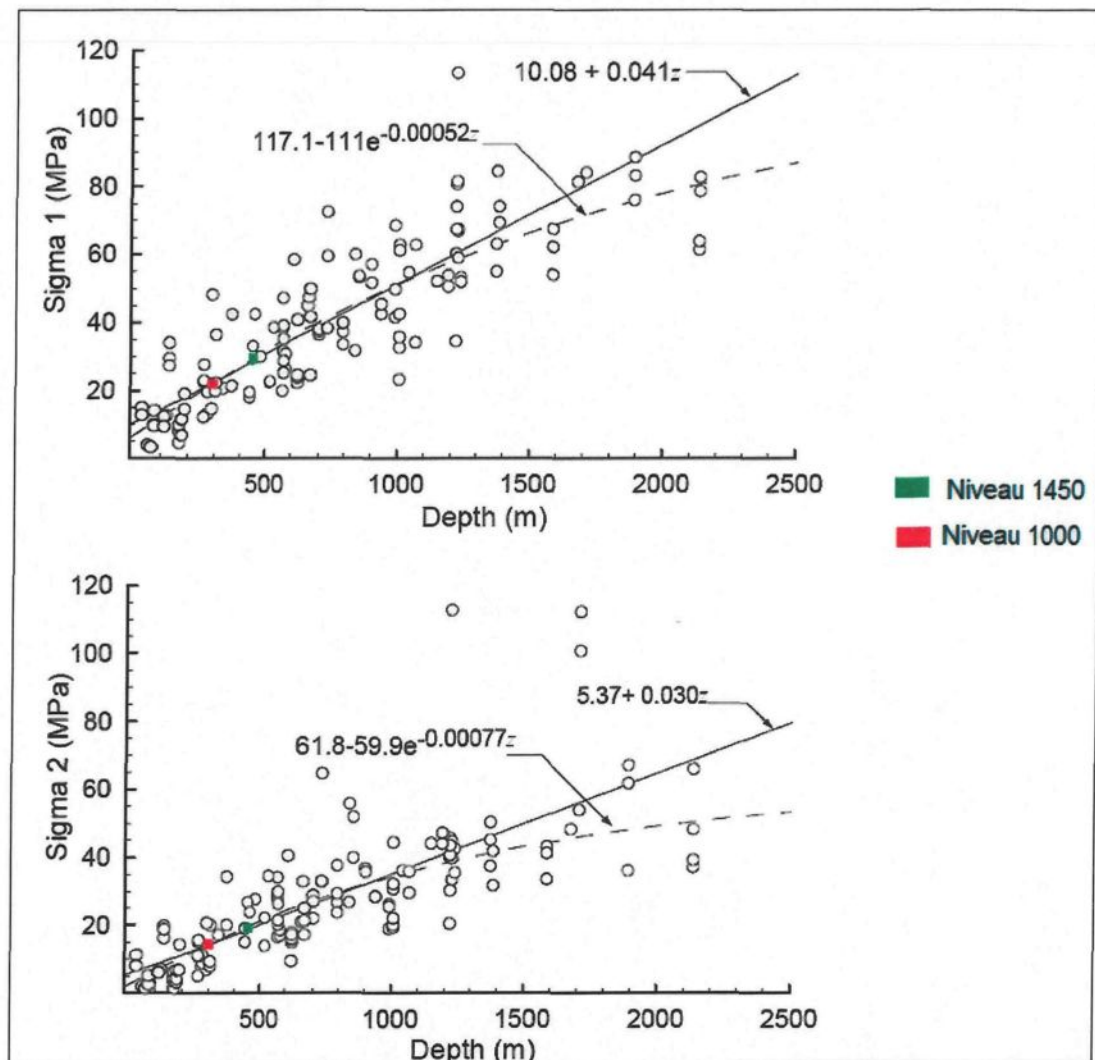


Figure 35: Grandeur de  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$  dans le Bouclier canadien

Tiré de Arjang et Herget (1990)

## 5.2 Simulation numérique

Comme il a été mentionné dans l'introduction de ce chapitre, il est possible d'utiliser un logiciel de simulation numérique pour simuler l'évolution des contraintes en profondeur. Différents logiciels sont disponibles sur le marché selon les besoins des

utilisateurs. Le logiciel utilisé dans le cadre de ce projet de recherche est *Map3D* commercialisé par la compagnie Mine Modelling Pty Ltd (2005). Les raisons majeures qui justifiaient l'emploi de ce logiciel par Niobec sont les suivantes: il s'agit d'un logiciel assez simple d'utilisation, il permet le calcul des contraintes au pourtour d'ouvertures ayant des géométries complexes, il offre des modules permettant la programmation de diverses séquences de minage et le temps de calcul est raisonnable.

#### 5.2.1 *Map3D*

Le logiciel *Map3D* (Mine Modelling Pty Ltd, 2005) permet de construire des formes en trois dimensions, de les visualiser et d'en faire l'analyse à l'aide de simulations numériques par la méthode des éléments frontières (BEM pour *Boundary Element Method*). Cette méthode de calcul est décrite par Brady et Brown (2004). Deux types d'éléments peuvent être inclus dans ce logiciel. Tout d'abord, les forces fictives (FF) qui sont utilisées pour définir les excavations et les zones présentant des comportements mécaniques différents. Ensuite, il y a les discontinuités de déplacement (DD) qui sont des plans qui représentent des fractures ou des failles. Une fois le modèle construit, les valeurs des paramètres (module de Young, coefficient de Poisson, gradient des contraintes principales et d'autres paramètres sur la précision des calculs) entrés et la séquence d'extraction programmée, le logiciel procède à l'étape de la discrétisation. La discrétisation est l'étape qui permet le passage d'un domaine continu vers un domaine discret. Ceci permet



l'obtention de solutions numériques approximatives au système physique soumis à des sollicitations externes. En d'autres termes il s'agit de poser les bonnes équations avec les bonnes lois de comportement pour permettre le calcul d'une solution. L'hypothèse simplificatrice utilisée par *Map3D* (Mine Modelling Pty Ltd, 2005) est que le milieu dans lequel se situent les excavations est homogène et isotrope et que les déformations subies par le massif rocheux restent dans le domaine élastique. Donc, les trois paramètres les plus importants sont le module de Young, qui représente la rigidité d'un matériau lorsqu'il est soumis à une contrainte en traction, le coefficient de Poisson, qui représente la déformation de la matière perpendiculairement à la direction de la contrainte principale, la grandeur et l'orientation des contraintes principales à laquelle est soumis le massif rocheux. Toutefois, il est possible d'ajouter des structures planaires telles que des failles pour analyser le glissement et la dilatation en mode élasto-visco-plastique. Ce logiciel permet de calculer les contraintes, les déformations, les déplacements, différents facteurs de sécurité et des contours de probabilité de rupture. Un des avantages de ce logiciel est la facilité de son utilisation. Différentes étapes et scénarios de minage peuvent être créés dans le but d'observer l'évolution du champ de contraintes au fur et à mesure que les ouvertures sont dynamitées. Les résultats des simulations numériques sont visualisés sur des plans définis par l'utilisateur. Le temps de calcul dépend du nombre d'étapes de minage, du nombre et de la longueur des plans prédéfinies et de la précision désirée. Par contre, comme le massif rocheux est simulé en milieu élastique, il est impossible de simuler des ruptures dans le massif rocheux et les redistributions de contraintes qui s'en suivent. Les tableaux 31 et 32 montrent la valeur des paramètres précédemment énoncés qui sont nécessaires pour

effectuer les simulations numériques. Comme on peut le remarquer il s'agit de la valeur moyenne obtenue à partir des essais en laboratoire sur de la carbonatite sans altération et sans concentration élevée en minéraux accessoires. Le tenseur de contraintes représente la moyenne des mesures des campagnes de Arjang (1986) pour le niveau 1000 et de Corthésy (2000) pour la contrainte majeure intermédiaire et minimale. Pour la contrainte maximale cette moyenne a été légèrement réduite pour respecter les valeurs obtenues dans le reste du Bouclier canadien (Arjang et Herget, 1990).

Tableau 31: Gradients et orientations des contraintes principales utilisés dans Map3D

$\sigma_1$			$\sigma_2$			$\sigma_3$		
Gradient (MPa/m)	Direction (degré)	Plongée (degré)	Gradient (MPa/m)	Direction (degré)	Plongée (degré)	Gradient (MPa/m)	Direction (degré)	Plongée (degré)
0,064	239	04	0.032	331	31	0,023	142	59

Tableau 32: Propriété du roc intact dans Map3D

Propriété	Valeur
Module de Young	70 GPa
Coefficient de Poisson	0,29

### 5.3. Niveau de contraintes en profondeur

Pour l'expansion de la mine, aucune mesure de contraintes *in-situ* n'a été et ne sera réalisée. Les raisons qui justifient cette décision sont les coûts très élevés de ces campagnes pour le peu d'informations additionnelles qu'elles peuvent apporter. En effet, les mesures de contraintes *in-situ* sont très locales, difficiles à réaliser et donnent des résultats variables

comme il a été démontré dans les sections précédentes. Enfin, comme le massif rocheux de la mine n'est plus intact en raison des nombreuses excavations, l'orientation des contraintes principales est probablement différente là où la concentration des chantiers est importante (Kaiser et al., 2001). Le niveau de contrainte pour les futurs blocs d'exploitation pourra être obtenu à l'aide de simulation numérique provenant du logiciel *Map3D* (Mine Modelling Pty Ltd, 2005), à partir des valeurs théoriques (poids de terres et contraintes horizontales dans le Bouclier Canadien) et à partir des mesures déjà effectuées.

La figure 5 du chapitre 2 montre à quelle élévation seront les galeries lors de l'expansion de la mine Niobec. Le niveau de contrainte du massif intact à la base et au sommet des trois nouveaux blocs miniers calculés avec différentes méthodes est présenté au tableau 33.

Tableau 33: Niveau de contraintes en haut du bloc 4 et à la base du bloc 5

Profondeur	Méthode	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$
1600 pieds (488 mètres)	Arjang et Herget (1990)	30,5	20,3	14,1
	CANMET	33,7	13,9	11,3
	Polytechnique	32,6	17,7	10,0
2400 pieds (732 mètres)	Arjang et Herget (1990)	40,7	27,5	21,2
	CANMET	50,6	20,9	17,0
	Polytechnique	48,9	26,5	15,1

On remarque que les valeurs de la contrainte principale majeure théorique sont moins élevées que celles obtenues lors des campagnes de mesures. Pour ce qui est des contraintes principales intermédiaire et mineure elles sont légèrement inférieures aux

contraintes moyennes mesurées dans le Bouclier canadien par Arjang et Herget (1990). Toutefois, les valeurs qui ont été entrées dans le logiciel de simulations numériques représentent un compromis entre les valeurs théoriques et celles obtenues lors des campagnes de mesures.

Avec l'expansion en profondeur ainsi que le changement dans la méthode de minage, la mine Niobec devra faire face à des problèmes auxquels elle n'a que très peu été confrontée à ce jour. Un de ces problèmes est l'augmentation des pressions de terrain dans les blocs inférieurs. Selon la théorie et comme il est possible de le constater à l'aide des mesures des deux campagnes, le niveau de contrainte présent dans le massif rocheux augmente en profondeur. À une profondeur de 2400 pieds (732 mètres) la contrainte principale majeure a une valeur qui se situe entre 48,9 et 50,6 MPa selon les études réalisées à Niobec. Ces valeurs correspondent à environ 50 pourcent de la valeur de la résistance en compression de la roche intacte de bonne qualité, soit la carbonatite dolomitique ou calcitique avec ou sans minéraux accessoires. Toutefois, beaucoup de zones de carbonatite ou de syénite altérée ou de syénite bréchique ont des valeurs de résistance en compression pouvant atteindre des valeurs entre 40 et 70 MPa. Donc, dans ces zones de géologie défavorable, dans les excavations profondes projetées la résistance de la roche devrait être atteinte. Des mesures devront être prises pour assurer la stabilité des ouvrages. Ceci sera discuté dans les chapitres 6 et 7.

## **PARTIE 2**

### **ANALYSE DE STABILITÉ DES OUVERTURES SOUS LE NIVEAU 1000 ET DU PILIER HORIZONTAL ENTRE LES NIVEAU 1450 ET 1600**

## CHAPITRE 6

# ÉTUDE DE LA STABILITÉ STRUCTURALE DES CHANTIERS AU DESSUS ET EN DESSOUS DU PILIER DE NIVEAU ENTRE LES BLOCS 3 ET 4

### 6.1 Introduction

Au fil des années, beaucoup d'efforts ont été déployés à la mine Niobec pour recueillir des données structurales et ce principalement par des campagnes de cartographie sur les murs des galeries souterraines. Ces données peuvent donc être traitées (chapitre 3) puis utilisées afin de faire l'analyse des instabilités structurales susceptibles de se produire. Ce chapitre est divisé en trois parties. Premièrement, différentes méthodes d'analyses sont présentées. Deuxièmement, la méthode d'analyse ainsi que le logiciel choisis sont présentés. Enfin, les combinaisons de joints qui risquent de créer des dièdres instables pour différentes dimensions et orientations d'ouverture sont identifiées pour la zone nord et la zone sud. Les blocs instables calculés pour les ouvertures de grandes tailles sont comparés avec ceux des rétro-analyses des chantiers du troisième bloc minier.

## 6.2 Méthodes d'analyse

Différentes méthodes d'analyse ont été proposées, mais elles reposent principalement sur la théorie des blocs de Goodman et Shi (1985). Cette théorie vise à identifier les blocs clés formés par l'intersection de discontinuités. Les modes d'effondrement des dièdres ainsi formés seront causés par la gravité uniquement, par glissement le long de la ligne d'intersection de deux plans de discontinuités ou par glissement le long d'un plan. Dans une étude complète il faut évaluer ces risques d'effondrement sur les quatre murs et le toit des ouvertures.

### *- Approche déterministe*

L'approche déterministe est souvent utilisée puisqu'elle est bien connue et que les logiciels disponibles sont faciles d'utilisation. Elle permet deux échelles d'analyses soit 1) une analyse très générale qui ne tient compte que des familles majeures ou 2) une étude très locale lorsque peu de joints sont présents. Toutefois, cette méthode présente plusieurs inconvénients. En effet, les glissements en coin étudiés doivent être formés par des plans qui sont bien définis, qui sont omniprésents et de longueur infinie. Il est souvent impossible de représenter des géométries complexes, car la majorité des logiciels ne permettent pas d'étudier plus de trois plans à la fois. De plus, il est impossible de simuler l'influence des ponts rocheux entre les joints et les cas où ceux-ci sont orientés de façon aléatoire. Par

conséquent, certains glissements critiques peuvent être omis. Il est donc difficile d'optimiser, dans la méthode de soutènement, la longueur des boulons et le patron de boulonnage.

*- Approche probabiliste :*

L'évaluation de la stabilité des blocs repose sur la même théorie que dans le cas de l'approche déterministe soit la théorie des blocs. Dans ce type d'étude de stabilité, l'intensité de la fracturation, ainsi que l'orientation et la longueur des fractures doivent être définis dans le logiciel. Avec cette approche, si les joints sont concentrés en famille les propriétés statistiques de ces familles seront utilisées dans l'élaboration du modèle de fracturation. Au contraire, si l'orientation des joints est aléatoire, une méthode statistique sera employée pour créer un modèle de fracturation. Il est alors possible de créer plusieurs modèles. Une fois un modèle créé, les simulations peuvent débuter. Suite aux simulations, il sera possible de visualiser le nombre de blocs instables en fonction de l'orientation de l'ouvrage à réaliser. Ce type d'analyse permet d'évaluer les probabilités qu'un glissement se produise. De plus, en réalisant plusieurs analyses, la dégradation des liens rocheux entre les joints peut être prise en considération ajoutant au réalisme de la simulation.



### 6.3 Approche sélectionnée, procédure et logiciel utilisé

L'approche déterministe a été sélectionnée pour cette étude, car le logiciel utilisé, *Unwedge* (Rocscience, 2006) commercialisé par ROCSCIENCE, est programmé selon ces conditions. L'approche probabiliste aurait été très intéressante dans ce cas-ci pour la mine Niobec puisqu'environ 50% des joints sont aléatoires ; cependant aucun logiciel commercial n'offre cette approche à ma connaissance.

Le logiciel *Unwedge* (Rocscience, 2006) est très connu et amplement utilisé dans l'industrie minière. Il permet la visualisation en trois dimensions des dièdres susceptibles de se former sur les parois des excavations souterraines. Pour son analyse, *Unwedge* ne considère que trois familles de joints à la fois et calcule la géométrie du bloc ayant la taille maximale géométriquement pouvant être formé. Le logiciel donne la possibilité d'étudier plusieurs paramètres tels que le facteur de sécurité relié à la stabilité du bloc, le volume, l'aire, le périmètre, l'apex, etc. du bloc instable. Il offre aussi la possibilité d'ajouter différentes formes de soutènement (boulons, câbles, béton projeté) de façon ponctuelle ou selon un patron. Dans la dernière version du logiciel (Rocscience, 2006) il est possible de prendre en considération le champ des contraintes présent dans le massif permettant d'ajouter la pression de confinement et rendant par le fait même le calcul plus réaliste.

Les inconvénients d'*Unwedge* sont importants. Premièrement, les hypothèses sur lesquelles le logiciel se base sont très simplificatrices, ce qui donne des résultats souvent beaucoup trop conservateurs. *Unwedge* considère que toutes les discontinuités dans le massif rocheux sont planaires, de longueur infinie et qu'elles sont omniprésentes. De plus, le calcul des blocs instables est réalisé avec trois familles de discontinuités. Dans le cas où un massif rocheux renferme plus de trois familles, toutes les combinaisons de trois familles doivent être étudiées pour déterminer les combinaisons les plus néfastes à la stabilité structurale des ouvrages. À l'inverse, lorsque seulement deux familles de joints recoupent le massif rocheux le logiciel ne peut fonctionner. Cette façon de calculer les blocs instables est très conservatrice puisque les calculs sont effectués seulement pour les plus grands blocs géométriquement possibles. En réalité, les joints ne sont pas de longueur infinie et leur présence dans le massif rocheux est aléatoire bien qu'une tendance générale puisse être observée pour chaque famille.

Dans sa thèse de doctorat Grenon (2000) a démontré à quel point le logiciel *Unwedge* est conservateur dans la création des blocs instables comparativement au logiciel *Stereoblock* auquel il a ajouté des modules. La raison qui a justifié l'utilisation d'*Unwedge* est qu'il s'agit d'un des seuls logiciels commerciaux disponibles à faible coût pour l'analyse des instabilités structurales. Le but de cette analyse n'est pas de quantifier les volumes d'effondrement susceptibles de se produire puisque le volume des blocs risque d'être beaucoup exagéré, voire même irréalistes. Le logiciel *Unwedge* sera utilisé pour observer les combinaisons de joints les plus néfastes sur la stabilité des galeries et des

chantiers, et l'orientation et la dimension des ouvertures qui risquent de causer le plus d'instabilités structurales. Enfin, il sera possible d'établir des liens entre les résultats de rétro-analyse des ouvertures et des calculs effectués avec *Unwedge*.

Au chapitre 2 sur la caractérisation structurale du massif, les grandes familles de joints ont été identifiées. Toutefois, comme *Unwedge* permet des combinaisons entre 3 familles à la fois, des « sous-familles » ont été identifiées de façon à obtenir plus de précision. Le tableau 34 montre les propriétés qui ont été assignées aux discontinuités pour le calcul des facteurs de sécurité des différents blocs formés par l'intersection des joints.

Tableau 34: Propriétés des discontinuités

Critère de cisaillement	Mohr-Coulomb
Angle de friction	35°
Cohésion	0
Résistance en tension	0

Pour cette étude la cohésion et la résistance en tension des joints ont été fixées à zéro. Quant à l'angle de friction il est de 35 degrés. Ceci représente une valeur neutre qui est souvent attribuée aux joints des massifs rocheux où l'altération n'est pas excessive : il s'agit aussi de l'angle de friction moyen entre les joints contenus dans la carbonatite ( $\varphi = 41^\circ$ ) et les joints contenus dans la syénite ( $\varphi = 28^\circ$ ).

Pour être considéré comme instables, les blocs formés par l'intersection de trois familles de joints doivent avoir un facteur de sécurité inférieur à 1,5. Les caractéristiques des blocs instables déterminés par *Unwedge* étudiées dans le projet sont : le volume du bloc instable, l'apex (la profondeur maximale du bloc par rapport à la surface étudiée) et la l'effondrement linéaire moyenne (*Elos*) (voir section 7.1.2) qui correspond au volume de l'effondrement divisé par l'aire de la surface à l'étude (figure 36). Donc, cela donne la profondeur linéaire moyenne du bloc instable pour chacun des murs.

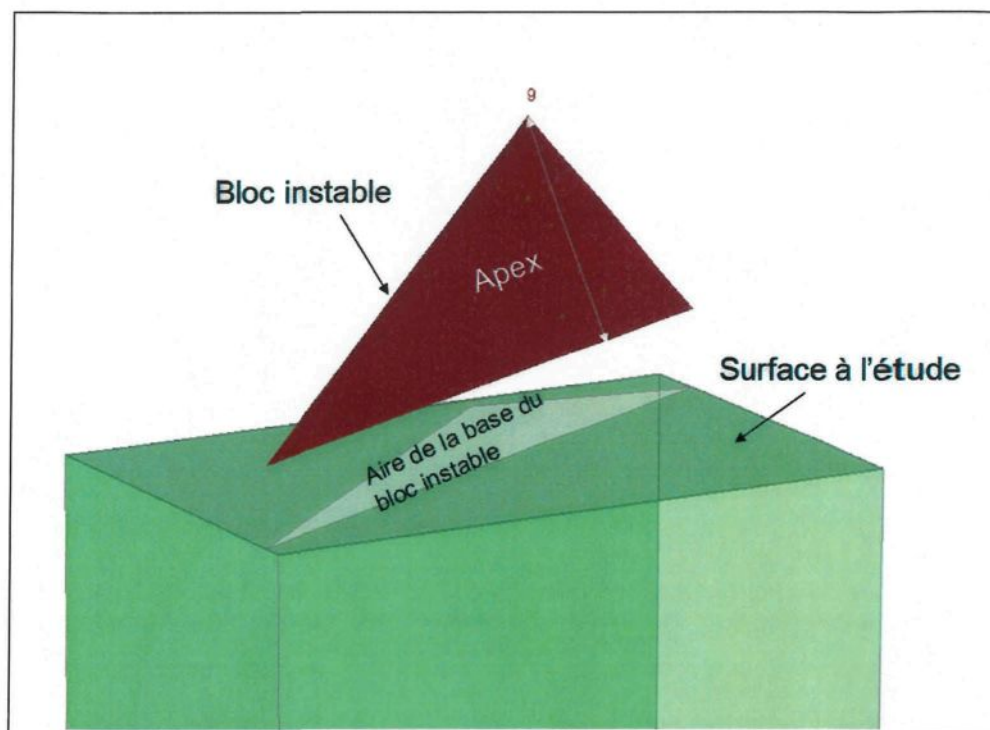


Figure 36: Paramètres étudiés sur les blocs instables

L'étude de la stabilité structurale des ouvertures de la mine Niobec a été réalisée pour différentes dimensions et orientations d'ouverture et pour chacune des cinq surfaces

(le toit et les murs est, nord, ouest et sud). Les différents scénarios étudiés sont présentés dans le tableau 35.

Tableau 35: Dimensions des chantiers et rayon hydraulique de chacune des surfaces

	Dimension (en m)	Orientations	Surface	Rayon hydraulique (en m)
Bloc 3	26x46x92	N-S	Est et Ouest	15.33
			Nord et Sud	10.14
			Toit	8.31
	26x46x92	E-O	Est et Ouest	10.14
			Nord et Sud	15.33
			Toit	8.31
Bloc 4 à 6	24x24x92	N-S et N27	Est et Ouest	9.52
			Nord et Sud	9.52
			Toit	6.00
	16x24x92	N-S et N27	Est et Ouest	9.52
			Nord et Sud	6.81
			Toit	4.80
	16x24x92	E-O	Est et Ouest	6.81
			Nord et Sud	9.52
			Toit	4.80

\* Le rayon hydraulique consiste à diviser l'aire d'une surface par son périmètre. Cela permet d'avoir une unité de mesure en mètre pour quantifier la dimension de la paroi.

L'analyse est conçue pour inclure les tailles et les orientations typiques des chantiers des blocs 3 à 6. Premièrement, la taille moyenne d'une ouverture du troisième bloc minier est de 26 mètres de largeur par 46 mètres de longueur et 92 mètres de haut (85x150x300 pieds) avec l'axe long orienté Est-Ouest ou Nord-Sud. Ces valeurs ont été choisies puisqu'elles correspondent à celles de la majorité des chantiers du troisième bloc minier. Ensuite, les ouvertures des blocs miniers 4 à 6 ont été simulées. La dimension des chantiers devrait se situer entre 16 et 24 mètres de largeur avec une longueur de 24 mètres et une hauteur de 92 mètres (50x80x300 pieds ou 80x80x300 pieds). Enfin, on peut vérifier

sur les plans de la mine (figure 6) que certaines ouvertures pourront être orientées à  $27^\circ$  dans la direction nord-est. Cette orientation permet de mieux couvrir les zones minéralisées.

#### 6.4 Analyse de la partie sud de la mine

Dans la partie sud de la mine trois familles de fracture ont été identifiées (tableau 6). La figure 37 montre le stéréogramme de la zone sud redivisé en 7 familles pour permettre l'analyse détaillée des blocs susceptibles d'être instables (voir tableau 36 pour les orientations). Cette division permet d'obtenir 35 combinaisons possibles de 3 familles de discontinuités créant un bloc potentiellement instable (tableau 37).

7 familles qui représentent 60% des joints  
35 combinaisons possibles (3 joints à la fois)

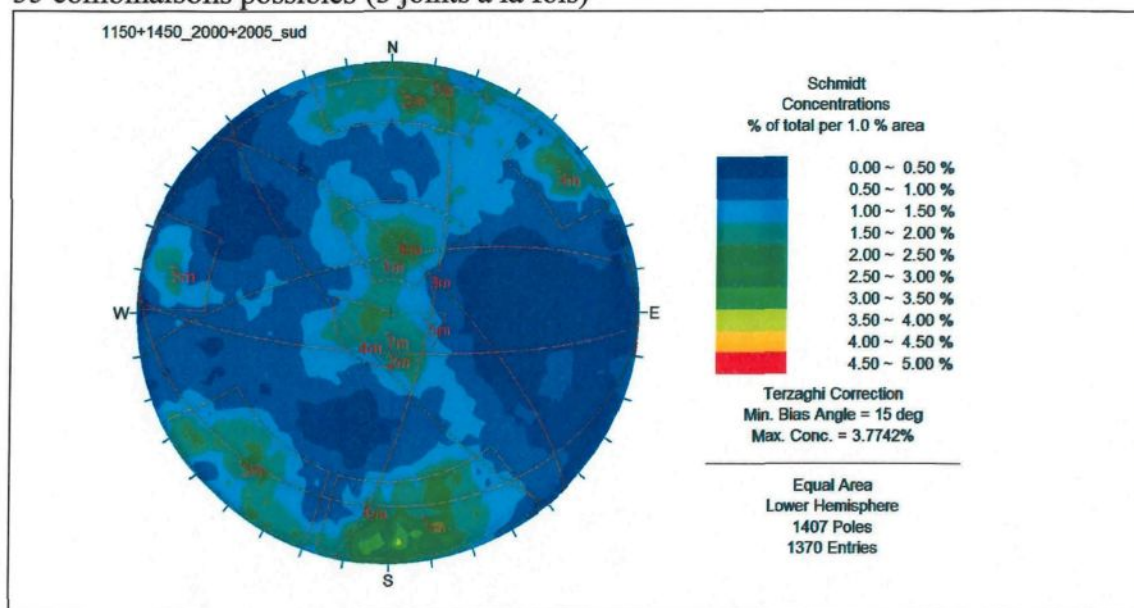


Figure 37: Stéréogramme de l'analyse structurale de la zone sud

Tableau 36: Orientation des familles pour l'analyse structurale d'*Unwedge*

Famille	Direction	Pendage
1	260	72
2	093	77
3	315	72
4	140	77
5	012	77
6	097	24
7	280	07

\* La direction est donnée avec la règle du pendage à droite de la direction.

Tableau 37: Combinaisons possibles des familles de joints

Combinaison	Famille de joints	Combinaison	Famille de joints	Combinaison	Famille de joints
1	1-2-3	13	1-5-6	25	2-6-7
2	1-2-4	14	1-5-7	26	3-4-5
3	1-2-5	15	1-6-7	27	3-4-6
4	1-2-6	16	2-3-4	28	3-4-7
5	1-2-7	17	2-3-5	29	3-5-6
6	1-3-4	18	2-3-6	30	3-5-7
7	1-3-5	19	2-3-7	31	3-6-7
8	1-3-6	20	2-4-5	32	4-5-6
9	1-3-7	21	2-4-6	33	4-5-7
10	1-4-5	22	2-4-7	34	4-6-7
11	1-4-6	23	2-5-6	35	5-6-7
12	1-4-7	24	2-5-7		

#### 6.4.1 Analyse du mur est

Le tableau 38 montre les différents scénarios de chantiers possibles dans les blocs 3 à 6 avec un résumé des principales caractéristiques des blocs instables. L'annexe 6 montre,

pour chacune des surfaces, les volumes d'effondrement, l'apex et le facteur de sécurité des blocs instables correspondant à chacune des combinaisons.

Tableau 38: Résultats des calculs d'*Unwedge* pour les murs est de différents scénarios de chantiers des blocs 3 à 6

Dimension de l'ouverture	26x46 m	26x46 m	24x24 m	16x24 m	24x24 m	16x24 m
Orientation de l'ouverture	N-S	E-O		E-O	27° Nord	N-S
Surface	Est	Est	Est	Est	Est	Est
Volume d'effondrement min (m³)	432	78	61,40	18	0,5	62
Volume d'effondrement max (m³)	17594	3177	2499	740	3023	2499
Volume d'effondrement moyen (m³)	3619	934	735	218	782	735
Apex min (m)	3,44	1,95	1,80	1,20	0,20	1,80
Apex max (m)	34,32	19,40	17,90	11,94	20,35	17,90
Apex moyen (m)	11,07	7,40	6,83	4,55	6,85	6,83
<i>Elos</i> (m)	0,86	0,36	0,31	0,14	0,40	0,33

### *Chantiers au bloc 3*

L'histogramme des volumes d'effondrement en fonction des combinaisons de joints (annexe 6, section A6.2) démontre que les combinaisons les plus problématiques sont les 10, 11 et 12 (tableau 37). Ces combinaisons ont toutes en commun les familles de fractures respectivement orientées à 260/72 et 140/77. Enfin, les effondrements sont encore plus problématiques lorsque la troisième famille est orientée E-O (combinaison 11 et 12) plutôt que N-S (combinaison 10). Au troisième bloc minier, on remarque que ces effondrements



de 3 954, 14 816 et 17 594 m<sup>3</sup> se produisent lorsque le chantier est orienté dans la direction nord-sud. Sur le tableau 38 on remarque que les effondrements moyens passent de 3 619 m<sup>3</sup> à 934 m<sup>3</sup> et *Elos* de 0,86 à 0,36 mètres lorsque le chantier est orienté est-ouest au lieu de nord-sud.

#### *Chantiers des blocs 4 à 6*

Pour les chantiers de l'expansion, les mêmes combinaisons sont à surveiller. Toutefois, puisque les surfaces exposées sont plus petites, les volumes d'effondrement sont moins importants. Effectivement, pour les chantiers de 24x24 mètres ou 16x24 mètres les volumes d'effondrement sur le mur est ne dépassent jamais 3 000 m<sup>3</sup>. De la même façon qu'au troisième bloc minier, il est avantageux, pour le mur est, d'orienter l'axe long des chantiers dans la direction est-ouest. Les effondrements, pour les combinaisons 10 à 12, passent de 561 à 166 m<sup>3</sup>, de 2 104 à 623 m<sup>3</sup> et 2 500 à 740 m<sup>3</sup>. Pour l'ensemble des blocs instables le volume d'effondrement moyen passe d'environ 781 m<sup>3</sup> avec un effondrement linéaire moyen (*Elos*) de 0,40 mètre pour des surfaces de 24 mètres de large à 218 m<sup>3</sup> avec un *Elos* de 0,14 mètres pour les surfaces de 16 mètres de large. Pour ce qui est des ouvertures qui sont orientées à 27 degrés par rapport au nord de la mine, elles sont légèrement plus instables avec un effondrement moyen de 780 m<sup>3</sup> relativement à 735 m<sup>3</sup> pour des chantiers orientés nord-sud.

### Comparaison avec la base de données de rétro-analyses

Le tableau 39 montre différentes valeurs obtenues par les rétro-analyses de stabilité des chantiers. On y retrouve le nom du chantier (désigné par le bloc, le type, la lentille, le numéro et son étape de minage), la lithologie, le volume d'effondrement (volume), la profondeur maximale de l'effondrement (profondeur), le rayon hydraulique de la surface (RH) et le facteur *Elos*.

Tableau 39: Rétro-analyses des murs est de la zone sud du troisième bloc minier

bloc	type	lentille	numéro	Étape	Géologie	Volume (m³)	Profondeur (m)	RH (m)	Elos (m)
3	C	202	18	0	C3A	0	0,00	6,03	0,00
3	C	216	25	0	C3A	213	1,43	7,83	0,38
3	C	216	25	1	C3A	656	2,26	7,94	0,84
3	C	202	18	1	C3A	0	0,00	8,32	0,00
3	C	206	20	0	C3C	0	0,00	8,76	2,10
3	C	206	20	1	CS	0	0,00	8,83	0,00
3	C	216	27	1	C3A	1450	2,32	9,16	1,06
3	C	216	27	2	C3A	1600	3,08	9,16	0,98
3	C	216	27	3	C3A	1951	3,08	9,16	1,21
3	C	216	27	0	C3A	2262	3,29	9,16	1,45
Moyenne						814	1,72	8,44	0,80

La base de données créée pour fin de rétro-analyses sur le comportement des ouvertures montre 10 murs est dans la partie sud de la mine. Dans cette partie sud, l'axe long des ouvertures est surtout dans la direction est-ouest. Les rayons hydrauliques varient entre 6,03 m et 9,16 m avec une moyenne de 8,44 m ce qui correspond aux rayons hydrauliques des ouvertures de 16x24 mètres (6,81 m) et de 24x24 mètres (9,52 m). Les volumes d'effondrement sont de l'ordre de 0 à 2 262 m³ avec une moyenne de 814 m³ et un

facteur *Elos* de 0,80 mètres. La moyenne des volumes d'effondrement obtenus par les simulations *Unwedge* pour ces ouvertures est de 218 m<sup>3</sup> et 734 m<sup>3</sup> avec des *Elos* de 0,14 m et de 0,31 m. Lors des simulations, *Unwedge* a prédit pour une ouverture de 24x24 mètres un effondrements maximal de 2 500 m<sup>3</sup>. La rétro-analyse du mur est de la dernière étape de minage du chantier 14C-216-27 montre un effondrement de 2 262 m<sup>3</sup> pour un rayon hydraulique de 9,16 m. Donc, en considérant que le mur est du chantier 14C-216-27 contenait une combinaison de joints problématiques les résultats de *Unwedge* sont dans le même ordre de grandeur. Toutefois, pour ce chantier, il ne faut pas négliger son orientation par rapport aux contraintes dans le massif rocheux. L'axe long du chantier est presque perpendiculaire à la contrainte principale, donc ceci n'aide en rien la stabilité de ce mur. Donc, l'effondrement a probablement été causé par une combinaison de facteurs reliés aux structures et aux contraintes.

#### 6.4.2 Analyse du mur ouest

Le tableau 40 montre les résultats de l'analyse des instabilités structurales des murs ouest de la partie sud de la mine, des chantiers des blocs 3 à 6.

Tableau 40: Résultats des calculs d'*Unwedge* pour les murs ouest pour différents scénarios de chantiers des blocs 3 à 6

Dimension de l'ouverture (en m)	26x46	26x46	24x24	16x24	24x24	16x24
Orientation de l'ouverture	N-S	E-O		E-O	27° Nord	N-S
Surface	Ouest	Ouest	Ouest	Ouest	Ouest	Ouest
Volume d'effondrement min (m³)	616	80	64	19	0,50	66
Volume d'effondrement max (m³)	33864	7242	5101	1622	5713	4875
Volume d'effondrement moyen (m³)	5703	1324	973	301	871	949
Apex min (m)	4,32	1,95	1,80	1,20	0,20	1,80
Apex max (m)	58,51	34,91	31,14	21,23	34,60	30,67
Apex moyen (m)	14,20	8,71	7,91	5,33	7,01	7,86
Elos (m)	1,35	0,55	0,44	0,21	0,50	0,43

### *Chantiers au bloc 3*

Les combinaisons les plus néfastes pour les murs ouest du troisième bloc minier sont les combinaisons 3, 14, 17, 18, et 19 (tableau 37) (annexe 6, section A6.2). Ces combinaisons ont toujours en commun les familles de fractures 1 et 5 pour les combinaisons 3 et 14, et les familles 2 et 3 pour les combinaisons 17 à 19. Les familles 1 et 5 sont orientées respectivement 260/72 et 012/77. Les familles 2 et 3 sont orientées respectivement 093/77 et 315/72. Les murs ouest du troisième bloc minier sont très instables lorsqu'ils sont orientés parallèlement à l'axe long du chantier. En observant l'histogramme des volumes d'effondrement (annexe 6, section A6.2) on remarque, pour les chantiers de 26x46 m orientés dans la direction nord-sud, que les volumes d'effondrement sont beaucoup trop grands voire même impossibles pour les combinaisons les plus néfastes.

En effet, les combinaisons 17 à 19 donnent des volumes d'effondrement de 12 431, 33 864 et 25 253 m<sup>3</sup> lorsque les chantiers sont orientés nord-sud, et 2 406, 7 242 et 5 725 m<sup>3</sup> lorsqu'orientés est-ouest. Le volume d'effondrement moyen passe de 5 703 m<sup>3</sup> (*Elos* = 1,35) à 1 324 m<sup>3</sup> (*Elos* = 0,55) lorsque le mur ouest a une largeur de 26 mètres plutôt que 46 mètres.

#### *Chantiers au bloc 4 à 6*

Les chantiers de l'expansion seront affectés eux aussi par les combinaisons 17 à 19. Le regroupement des familles de fractures 2 et 3 est donc très néfaste pour la stabilité des murs. Les volumes d'effondrement produits sont de 1 892, 4 875 et 3 649 m<sup>3</sup> pour ces combinaisons lorsque les chantiers de 16x24 m sont orientés nord-sud et les volumes passent à 560, 1 621 et 1 262 m<sup>3</sup> lorsqu'ils sont orientés est-ouest. Donc, encore une fois, plus la surface exposée est grande plus les effondrements risquent d'être importants. Toutefois, sauf pour ces trois combinaisons, les volumes d'effondrement restent de taille raisonnable, le plus gros avoisinant les 1 150 m<sup>3</sup>. Dans le cas des murs ouest, le fait d'orienter les chantiers à 27 degrés par rapport au Nord permet de réduire les volumes d'effondrement. En effet, pour des chantiers de 24x24 mètres, l'effondrement moyen passe de 973 m<sup>3</sup> à 871 m<sup>3</sup> après la rotation. *Elos* varie de 0,43 mètres pour les ouvertures de 16x24 m orientées nord-sud, à 0,21 m lorsqu'elles sont est-ouest. Donc, il y a 0,22 mètres de moins sur l'ensemble de la surface du mur ouest lorsque le chantier est orienté est-ouest.

### Comparaison avec la base de données de rétro-analyses

Le tableau 41 montre les résultats des rétro-analyses des surfaces ouest des ouvertures de la zone sud de la mine.

Tableau 41: Rétro-analyses des murs ouest de la zone sud du troisième bloc minier

bloc	Type	lentille	numéro	Étape	Géologie	Volume (m³)	Profondeur (m)	RH (m)	Elos (m)
3	C	202	18	1	C3A	1616	2,40	7,50	1,17
3	C	202	18	0	C3A	1565	2,40	7,50	1,17
3	C	206	20	0	C5	2823	4,57	8,76	1,69
3	C	206	20	1	CS	1875	4,11	8,86	1,14
3	C	216	27	1	C3A	0	0,00	9,31	0,00
3	C	216	27	2	C3A	0	0,00	9,43	0,00
3	C	216	27	3	C3A	0	0,00	9,49	0,00
3	C	216	27	0	C3A	476	3,81	9,52	0,50
3	C	216	25	1	C3A	476	4,85	9,52	0,60
3	C	216	25	0	C3A	476	4,85	9,52	0,60
Moyenne						931	2,70	8,94	0,69

L'étude des murs ouest se compose des mêmes chantiers que pour les murs est. La dimension des surfaces est légèrement plus grande que celle des murs est. Les rayons hydrauliques varient entre 7,50 m et 9,52 m avec une moyenne de 8,94 m ce qui correspond presque aux rayons hydrauliques des ouvertures de 16x24 mètres (6,81 m) et de 24x24 mètres (9,52 m). Les volumes d'effondrement sont de l'ordre de 0 à 2 823 m³ avec une moyenne de 931 m³ et un facteur *Elos* de 0,69 m. La moyenne des volumes d'effondrement obtenus par les simulations *Unwedge* pour ces ouvertures est de 301 m³ et 973 m³ avec des facteurs *Elos* de 0,21 m et de 0,44 m. Lors des simulations, *Unwedge* a prédit un effondrement maximal de 5 101 m³ pour une ouverture de 24x24 (rayon hydraulique de 9,52 mètres). Le mur ouest du chantier 14C-216-27 a un rayon hydraulique de 9,52 et a

connu un effondrement de 476 m<sup>3</sup>. Lors de la cartographie de 2005 les fractures de la partie ouest de ce chantier furent modélisées. Les trois principales familles ont comme orientation 131/83, 269/83 et 330/80 ce qui correspond à la combinaison 6. Cette combinaison a donné comme volume d'effondrement 393 m<sup>3</sup> ce qui est comparable à ce qui a été mesuré sur le chantier. Les profondeurs maximales des effondrements obtenues en rétro-analyse et avec les simulations *Unwedge* sont de 4,85 m et 5,61 m respectivement. Donc, la simulation prévoit un effondrement plus profond.

#### 6.4.3 Analyse du mur nord

Le tableau 42 montre les résultats de l'analyse des instabilités structurales des murs nord de la partie sud de la mine, des chantiers des blocs 3 à 6.

Tableau 42: Résultats des calculs d'*Unwedge* pour les murs nord pour différents scénarios de chantiers des blocs 3 à 6

Dimension de l'ouverture (en m)	26x46	26x46	24x24	16x24	24x24	16x24
Orientation de l'ouverture	N-S	E-O		E-O	27° Nord	N-S
Surface	Nord	Nord	Nord	Nord	Nord	Nord
Volume d'effondrement min (m³)	7	39	5,5	5,5	7,8	1,6
Volume d'effondrement max (m³)	6586	36473	5180	5180	6310	1535
Volume d'effondrement moyen (m³)	1197	5329	838	833	731	314
Apex min (m)	0,56	0,99	0,52	0,52	0,56	0,34
Apex max (m)	31,53	55,79	29,11	29,10	27,50	19,40
Apex moyen (m)	6,66	11,11	6,08	6,05	5,90	4,57
Elos (m)	0,46	1,26	0,38	0,38	0,33	0,21

### *Chantiers au bloc 3*

Au troisième bloc minier, les murs nord des ouvertures sont problématiques lorsqu'ils sont parallèles à l'axe long du chantier. Les combinaisons 10, 16, 20, 32 et 33 rendent ces surfaces instables (tableau 37). Ces combinaisons, à l'exception de la 16, ont toutes en commun les familles de joints 4 (140/77) et 5 (012/77). Le calcul des volumes d'effondrement produits par ces combinaisons est encore une fois irréaliste (entre 6 845 m³ et 36 473 m³). Le volume moyen des effondrements pour ces chantiers orientés est-ouest est de 5 329 m³ et cela passe à 1 197 m³ lorsqu'ils sont dans la direction nord-sud.



### *Chantiers au bloc 4 à 6*

Les chantiers des blocs 4 à 6 ne sont pas affectés par autant de combinaisons de joints que ceux du troisième bloc minier. L'histogramme des volumes d'effondrement en fonction des combinaisons de joints indique que seules les combinaisons 32 et 33 ont le potentiel de créer des effondrements de plus gros volumes. Les volumes d'effondrement passent de 36 473 m<sup>3</sup> et de 27 177 m<sup>3</sup>, à 6 309 m<sup>3</sup> et 3 859 m<sup>3</sup> pour des surfaces respectivement de 46 et 24 mètres de largeur. Pour les surfaces de 24 mètres, la moyenne des effondrements se situe entre 731 et 838 m<sup>3</sup> selon l'orientation du chantier et pour les surfaces de 16 mètres de largeur la moyenne est de 314 m<sup>3</sup>. L'épaisseur moyenne d'effondrement sur ces surfaces varie entre 0,21 et 0,38 mètres.

### *Comparaison avec la base de données de rétro-analyses*

Pour les surfaces nord des chantiers de cette section de la mine, le rayon hydraulique varie entre 5,52 et 23,64 avec une moyenne de 14,35 mètres (tableau 43).

Tableau 43: Rétro-analyses des murs nord de la zone sud du troisième bloc minier

Bloc	type	lentille	numéro	Étape	Géologie	Volume (m³)	Profondeur (m)	RH (m)	Elos (m)
3	C	206	20	1	C3A	111	1,31	5,52	0,17
3	C	216	27	1	C3A	0	0,00	6,81	0,00
3	C	202	18	1	C3A	0	0,00	8,79	0,00
3	C	206	20	0	SB	1625	4,82	11,16	0,99
3	C	202	18	0	C3A	0	0,00	14,23	0,00
3	C	216	27	2	C3C	348	2,19	14,36	0,16
3	C	216	27	3	C3C	473	2,46	16,78	0,27
3	C	216	27	0	C3C	2730	3,20	20,02	0,71
3	C	216	25	1	C3A	2730	3,14	22,18	0,73
3	C	216	25	0	C3A	3024	3,14	23,64	0,46
Moyenne						1104	2,03	14,35	0,35

Les volumes d'effondrement varient entre 0 et 3 024 m³ avec une moyenne de 1 104 m³.

Donc en comparant avec les surfaces de 46 mètres du bloc 3 on remarque que l'évaluation d'*Unwedge* est vraiment démesurée. Toutefois, si on fait abstraction des volumes d'effondrement causés par les combinaisons 10, 16, 20, 30 et 32 (puisque les rétro-analyses ne semblent pas montrer d'effondrement de cet ordre), on obtient un volume d'effondrement moyen de 873 m³ ce qui s'approche de la réalité.

#### 6.4.4 Analyse du mur sud

Les résultats des différents calculs effectués avec *Unwedge* sont présentés au tableau 44.

Tableau 44: Résultats des calculs d'*Unwedge* pour les murs sud pour différents scénarios de chantiers des blocs 3 à 6

Dimension de l'ouverture (en m)	26x46	26x46	24x24	16x24	24x24	16x24
Orientation de l'ouverture	N-S	E-O		E-O	27° Nord	N-S
Surface	Sud	Sud	Sud	Sud	Sud	Sud
Volume d'effondrement min (m³)	30	166	24	24	8	7
Volume d'effondrement max (m³)	4270	9266	5831	4243	4765	2789
Volume d'effondrement moyen (m³)	965	3223	900	765	770	364
Apex min (m)	0,98	1,73	0,90	0,90	0,56	0,60
Apex max (m)	27,90	34,29	31,22	27,80	33,06	24,35
Apex moyen (m)	7,27	10,90	7,10	6,74	6,89	5,11
<i>Elos</i> (m)	0,40	0,76	0,41	0,35	0,40	0,28

### *Chantiers du bloc 3*

L'analyse des instabilités structurales démontre que les murs sud des ouvertures sont moins stables lorsque les chantiers sont orientés dans la direction est-ouest. Les combinaisons de joints les plus néfastes sont 6, 7 et 10. Lorsque les chantiers sont orientés est-ouest les volumes d'effondrement de ces combinaisons sont de 9 266 m³, 9 250 m³ et 8 512 m³ : ceux-ci diminuent à 1 673 m³, 4 270 m³ et 1 768 m³ lorsque les ouvertures sont orientées nord-sud. Le volume d'effondrement moyen pour les surfaces sud des chantiers orientées N-S est de 965 m³ (*Elos* de 0,40 m) et 3 223 m³ lorsque l'axe long des chantiers est orienté E-O (*Elos* de 0,76 m).

### *Chantiers aux blocs 4 à 6*

Pour les ouvertures de l'expansion la seule combinaison qui reste encore problématique est la combinaison 7. Pour cette combinaison, le volume d'effondrement varie entre 5 831 et 4 243 m<sup>3</sup> lorsque les surfaces ont 24 mètres de large. La moyenne des effondrements se situe entre 765 et 900 m<sup>3</sup> pour les surfaces de 24 mètres de large et de 364 m<sup>3</sup> lorsqu'elles sont de 16 mètres.

### *Comparaison avec la base de données de rétro-analyses*

Les rayons hydrauliques des surfaces sud des chantiers varient entre 5,52 et 23,56 mètres avec une moyenne de 14 mètres (tableau 45). Les volumes d'effondrement varient entre 113 et 8 008 m<sup>3</sup> avec une moyenne de 2 591 m<sup>3</sup>, ce qui est inférieure à celle prévue par *Unwedge* (3 223 m<sup>3</sup>) pour des surfaces sud du bloc 3 orientées est-ouest.

Tableau 45: Rétro-analyses des murs sud de la zone sud du troisième bloc minier

bloc	type	lentille	numéro	Étape	Géologie	Volume (m <sup>3</sup> )	Profondeur (m)	RH (m)	Élos (m)
3	C	206	20	1	C3A	113	1,80	5,52	0,15
3	C	216	27	1	C3A	662	1,49	6,69	0,71
3	C	202	18	1	CS	584	3,20	8,81	0,44
3	C	206	20	0	C3B	1271	5,18	11,17	0,57
3	C	202	18	0	C3A	2315	4,22	13,62	0,85
3	C	216	27	2	C3A	800	1,83	14,65	0,54
3	C	216	27	3	C3A	2460	3,11	17,12	1,08
3	C	216	27	0	C3A	2800	3,11	20,44	0,71
3	C	216	25	1	C3C	6896	2,74	22,45	1,53
3	C	216	25	0	CS	8008	3,05	23,56	1,28
Moyenne						2591	2,97	14,40	0,79

Selon les simulations *Unwedge*, les murs sud devraient être plus stables que les murs nord. Toutefois, ce qui fait augmenter le volume moyen de ces effondrements est le mur sud des chantiers 216-27 et 216-25. L'ampleur de ces effondrements peut être expliquée par la position du chantier par rapport à l'orientation de la contrainte principale. Le mur sud de ce chantier, d'un rayon hydraulique variant entre 20,44 et 23,56 mètres est perpendiculaire à  $\sigma_1$ . De plus, il est le mur nord d'un pilier pas très épais entre ce chantier et le 226-25 qui lui est parallèle et de même longueur. Donc, pour ce chantier, les structures ne sont pas le seul facteur contribuant aux instabilités. Si on enlève ces surfaces, la moyenne des effondrements passe à 1 172 m<sup>3</sup> pour un rayon hydraulique moyen de 11,08 mètres. Donc, on se rapproche des résultats d'*Unwedge* qui pour un rayon hydraulique de 10,14 mètres prévoit des effondrements avec un volume moyen de 965 m<sup>3</sup>.

#### 6.4.5 Analyse du toit

L'analyse des toits est difficilement réalisable avec *Unwedge* pour les ouvertures du troisième bloc minier et celles des blocs inférieurs. Les rétro-analyses des toits des parties 7.1.4 et 7.2.2 démontrent qu'à cette profondeur le niveau de contrainte, la taille des ouvertures ainsi que la lithologie présente au toit sont les facteurs qui ont le plus d'influence sur les instabilités. Les tableaux 46 et 47 montrent les résultats des calculs réalisés avec *Unwedge* et les résultats des rétro-analyses.

Tableau 46: Résultats des calculs d'*Unwedge* pour les toits pour différents scénarios de chantiers des blocs 3 à 6

Dimension de l'ouverture (en m)	26x 46	26x46	24x24	16x24	24x24	16x24
Orientation de l'ouverture	N-S	E-O		E-O	27° Nord	N-S
Surface	Toit	Toit	Toit	Toit	Toit	Toit
Volume d'effondrement min (m³)	0,4	2,2	0,3	0,3	0,4	0,1
Volume d'effondrement max (m³)	13155	14408	10347	3358	8502	3066
Volume d'effondrement moyen (m³)	1028	1343	787	293	607	182
Apex min (m)	0,12	0,20	0,11	0,11	0,11	0,07
Apex max (m)	125,04	128,90	115,43	79,32	108,11	76,95
Apex moyen (m)	11,56	13,43	10,57	7,81	9,76	7,11
<i>Elos</i> (m)	1,18	1,33	1,67	0,90	1,24	0,74

Tableau 47: Rétro-analyses des toits de la zone sud du troisième bloc minier

bloc	type	lentille	numéro	Étape	Géologie	Volume (m³)	Profondeur (m)	RH (m)	Élos (m)
3	C	206	20	1	C3A	0	0,00	4,32	0,00
3	C	216	27	1	C3A	0	0,00	4,77	0,00
3	C	202	18	1	C3A	0	0,00	5,79	0,00
3	C	206	20	0	C3B-A	4816	11,00	7,23	0,00
3	C	216	27	2	C3A	1380	4,82	7,87	1,40
3	C	202	18	0	C3A	6035	11,70	7,96	5,74
3	C	216	27	3	C3C	2941	6,45	8,54	2,27
3	C	216	27	0	C3C	11329	16,00	9,33	5,95
3	C	216	25	1	C3A	12369	16,00	9,90	5,98
3	C	216	25	0	C3A	13093	16,00	9,97	5,27
Moyenne						5196	8,20	7,57	2,66

Au troisième bloc minier, les rétro-analyses des chantiers de la partie sud indiquent que les effondrements au toit se produisent lorsque le rayon hydraulique est supérieur à 6 mètres. Les toits dont le rayon hydraulique est de moins de 6 mètres sont ceux du premier sautage d'importance dans les étapes de dynamitage d'un chantier. Les toits des autres étapes de dynamitage et les chantiers finaux ont des rayons hydrauliques au toit variant

entre 7,9 et 10 mètres pour des volumes d'effondrement variant entre 1 380 et 13 093 m<sup>3</sup> donc une moyenne de 5 196 m<sup>3</sup> pour un rayon hydraulique moyen de 7,57 mètres. Cette valeur moyenne est bien au-dessus de la moyenne variant entre 1 028 et 1 344 m<sup>3</sup> des effondrements calculés par *Unwedge*. Toutefois, l'analyse permet de déterminer quelles sont les combinaisons de joints qui ont un potentiel plus élevé de créer des effondrements importants. Selon l'histogramme des volumes d'effondrement au toit les combinaisons les plus néfastes sont 7, 17 et 20.

## 6.5 Analyse de la partie nord de la mine

Les campagnes de cartographie ont permis d'identifier 3 familles de fractures dans la zone nord de la mine Niobec (voir tableau 5). La figure 38 montre le stéréogramme redivisé des familles de discontinuités (tableau 48) de la zone nord dans le but de permettre une meilleure analyse structurale de cette partie de la mine. Les combinaisons de trois familles sont présentées dans le tableau 49.

6 familles qui représentent 52% des joints

35 combinaisons possibles (3 joints à la fois)

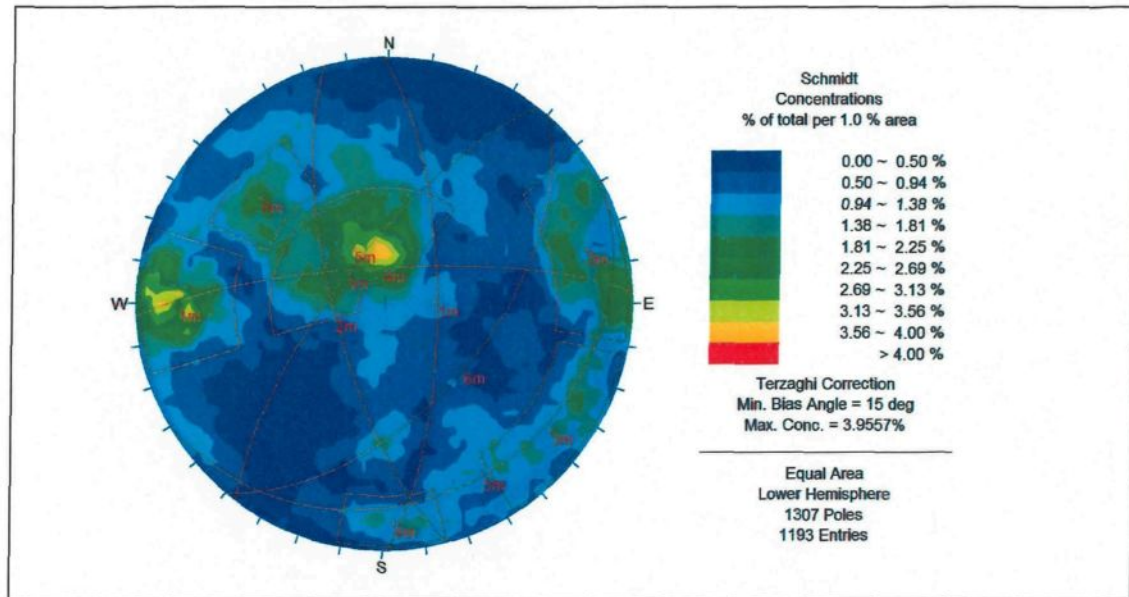


Figure 38: Stéréogramme de l'analyse structurale de la zone nord

Tableau 48: Orientation des familles pour l'analyse structurale d'*Unwedge*

Famille	Direction	Pendage
1	359	73
2	165	73
3	217	74
4	267	78
5	060	21
6	040	56

N.B. La direction est donnée avec la règle du pendage à droite de la direction.



Tableau 49: Combinaisons possibles des familles de joints

Combinaison	Famille de joints	Combinaison	Famille de joints
1	1-2-3	11	2-3-4
2	1-2-4	12	2-3-5
3	1-2-5	13	2-3-6
4	1-2-6	14	2-4-5
5	1-3-4	15	2-4-6
6	1-3-5	16	2-5-6
7	1-3-6	17	3-4-5
8	1-4-5	18	3-4-6
9	1-4-6	19	3-5-6
10	1-5-6	20	4-5-6

Pour l'étude de la zone Nord, une ouverture a été ajoutée soit un chantier de 16x24 orienté à 27 degrés, dans la direction est par rapport au Nord, puisque beaucoup de ces ouvertures seront présentes au centre du gisement. Lors des campagnes de cartographie de 2000 et 2005, les discontinuités de 9 surfaces de différents chantiers du troisième bloc minier ont été relevées. Il sera donc possible de réaliser des études moins générales et plus précises pour ces ouvertures en comparant les résultats d'*Undwege* et ceux des rétro-analyses.

### 6.5.1 Analyse du mur est

Les résultats détaillés des simulations effectuées avec *Unwedge* pour les chantiers de la zone nord de la mine Niobec sont présentés à l'annexe 7 sous forme d'histogrammes. Un résumé des résultats des surfaces est de l'analyse d'*Unwedge* apparaît dans le tableau 50.

Tableau 50: Résultats des calculs d'*Unwedge* pour les murs est pour différents scénarios de chantiers des blocs 3 à 6

Dimension de l'ouverture (en m)	26x46	26x4 6	24x24	24x24	16x24	16x24	16x24
Orientation de l'ouverture	N-S	E-O		N 27°	E-O	N-S	N 27°
Surface	Est	Est	Est	Est	Est	Est	Est
Volume d'effondrement min (m³)	31	5,5	4,3	88	1,3	4,3	88
Volume d'effondrement max (m³)	13569	2068	5470	5313	1982	4811	5313
Volume d'effondrement moyen (m³)	2804	605	797	874	266	742	874
Apex min (m)	0,97	0,55	0,51	2,00	0,34	0,51	2,00
Apex max (m)	43,5	23,42	32,62	35,8	23,2	31,21	35,8
Apex moyen (m)	9,71	5,74	6,22	7,46	4,27	6,10	7,46
Elos (m)	0,66	0,38	0,54	0,40	0,27	0,50	0,40

#### *Chantiers du bloc 3*

Trois combinaisons de familles de joints sont à surveiller lorsque l'axe long des ouvertures est dans la direction nord-sud. Il s'agit des combinaisons 11, 17 et 18 (tableau

49) qui ont toutes en commun les familles de joints 2 (217/74) et 3 (267/78). Le pendage des joints étant vers le nord-ouest et vers le nord, donc vers l'intérieur du chantier, cela permet aux blocs découpés de glisser dans l'ouverture. Les volumes d'effondrement reliés à ces combinaisons sont de 13 569, 6 327 et 4 933 m<sup>3</sup>, et ceux-ci passent à 2 068, 1 671 et 1 818 m<sup>3</sup> lorsque le chantier est orienté est-ouest. Le volume moyen des effondrements passe de 2 804 m<sup>3</sup>, pour les ouvertures N-S, à 605 m<sup>3</sup>, pour les ouvertures E-O. Le facteur *Elos* quant à lui passe de 0,66 à 0,38 mètres. Donc, il est très avantageux de réduire l'exposition du mur est.

#### *Chantiers aux blocs 4 à 6*

Les murs est des chantiers de plus petites dimensions sont très stables. La seule combinaison de joint qui est encore défavorable est la combinaison 11. Effectivement, pour les surfaces de 24 mètres de largeur les blocs instables ont un volume variant entre 4 810 et 5 313 m<sup>3</sup> ce qui est un grand écart par rapport au volume d'effondrement de la combinaison 18, qui est celle qui vient au deuxième rang en terme de volume d'effondrement avec 1 819 m<sup>3</sup>. Le volume moyen des blocs instables varie entre 742 et 874 m<sup>3</sup> pour les surfaces de 24 mètres de large et entre 266 et 742 m<sup>3</sup> lorsque la surface est du chantier est de 16 mètres de large.

### *Comparaison avec la base de données de rétro-analyses*

Le tableau 51 montre des résultats des rétro-analyses sur 26 murs est de chantiers du bloc 3. On remarque que, de façon générale, il n'y a pas d'effondrement pour des rayons hydrauliques inférieurs à 9 mètres.

Tableau 51: Rétro-analyses des murs est de la zone nord du troisième bloc minier

Bloc	Type	Lentille	Numéro	Étape	Géologie	Volume (m³)	Profondeur (m)	RH (m)	Elos (m)
3	C	208	23	0	C3C	35	0,30	7,03	0,05
3	C	208	23	1	C3C	30	0,67	7,54	0,04
3	C	102	25	0	C3A	0	0,00	7,67	0,00
3	C	209	19	0	C3A	0	0,00	8,03	0,00
3	C	208	11	0	CS	0	0,00	8,22	0,00
3	C	101	25	0	C3A	0	0,00	8,38	0,00
3	C	209	19	1	C3A	0	0,00	8,90	0,00
3	C	203	13	0	CS	632	2,44	8,95	0,46
3	C	101	19	0	C3A	92	1,00	9,91	0,07
3	C	101	25	2	C3A	0	0,00	9,91	0,00
3	C	102	25	1	C3A	800	3,32	9,93	0,52
3	C	101	25	1	C3A	181	1,50	10,28	0,14
3	C	208	19	0	C3C	69	1,70	10,82	0,08
3	C	101	17	0	C3A	5470	4,08	10,85	0,00
3	C	101	17	1	C3A	5470	4,08	10,85	2,27
3	C	101	17	2	C3A	5470	4,08	10,85	0,00
3	C	101	17	3	C3A	5470	4,08	10,85	0,00
3	C	102	23	0	C3AS	6501	7,32	11,06	2,90
3	C	101	15	0	C3A	0	0,00	11,72	0,00
3	C	101	19	1	C3A	0	0,00	12,41	0,00
3	C	101	15	1	C3A	0	0,00	12,67	0,00
3	C	203	15	0	CS	3596	3,79	14,61	1,29
3	C	209	21	0	CS	3707	3,36	15,41	1,64
3	L	101	19		C3A	180	1,40	15,81	0,05
3	C	203	19	0	C3C	872	1,22	16,61	0,55
3	T	203	19	0	C3C	1091	3,72	16,61	0,34
Moyenne						1526	1,85	11,00	0,40

Les volumes d'effondrement varient entre 6 501 m<sup>3</sup> pour des rayons hydrauliques variant entre 7,03 et 16,61 mètres avec un volume moyen de 1 526 m<sup>3</sup> pour un rayon hydraulique moyen de 11 mètres. *Unwedge* a calculé un volume moyen de 605 m<sup>3</sup> pour des surfaces ayant un rayon hydraulique de 10,14 mètres. De plus, les rétro-analyses démontrent que les surfaces de rayon hydraulique variant entre 14 et 17 mètres ont en moyenne des effondrements d'environ 1 900 m<sup>3</sup> relativement à 2 804 m<sup>3</sup> pour ceux calculés par *Unwedge*. Enfin, il est intéressant de constater que la plupart des effondrements majeurs sont sur les murs contenant des fragments de syénites.

Lors des campagnes de cartographie les joints sur les murs est des chantiers 14C-101-19 et 14C-203-15 ont été relevés. Quatre familles de joints ont été identifiées sur le mur est du chantier 14C-203-15 (tableau 52) et trois au chantier 14C-101-19 (tableau 53)

Tableau 52: Familles de joints sur le mur est du chantier 14C-203-15

Famille	Direction	Pendage
1	013	81
2	197	81
3	235	76
4	084	45

En combinant ces familles, *Unwedge* a déterminé que la combinaison des familles 1-2-3 crée un bloc instable d'un volume de 1 728 m<sup>3</sup> et que la combinaison 2-3-4 un bloc de 2 513 m<sup>3</sup>. Lors de la rétro-analyse du chantier un volume d'effondrement de 3 596 m<sup>3</sup> a

été calculé. Cette différence peut s'expliquer par le fait que ce mur contient beaucoup de fragments de syénite altérés en chlorite ; ce que ne peut modéliser *Unwedge*.

Tableau 53: Familles de joints sur le mur est du chantier 14C-101-19

Famille	Direction	Pendage
1	040	76
2	205	69
3	339	58

La combinaison de ces familles ne crée pas de bloc instable selon la simulation avec *Unwedge* ce qui concorde avec les rétro-analyses. En effet, il n'y a pas eu d'effondrement sur le mur est du chantier 14C-101-19. Donc, dans le premier cas, l'analyse effectuée avec *Unwedge* est conservatrice, toutefois elle ne tient pas compte de la lithologie qui est néfaste, mais dans le deuxième cas, l'analyse concorde avec la réalité.

#### 6.5.2 Analyse du mur ouest

Le résumé des résultats des simulations d'*Unwedge* pour les murs ouest de différentes ouvertures des blocs 3 à 6 est présenté au tableau 54.

Tableau 54: Résultats des calculs d'*Unwedge* pour les murs ouest pour différents scénarios de chantiers des blocs 3 à 6

Dimension de l'ouverture (en m)	26x46	26x 46	24x 24	24x24	16x24	16x24	16x24
Orientation de l'ouverture	N-S	E-O		N 27°	E-O	N-S	N 27°
Surface	Ouest	Ouest	Ouest	Ouest	Ouest	Ouest	Ouest
Volume d'effondrement min (m³)	33	5,9	4,6	24,2	1,4	4,6	7,2
Volume d'effondrement max (m³)	7331	2353	1430	1020	468	1430	302
Volume d'effondrement moyen (m³)	2283	585	408	439	130	395	130
Apex min (m)	0,97	0,55	0,51	2,00	0,34	0,51	1,33
Apex max (m)	34,06	21,72	18,56	8,46	13,01	17,95	5,64
Apex moyen (m)	9,43	5,77	5,20	4,71	3,52	5,15	3,14
Elos (m)	0,54	0,29	0,22	0,20	0,11	0,21	0,20

### *Chantiers du bloc 3*

Au troisième bloc minier le mur ouest des ouvertures est problématique lorsqu'il est orienté parallèlement à l'axe long du chantier. Dans ce cas, les trois combinaisons de joints 9, 18 et 20 sont néfastes. Les blocs instables ont alors respectivement un volume de 4 687, 4 933 et 7 331 m³. Toutefois, pour ce qui est des combinaisons 18 et 20 on remarque, sur l'histogramme des facteurs de sécurité (annexe 7, section A7.1 ; facteur de sécurité = 1,45), que les blocs sont à la limite de la stabilité même avec des paramètres sur les joints très conservateurs. Donc, les chances d'effondrement y sont assez minces. Enfin, pour le mur ouest, le volume moyen des blocs instables passe de 2 283 à 585 m³ lorsque les rayons hydrauliques varient de 15,33 à 10,4 mètres.



### Chantiers aux *blocs 4 à 6*

Pour les chantiers de l'expansion, aucune combinaison de joints ne risque de nuire à la stabilité du mur. Le plus gros bloc instable susceptible de se former a un volume d'effondrement potentiel de 1 430 m<sup>3</sup>. Il s'agit du bloc formé par la combinaison de joints 18 pour une surface exposée de 24 mètres de largeur. Autrement, les volumes moyens des blocs instables varient entre 439 et 130 m<sup>3</sup> pour des surfaces ayant des rayons hydrauliques de 9,52 et 6,81 mètres respectivement.

### *Comparaison avec la base de données de rétro-analyses*

Le tableau 55 montre les résultats des rétro-analyses des murs ouest des chantiers du bloc 3.

Tableau 55: Rétro-analyses des murs ouest de la zone nord du troisième bloc minier

Bloc	Type	Lentille	Numéro	Étape	Géologie	Volume (m³)	Profondeur (m)	RH (m)	Elos (m)
3	C	208	23	0	C3C	1504	3,26	7,39	1,35
3	C	208	23	1	C3C	1122	2,69	7,39	0,89
3	C	203	13	0	Sb	182	1,74	7,55	0,30
3	C	209	19	0	C3A	104	3,05	7,72	0,17
3	C	209	19	1	C3A	84	2,53	7,72	0,14
3	T	203	19	0	C3A	0	0,00	9,44	0,00
3	C	102	23	0	C3A	1563	4,88	9,58	0,86
3	C	208	11	0	CS	408	2,19	9,65	0,80
3	C	102	25	0	C3A	3319	5,70	1,08	2,22
3	C	102	25	1	C3A	2744	4,75	1,08	1,52
3	C	101	25	0	C3A	497	5,70	10,43	0,51
3	C	101	25	1	C3A	0	0,00	10,43	0,00
3	C	101	25	2	C3A	56	1,40	10,43	0,07
3	C	101	17	3	C3A	0	0,00	11,57	0,00
3	C	208	19	0	C3A	0	0,00	11,79	0,00
3	C	101	17	2	C3A	0	0,00	12,26	0,00
3	C	101	17	1	C3A	0	0,00	12,42	0,00
3	C	101	19	0	C3A	4054	4,60	12,50	1,86
3	C	101	19	1	C3A	4100	4,41	12,50	1,90
3	C	209	21	0	C3A	202	2,53	12,89	0,06
3	C	101	15	0	C3A	420	2,44	13,94	0,36
3	C	101	15	1	C3A	420	2,44	13,94	0,36
3	C	101	17	0	C3A	420	2,44	13,94	0,36
3	C	203	15	0	CS	8497	8,84	14,24	2,95
3	C	203	19	0	CS	5443	3,93	15,25	1,44
3	L	101	19		C3A	4128	3,90	15,29	1,31
Moyenne						1510	2,82	10,48	0,75

Les rayons hydrauliques varient entre 7,39 et 15,29 mètres et les volumes d'effondrement entre 0 et 8 497 m³. L'effondrement moyen est de 1 510 m³ et le rayon hydraulique moyen des surfaces est de 10,48 mètres.

Lors des cartographies, quatre murs ouest des chantiers 14C-101-17, 14C-101-19, 14C-102-27 et 14C-203-15 furent relevés. Toutefois, comme le chantier 14C-102-27 n'est pas encore excavé il est impossible d'en faire la rétro-analyse.

Le chantier 14C-101-17, orienté à 72 degrés par rapport au Nord, présente quatre familles de joints (la quatrième étant moins importante) d'après une cartographie près du mur ouest du chantier. Le tableau 56 montre l'orientation des familles.

Tableau 56: Familles de joints sur le mur ouest du chantier 14C-101-17

Famille	Direction	Pendage
1	198	75
2	268	44
3	360	67
4	040	57

L'analyse d'*Unwedge*, faite avec un chantier standard de 85'x150'x300' donne un rayon hydraulique de 10,14 mètres qui correspond à ceux des murs ouest de ce chantier pour les différentes étapes de minage. Les rétro-analyses montrent qu'il n'y a pas eu d'effondrement sur la surface ouest de ce chantier. *Unwedge* a calculé des blocs instables avec les combinaisons 3 (familles 1-3-4) et 4 (familles 2-3-4). Le volume de ces blocs est de 331 et 343 m<sup>3</sup>, ce qui est faible tout comme ce qu'on observe dans la réalité.

Les trois familles du chantier 14C-101-19 sont identifiées dans le tableau 57.

Tableau 57: Familles de joints sur le mur ouest du chantier 14C-101-19

Famille	Direction	Pendage
1	001	79
2	153	44
3	077	19

Les rétro-analyses démontrent un gros effondrement sur ce mur de 4 100 m<sup>3</sup>. Toutefois, l'analyse structurale ne démontre aucune instabilité avec ces familles de discontinuités. Donc, cet effondrement a pu être causé par la présence de joints aléatoires et/ou par un mauvais dynamitage.

Le troisième chantier est le 14C-203-15. Ce chantier est orienté nord-sud et quatre familles de joints (tableau 58) furent identifiées suite à la campagne de Frenette (2001).

Tableau 58: Familles de joints sur le mur ouest du chantier 14C-102-27

Famille	Direction	Pendage
1	012	74
2	067	70
3	245	62
4	066	26

La rétro-analyse de ce chantier démontre un gros effondrement de 8 497 m<sup>3</sup> pour un rayon hydraulique de 14,24 mètres. L'analyse structurale démontre que les combinaisons 1 (famille 1-2-3) et 2 (1-2-4) sont néfastes à la stabilité de ce chantier. La combinaison 2 crée

un bloc ayant un volume de  $307 \text{ m}^3$ , ce qui est loin de la réalité. Toutefois, la combinaison 1 crée un bloc instable de  $5\,549 \text{ m}^3$ . De plus, l'allure générale de l'effondrement ressemble fortement à la forme du bloc instable modélisé par *Unwedge* (figure 39). Mais la profondeur (15,2 mètres) de l'effondrement calculée par le logiciel est beaucoup plus élevée que celle mesurée de 8,84 mètres. Ceci peut être dû au fait qu'*Unwedge* modélise des joints de longueur infinie. Enfin, la présence de fragments de syénite dans le mur de ce chantier pourrait expliquer le volume d'effondrement mesuré plus élevé que celui calculé par *Unwedge*.

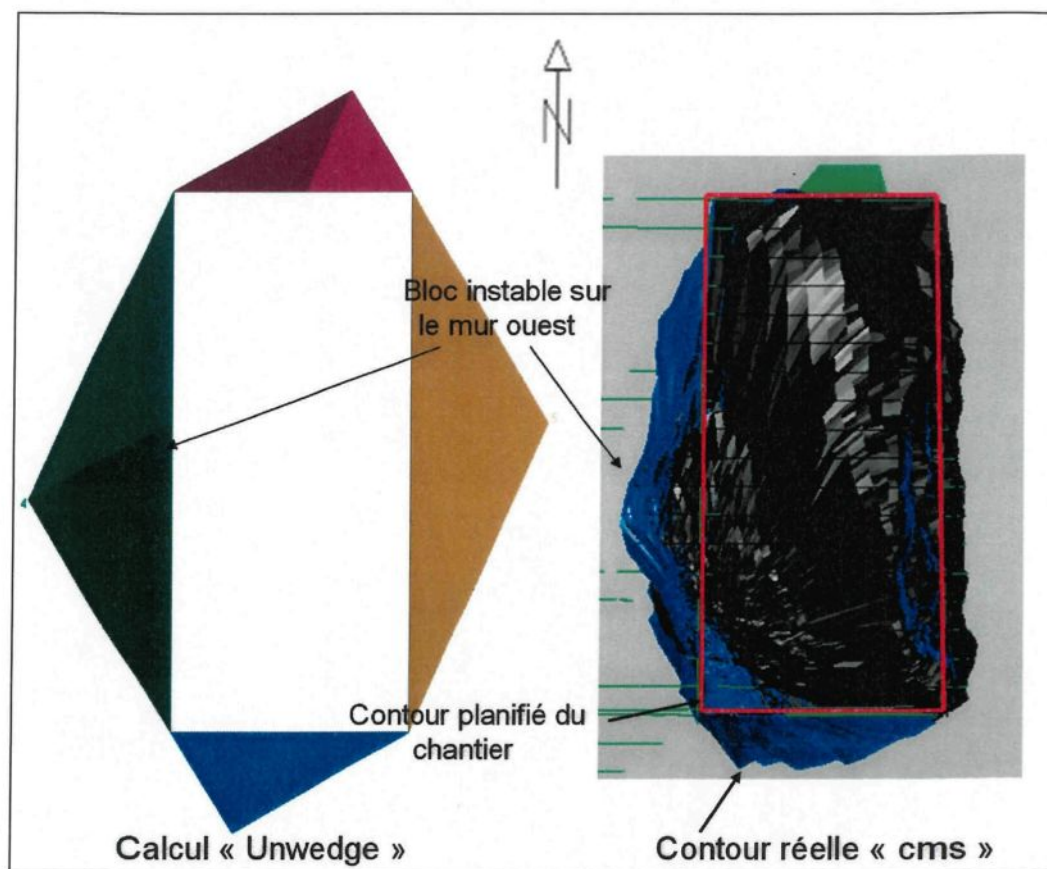


Figure 39: Comparaison entre le bloc instable calculé par *Unwedge* et le contour arpenté du chantier 14C-203-15 (vue en plan)

### 6.5.3 Analyse du mur nord

Les résultats de l'analyse des instabilités structurales du mur nord de différentes configurations de chantier sont présentés dans le tableau 59.

Tableau 59: Résultats des calculs d'*Unwedge* pour les murs nord pour différents scénarios de chantiers des blocs 3 à 6

Dimension de l'ouverture (en m)	26x4 6	26x46	24x24	24x24	16x24	16x24	16x24
Orientation de l'ouverture	N-S	E-O		N 27°	E-O	N-S	N 27°
Surface	Nord	Nord	Nord	Nord	Nord	Nord	Nord
Volume d'effondrement min (m³)	116	214	91	2	91	27	0,6
Volume d'effondrement max (m³)	8389	35646	6598	11637	6598	1955	6424
Volume d'effondrement moyen (m³)	2442	11514	1920	1920	1921	569	867
Apex min (m)	3,01	3,69	2,77	0,29	2,77	1,85	0,19
Apex max (m)	52,21	84,57	48,2	54,17	48,2	32,13	43,55
Apex moyen (m)	20,16	34,02	18,61	14,78	18,61	12,40	10,59
Elos (m)	1,02	2,72	0,87	1,09	0,87	0,39	0,74

#### *Chantiers du bloc 3*

Au troisième bloc minier les combinaisons de joints 4, 7, 10 et 16 risquent de causer de fortes instabilités surtout lorsque le chantier est orienté est-ouest. Les instabilités

majeures se produisent, pour trois de ces combinaisons, lorsque les familles de joint 1 (359/73) et 6 (040/56) sont regroupées. Les volumes des blocs calculés par *Unwedge* sont trop considérables : 35 646, 15 095, 9 380 et 14 732 m<sup>3</sup> (dans l'ordre des combinaisons) avec une moyenne de 11 514 m<sup>3</sup>. Lorsque les ouvertures sont orientées nord-sud, et que le mur nord a un rayon hydraulique de 10,14 mètres au lieu de 15,33 mètres, les volumes des blocs instables causés par ces combinaisons passent à 8 388, 3 235, 1 695 et 2 660 m<sup>3</sup> avec une moyenne de 2 442 m<sup>3</sup>.

#### *Chantiers aux blocs 4 à 6*

Le tableau 59 montre qu'il est avantageux, encore une fois, d'orienter les chantiers de l'expansion avec l'axe long dans la direction nord-sud. Les volumes d'effondrement moyens passent de 1 920 m<sup>3</sup> lorsque les surfaces exposées ont 24 mètres de largeur à 569 m<sup>3</sup> (pour 16 mètres de largeur dans un chantier orienté nord-sud) et 867 m<sup>3</sup> (avec une orientation de chantier à 27 degrés vers l'est par rapport au nord). Toutefois, il est important d'observer sur l'histogramme en annexe 7 (section A7.2) que pour les combinaisons problématiques, les volumes d'effondrement sont encore élevés.

#### *Comparaison avec la base de données de rétro-analyses*

Aucune cartographie de fractures n'a été effectuée dans une galerie du bloc 3 pour les murs nord contrairement aux autres surfaces. Toutefois, les rétro-analyses (tableau 60)

des ouvertures du secteur nord du troisième bloc minier, indique une moyenne des effondrements de 1339 m<sup>3</sup> pour un rayon hydraulique moyen de 12,34 mètres.

Tableau 60: Rétro-analyses des murs nord de la zone nord du troisième bloc minier

Bloc	Type	Lentille	Numéro	Étape	Géologie	Volume (m <sup>3</sup> )	Profondeur (m)	RH (m)	Elos (m)
3	C	101	25	1	C3A	0	0,00	4,72	0,00
3	C	203	15	0	C3C	0	0,00	6,17	0,00
3	C	101	17	1	C3A	112	3,11	6,41	0,26
3	C	203	19	0	C3C	466	2,83	6,74	0,84
3	C	208	11	0	CS	0	0,00	7,66	0,00
3	C	209	21	0	Sb	0	0,00	8,00	0,00
3	C	208	23	1	C3A	485	1,66	9,45	0,34
3	C	101	19	1	C3A	1024	2,58	9,77	0,65
3	C	101	25	2	C3A	290	1,30	10,30	0,18
3	C	203	13	0	Si	488	3,96	10,61	0,51
3	C	102	25	1	CS	0	0,00	10,89	0,00
3	C	209	19	1	C3A	0	0,00	11,43	0,00
3	C	101	17	2	C3A	1370	4,57	12,02	0,83
3	C	101	25	0	C3A	290	1,30	12,21	0,12
3	C	208	19	0	C3C	1160	5,18	13,31	1,13
3	T	203	19	0	C3A	587	2,92	13,33	0,51
3	C	208	23	0	C3A	1824	3,12	13,46	0,98
3	C	101	19	0	C3A	1823	3,2	14,48	0,90
3	L	101	19		C3A	2480	3,8	14,54	0,92
3	C	101	17	3	C3A	2710	5,79	15,03	1,33
3	C	101	17	0	CS	4151	7,12	15,03	1,85
3	C	102	25	0	CS	0	0,00	16,21	0,00
3	C	209	19	0	C3A	306	1,52	16,72	0,25
3	C	101	15	1	C3A	6820	6,78	19,33	2,19
3	C	101	15	0	C3A	8435	6,78	20,88	2,11
3	C	102	23	0	Sb	0	0,00	22,28	0,00
Moyenne						1339	2,59	12,34	0,61

Les effondrements varient entre 0 et 466 m<sup>3</sup> pour les rayons hydrauliques de 6 à 7 mètres, et de 0 à 1 024 m<sup>3</sup> pour ceux entre 9 et 11 mètres. Dans les deux cas, c'est inférieur aux valeurs calculées par *Unwedge*. Par contre, les chantiers avec les plus grands volumes d'effondrement ont un rayon hydraulique supérieur à 14 mètres et une orientation est-ouest, par exemple : les chantiers 14C-101-17 et 14C-101-15. Les rayons hydrauliques de ces ouvertures varient entre 15,03 et 20,88 mètres et les volumes d'effondrement entre 2 710 et



8 435 m<sup>3</sup>. Donc, il est avantageux de conserver des murs de plus petites dimensions pour diminuer les volumes d'effondrement.

#### 6.5.4 Analyse du mur sud

L'analyse du mur sud montre que plus le rayon hydraulique est grand plus les risques de créer un bloc instable de grande dimension augmentent. Un résumé de l'analyse d'*Unwedge* est présenté au tableau 61.

Tableau 61: Résultats des calculs d'*Unwedge* pour les murs sud pour différents scénarios de chantiers des blocs 3 à 6

Dimension de l'ouverture (en m)	26x46	26x46	24x24	24x24	16x24	16x24	16x24
Orientation de l'ouverture	N-S	E-O		N 27°	E-O	N-S	N 27°
Surface	Sud	Sud	Sud	Sud	Sud	Sud	Sud
Volume d'effondrement min (m <sup>3</sup> )	83	212	67	2,0	67	19	0,6
Volume d'effondrement max (m <sup>3</sup> )	4701	26032	3697	3917	3697	1095	1161
Volume d'effondrement moyen (m <sup>3</sup> )	1028	5373	808	892	808	240	272
Apex min (m)	1,94	3,44	1,79	0,29	1,79	1,20	0,19
Apex max (m)	27,57	48,8	25,45	26,76	25,45	16,96	17,84
Apex moyen (m)	7,54	12,81	6,96	8,21	6,96	4,64	5,54
Elos (m)	0,43	1,27	0,37	0,58	0,37	0,16	0,27

### *Chantiers du bloc 3*

Les combinaisons problématiques pour les murs sud sont les 2, 5, 6 et 7. Trois de ces combinaisons regroupent les familles de joints 1 (359/73) et 3 (217/74). Comme pour le mur nord les volumes de ces blocs instables sont encore une fois très élevés et les risques qu'ils se produisent très faibles. La moyenne des volumes d'effondrement est de 5 373 m<sup>3</sup> lorsque le chantier est est-ouest et de 1 028 m<sup>3</sup> lorsqu'il est nord-sud. Donc, d'après *Unwedge*, les murs sud des ouvertures devraient être plus stables que les murs nord.

### *Chantiers aux blocs 4 à 6*

Comme dans les autres simulations *Unwedge*, les volumes des effondrements calculés sont beaucoup moins grands lorsque la surface exposée est petite. Pour les chantiers de l'expansion, les combinaisons 6 et 7 restent problématiques. Les volumes des blocs instables créés par ces combinaisons sont aux alentours de 3 900 m<sup>3</sup> et 2 500 m<sup>3</sup> respectivement. Les effondrements moyens varient entre 808 et 892 m<sup>3</sup> pour les murs de 24 mètres de largeur, et entre 240 et 272 m<sup>3</sup> pour les surfaces de 16 m de largeur.

### *Comparaison avec la base de données de rétro-analyses*

Les campagnes de cartographie ont permis de faire le relevé des joints des murs sud des chantiers 14C-101-27 et 14C-102-27. Toutefois, comme ils ne sont pas encore minés il

est impossible de faire des comparaisons entre les simulations *Unwedge* et la réalité. De façon générale, les volumes calculés dans les rétro-analyses semblent concorder avec l'analyse *Unwedge* (voir tableau 62).

Tableau 62: Rétro-analyses des murs sud de la zone nord du troisième bloc minier

Bloc	Type	Lentille	Numéro	Étape	Géologie	Volume (m³)	Profondeur (m)	RH (m)	Elos (m)
3	C	208	11	0	CS	0	0,00	5,50	0,00
3	C	101	17	1	C3A	0	0,00	5,85	0,00
3	C	101	25	1	CS	0	0,00	7,62	0,00
3	C	203	19	0	CS	4	0,68	8,04	0,01
3	C	203	15	0	C3A	858	5,91	9,18	0,73
3	C	208	23	1	C3A	183	0,90	9,36	0,32
3	C	203	13	0	CS	727	3,05	9,47	1,81
3	C	101	19	1	C3A	69	1,16	9,83	0,04
3	C	101	17	2	C3A	2602	3,35	10,47	1,46
3	C	102	25	1	C3A	913	1,68	10,94	0,49
3	C	101	25	2	CS	951	3,70	12,37	0,55
3	C	209	19	1	C3C	1072	4,58	12,44	1,50
3	C	208	19	0	C3C	229	3,05	13,21	1,28
3	C	208	23	0	C3A	441	0,90	13,54	0,47
3	T	203	19	0	C3A	4	0,68	13,71	0,00
3	C	101	17	3	C3A	3124	3,66	13,72	1,24
3	C	101	19	0	C3A	501	2,1	14,41	0,15
3	L	101	19		C3A	0	0	14,54	0,00
3	C	209	21	0	C3A	0	0,00	15,16	0,00
3	C	102	25	0	C3A	1376	2,70	15,92	0,61
3	C	209	19	0	C3C	3097	4,79	16,15	1,88
3	C	101	25	0	CS	1270	3,7	16,45	0,69
3	C	101	17	0	C3A	3881	3,66	18,95	1,02
3	C	101	15	1	C3A	1503	5,49	21,27	0,36
3	C	102	23	0	Sb	5791	8,84	22,89	3,43
3	C	101	15	0	C3A	5692	6,03	23,05	1,16
Moyenne						1319	2,71	13,23	0,74

Le volume moyen des effondrements est de 1 319 m³. Pour les rayons hydrauliques de 8 mètres et moins aucun effondrement n'a été mesuré. Les volumes d'effondrement varient entre 70 et 2 602 m³ pour des rayons hydrauliques entre 9 et 11, mètres et entre 0 et 5 791 m³ pour des rayons hydrauliques de 12 à 23 mètres. Donc, pour les surfaces ayant les

mêmes dimensions que celles de l'expansion, les volumes d'effondrement moyens calculés par *Unwedge* sont légèrement supérieurs à ceux mesurés dans les ouvertures. Pour ce qui est des effondrements dans les chantiers 101-15 et 102-23, les structures ainsi que les grandes surfaces exposées ne sont pas les seuls facteurs responsables. Pour le chantier 101-15 la géométrie du mur sud (avec une pointe convexe vers l'intérieur du chantier) est un facteur à prendre en considération dans l'effondrement. Les *CMS* montrent que la pointe est tombée dans le chantier. Pour le chantier 102-23, sa géométrie en forme de « L » inversé en plus de la présence de fragments de syénite sont responsables du gros volume d'effondrement.

#### 6.5.5 Analyse du toit

L'analyse de stabilité des toits, dans le cas de la mine Niobec, ne peut que reposer sur une analyse structurale pour les raisons évoquées dans l'analyse du toit de la partie sud. Toutefois, comme il a été mentionné il est nécessaire de connaître les combinaisons de joints qui sont néfastes à la stabilité des toits. Un résumé des caractéristiques des blocs instables est présenté au tableau 63.

Tableau 63: Résultats des calculs d'*Unwedge* des toits pour différents scénarios de chantiers des blocs 3 à 6

Dimension de l'ouverture (en m)	26x46	26x46	24x24	24x24	16x24	16x24	16x24
Orientation de l'ouverture	N-S	E-O		N 27°	E-O	N-S	N 27°
Surface	Toit	Toit	Toit	Toit	Toit	Toit	Toit
Volume d'effondrement min (m³)	29	15	12	6	3,4	6	6
Volume d'effondrement max (m³)	17289	17673	13598	7413	4119	4029	6178
Volume d'effondrement moyen (m³)	2049	1730	1199	699	387	457	593
Apex min (m)	2,10	1,69	1,56	1,27	1,04	1,29	1,27
Apex max (m)	160,93	162,12	148,56	121,4	99,8	99,04	114,2
Apex moyen (m)	20,18	18,38	16,30	14,00	11,19	12,12	13,26
<i>Elos</i> (m)	1,71	1,45	2,08	1,21	1,01	1,19	1,54

Tableau 64: Rétro-analyses des toits de la zone nord du troisième bloc minier

Bloc	Type	Lentille	Numéro	Étape	Géologie	Volume (m³)	Profondeur (m)	RH (m)	Elos (m)
3	C	208	11	0	Sb	1918	18,90	4,62	3,55
3	C	101	25	1	C3A	0	0,00	5,05	0,00
3	C	101	17	1	C3A	0	0,00	5,44	0,00
3	C	208	23	1	C3A	0	0,31	6,38	0,00
3	C	209	19	1	C3A	1486	5,58	7,03	2,19
3	C	102	25	1	C3A	4480	12,19	7,32	5,24
3	C	101	19	1	C3A	0	0	7,47	0,00
3	C	101	25	2	C3A	0	0,00	7,59	0,00
3	C	203	19	0	Sb	1651	6,21	7,79	3,36
3	C	209	21	0	Sb	7562	18,23	7,82	6,33
3	C	203	15	0	CS	8759	14,94	7,85	6,65
3	C	208	23	0	C3A	2764	9,70	8,22	2,63
3	C	101	17	2	C3A	1585	4,42	8,44	1,59
3	C	209	19	0	C3A	8151	16,15	8,47	5,94
3	T	203	19	0	C3A	9877	13,17	8,60	8,51
3	C	203	13	0	CS	7535	15,85	8,73	4,79
3	C	101	25	0	C3A	0	0	9,27	0,00
3	C	102	25	0	SB	12420	16,20	9,33	8,29
3	C	101	19	0	C3A	9587	12,8	9,66	6,49
3	C	101	17	3	C3N	3882	5,71	9,82	2,51
3	C	208	19	0	C3C	10839	18,29	10,30	6,52
3	C	101	17	0	C3A	7801	8,26	11,37	3,43
3	C	101	15	1	C3A	11558	9,66	11,56	4,30
3	L	101	19		C3A	17829	17,4	11,84	8,43
3	C	102	23	0	Sb	37782	34,57	12,12	19,68
3	C	101	15	0	C3A	15581	8,11	12,38	5,79
						7040	10,25	8,63	4,47

Pour la partie nord de la mine trois combinaisons sont plus néfastes à la stabilité. Il s'agit des combinaisons 5, 9 et 11. Comme le montre l'histogramme des volumes d'effondrement au toit de l'annexe 7 (section A7.2), la combinaison 11 est la seule qui est vraiment néfaste même lorsque les ouvertures sont de petites tailles. Toutefois, tout comme dans la zone sud de la mine, les volumes des effondrements calculés ne concordent pas avec ceux mesurés dans les chantiers. Les volumes moyens des blocs instables calculés par *Unwedge* varient entre 387 et 2 049 m³ pour des rayons hydrauliques variant entre 4,8 et

8,31 mètres. Les rétro-analyses (tableau 64) montrent que les volumes des effondrements des toits des chantiers varient entre 0 et 8 759 m<sup>3</sup> pour des rayons hydrauliques variant entre 4,62 et 8,44 mètres. Donc, les structures ne sont pas les seuls facteurs à considérer pour l'analyse des toits.

## 6.6 Conclusion

Ce chapitre a permis d'identifier les combinaisons de joints qui sont critiques à la stabilité des ouvertures. *Unwedge*, bien qu'il surestime la taille des blocs instables, demeurent un bon outil pour déterminer les combinaisons de joints critiques. La taille des ouvertures est ce qui contrôle le plus la taille des blocs. Plus un chantier est grand plus les risques de créer un bloc instable de grande taille sont élevés. L'analyse structurale permet de conclure que les murs ouest et nord sont les plus instables dans la zone sud et pour la zone nord il s'agit des murs est et nord. Les instabilités des toits sont quant à eux contrôlées par les contraintes plutôt que par les structures. Enfin, il est très avantageux de faire l'analyse structurale d'un chantier en utilisant les familles de joints de ce chantier puisque cela permet une analyse plus locale qui donne de très bon résultats comme le démontre l'analyse des chantiers 14C-101-17, 14C-101-19 et 14C-203-15.

## CHAPITRE 7

# MODÉLISATION DES CONTRAINTES AUTOUR DES OUVRAGES DU BLOC 3 À 6 ET ANALYSE DE STABILITÉ DES OUVERTURES

La modélisation des contraintes a été simulée avec le logiciel *Map3D* (Mine Modelling Pty Ltd, 2005). L'analyse de stabilité des chantiers se fait en grande partie avec le graphique de stabilité de Mathews (Mathews et al., 1981). L'annexe 8 décrit l'évolution, les avantages, les inconvénients et la manière de calculer chacun des paramètres nécessaires pour déterminer le nombre stabilité ( $N'$ ). Dans ce chapitre, le graphique de Mathews avec les zones de stabilité de la mine Niobec sont présentés pour chacun des blocs miniers. Dans un deuxième temps, un critère d'endommagement du massif rocheux est présenté. Ensuite, les limitations du graphique de stabilité seront mises en évidence lorsque des fragments de syénite sont présents autour d'une ouverture. Quatrièmement, le graphique de stabilité ainsi que des simulations numériques du cheminement des contraintes seront utilisés pour évaluer la stabilité des futurs chantiers de l'expansion. Enfin, suite à l'évaluation des modes d'instabilité, des méthodes de supports et de surveillances des ouvertures seront proposées.



## 7.1 Application du graphique de stabilité à la mine Niobec

Bien que l'exploitation se situe près de la surface (moins de 500 mètres), la taille des ouvertures demeure imposante et il est primordial de s'assurer de la stabilité de celles-ci afin d'éviter des effondrements non contrôlés qui pourraient mettre en péril des sections entières de la mine. Une des méthodes utilisées par les gens de Niobec pour prédire la stabilité des chantiers est celle proposée originalement par Mathews et al. (1980), modifiée par Potvin et al. (1988), par Stewart et Forsyth (1995), puis par d'autres. Pour débiter, l'équipe d'ingénierie s'est abord fiée aux diverses zones de stabilité proposées par les différents auteurs, et de façon générale, les résultats obtenus concordaient avec les zones de stabilité et d'instabilité prévues. Par la suite, des informations particulières et spécifiques ont été obtenues par rétro-analyses, permettant de tracer les zones de stabilité propre à la mine Niobec.

### 7.1.1 Rétro-analyses

Une partie de ce projet consistait à ajouter les ouvertures des quatre dernières années et de s'assurer que l'information déjà présente dans la base de données soit exacte. Trois types de données sont compilés. Tout d'abord, il y a les données sur le chantier représentant ses caractéristiques et qui sont facilement accessibles. Il s'agit de son nom, de ses dimensions, de la lithologie, etc. Par la suite, il y a les données prises sur le terrain. Il

s'agit principalement des relevés des discontinuités (joints) et du système de surveillance des excavations (« *Cavity Monitoring System* », ou *CMS*). Le *CMS* est un instrument d'arpentage qui permet de tracer les contours du chantier une fois que celui-ci est excavé, et ce avec une précision qui varie selon les conditions de terrains ou le nombre de points lus avec l'appareil. Ceci a permis d'effectuer différents calculs par rapport aux effondrements sur les surfaces des ouvertures. Enfin, il y a les données calculées à l'aide du logiciel de simulation numérique des contraintes. En plus de prédire les niveaux de contraintes autour des excavations, certains outils tels que des facteurs de sécurité en relation avec les joints et des différents critères de rupture ont été incorporés à la base de données pour établir des relations avec la stabilité. L'annexe 9 donne un exemple de l'information qui apparaît dans la base de données.

Le logiciel utilisé pour les simulations numériques est *Map3D* (Mine Modelling Pty Ltd, 2005) (voir chapitre 5, section 5.2.1 pour plus d'information sur le logiciel). À cette date (début 2008) 280 points de rétro analyse sont placés sur l'abaque de Mathews dont 180 qui proviennent des ouvertures du troisième bloc minier. Toutes les surfaces des chantiers sont représentées dans la base de données et ce pour chacune des étapes de dynamitage menant à l'ouverture finale.

Comme il a été mentionné en annexe 8, la méthode de Mathews contient quelques lacunes. Dans le cas de la mine Niobec, trois paramètres, qui ne sont pas considérés,

peuvent influencer les résultats soit : le facteur temps, les effets des sautages et les formes géométriques complexes de certaines ouvertures.

### *Le facteur temps*

À la mine Niobec les opérations de *CMS* sont prises dès que le niveau de roche fragmentée dans le chantier est assez bas pour qu'il soit possible de vérifier une bonne partie des murs. Généralement il faut compter une période de 2 à 4 mois pour les murs, mais le toit est disponible quelques jours après le sautage. Après cette période d'attente, il est possible de vérifier plus de 60% de la hauteur d'un mur à partir du toit de l'excavation. Par contre il se peut que lorsqu'un chantier est vide, des effondrements se produisent quelques mois plus tard lors du sautage d'un chantier voisin. Dans ce cas, la rétro-analyse qui a été réalisée n'est pas modifiée et cet effondrement n'apparaît pas dans la base de données.

### *Les effets du sautage*

Les dynamitages de masse de la mine Niobec sont de l'ordre de 100 000 tonnes. Bien que le volume de roche dynamité soit élevé, l'impact de ces sautages sur les parois des chantiers a été grandement diminué. Tout d'abord, la mine Niobec emploie des détonateurs électroniques afin de bien contrôler les délais entre chacune des détonations ce qui diminue les ondes de choc que peuvent ressentir les surfaces des ouvertures et les piliers adjacents.

De plus, l'emploi de géophones permet d'enregistrer et de mesurer les vibrations dans le massif rocheux et de déterminer si ces vibrations pourraient augmenter les dommages aux parois. Donc, il est possible de savoir si le dynamitage est réussi ou non et de prévoir si des dommages anormaux peuvent survenir sur les parois.

### *Les formes géométriques complexes*

Au troisième bloc d'exploitation la forme des chantiers a été maintenue simple, soit des rectangles avec une base qui se termine en « cône ». Cette pratique dans la conception des chantiers fut instaurée lors de l'expansion du bloc 3. Aucun problème d'instabilité majeur ne s'est manifesté dans les blocs 1 et 2, même si les chantiers avaient souvent des formes complexes. Toutefois, l'utilisation du même genre d'ouverture au troisième bloc minier a provoqué des problèmes de coup de terrain et d'effondrement à plus grande échelle. Ces effondrements causés par une géométrie non stable ne sont pas pris en considération pour éviter d'introduire des biais en surestimant les volumes d'effondrement.

#### 7.1.2 Résultats

L'abaque de Mathews avec les points de rétro-analyse de la mine Niobec est présenté à la figure 40. Le tableau 65 montre la variation des nombres de stabilité et des rayons hydrauliques pour chacun des niveaux.

Tableau 65: Variation de N' et du RH. en fonction des blocs miniers

	N'	Rayon hydraulique
Bloc 1	8,26 à 380	6,30 à 40,23
Bloc 2	0,98 à 285	2,51 à 18,34
Bloc 3	0,24 à 96,9	4,32 à 23,64

Pour différencier les zones d'effondrement, Niobec a choisi d'utiliser le facteur *Elos* (*Equivalent linear overbreak slough*). Il permet de mesurer la profondeur de l'effondrement moyen sur toute la longueur du mur planifié et il s'obtient de la façon suivante :

$$Elos = \frac{\text{Volume d'effondrement total d'une surface}}{\text{Aire couverte par le CMS}}$$

Comme le volume d'effondrement est calculé à partir des mesures prises par le CMS, il faut diviser ce volume par la surface couverte lors du relevé. Autrement, le volume d'effondrement serait rapporté sur toute la surface du mur et ce même pour une portion où il est impossible de savoir s'il y a un effondrement (le chantier contient du minerai fragmenté, il n'est pas complètement vide). De cette façon il est possible de juger de la dimension de l'effondrement par rapport à la surface du mur planifié. Les surfaces ont été regroupées pour différentes valeurs de *Elos*. On retrouve la classe où *Elos* est inférieur à 0,5 mètres, entre 0,5 et 1 mètre, entre 1 et 2 mètres et supérieur à 2 mètres. Une surface qui présente un *Elos* de 1 mètre ou moins est jugée stable étant donné la taille des excavations de la mine Niobec et la dimension des dynamitages. De plus, la courbe proposée par

Hadjigeorgiou et al. (1995) pour les excavations sans soutènement et de grand rayon hydraulique représente assez bien la limite entre les effondrements où le *Elos* est inférieur à 1 mètres et ceux où il est supérieur (figures 40 à 42). Donc, les points situés au-dessus de cette courbe donnent des surfaces de chantier stables.

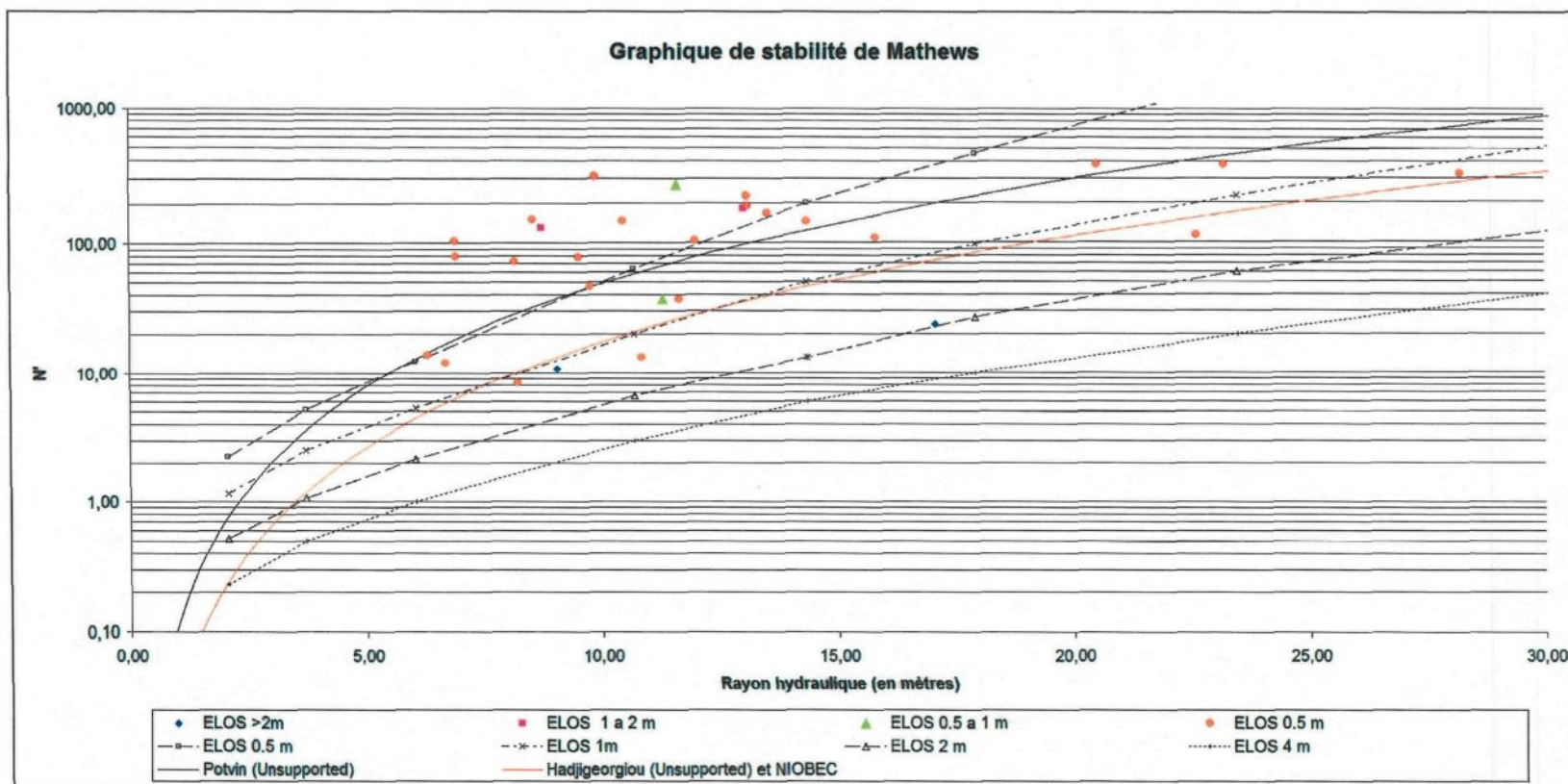


Figure 40: Graphique de stabilité du premier bloc minier de la mine Niobec

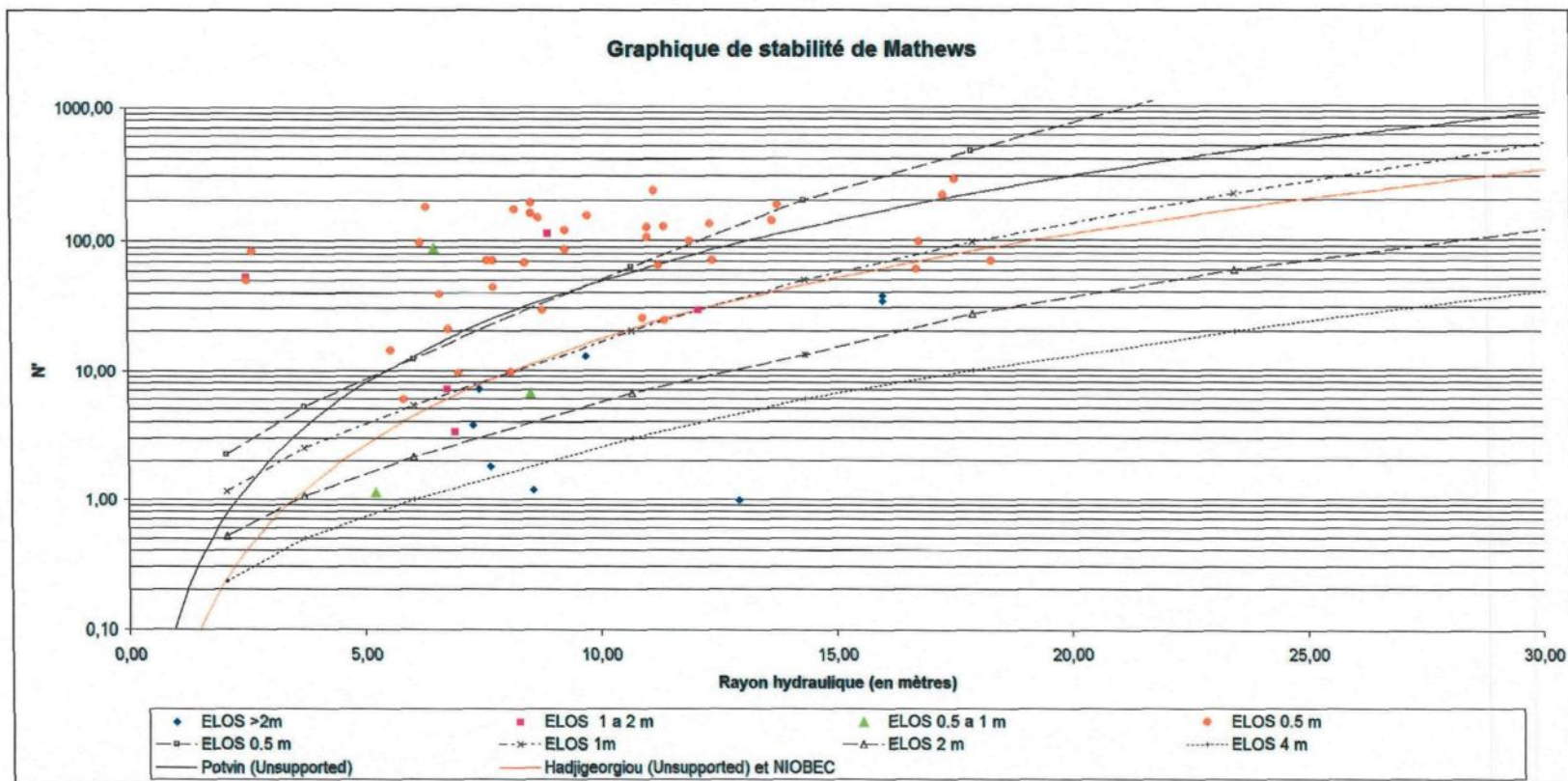


Figure 41: Graphique de stabilité du deuxième bloc minier de la mine Niobec



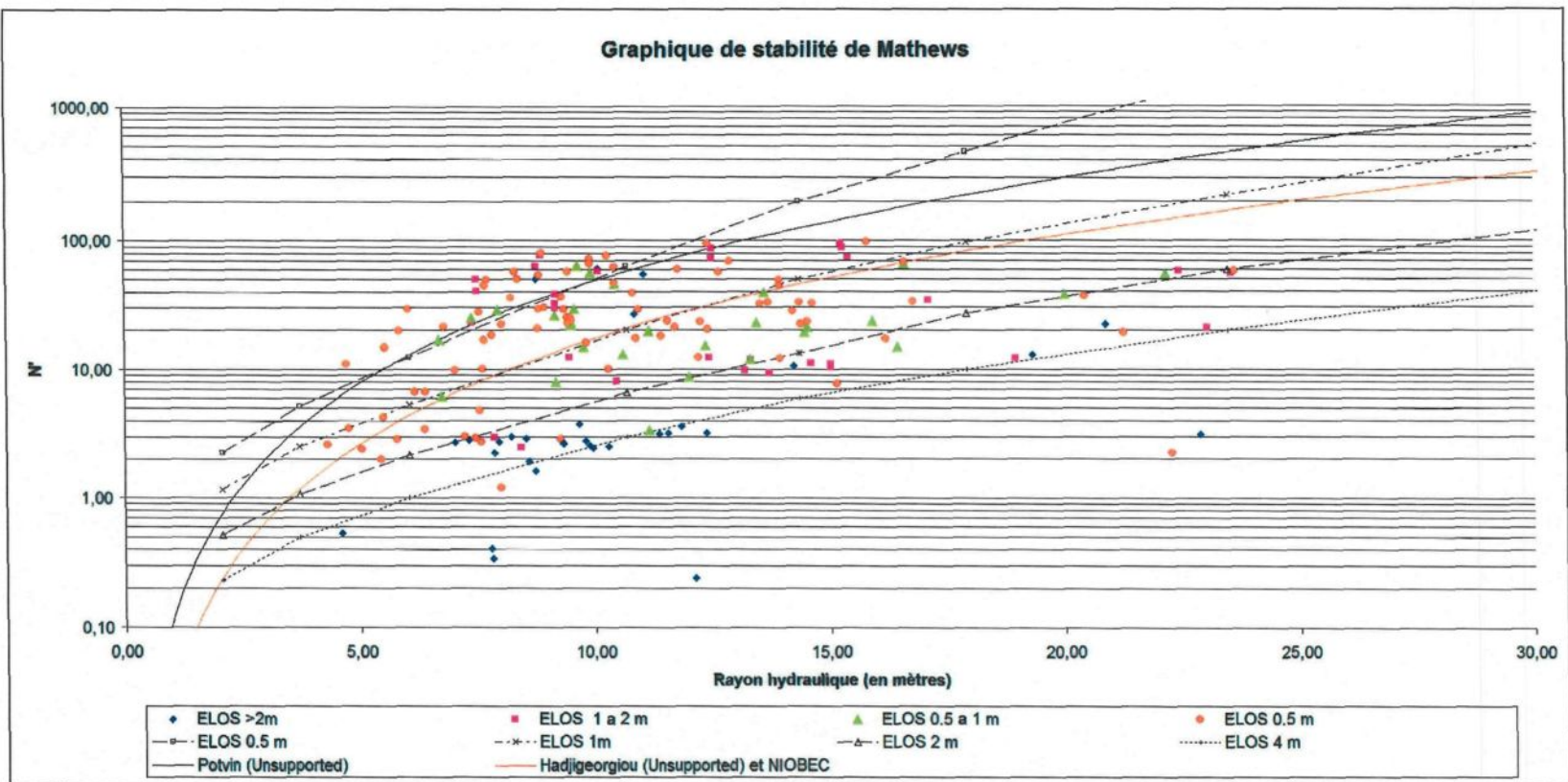


Figure 42: Graphique de stabilité du troisième bloc minier de la mine Niobec

### 7.1.3 Interprétation des résultats

#### Rétro-analyses des chantiers des blocs 1 et 2

L'abaque de Mathews étant une méthode empirique basé sur l'accumulation de données de différents chantiers, elle ne peut prédire la dimension des effondrements avec une certitude absolue comme le démontrent certains points de rétro-analyses des figures 40 à 42. Il est plus réaliste d'interpréter les résultats en termes de probabilité. Les figures 40 et 41 montrent les graphiques de stabilité de Mathews pour les surfaces des ouvertures des blocs miniers 1 et 2. Les rayons hydrauliques de ces surfaces varient entre 2,51 et 28,23 mètres. La majorité des points ont un facteur *Elos* inférieur ou égal à 0,5 mètres. Le tableau 66 donne les résultats des rétro-analyses pour les deux premiers blocs miniers.

Tableau 66: Analyses des graphiques de stabilité pour les blocs 1 et 2

	Bloc 1	Bloc 2
Surfaces dans la bonne zone du graphique	48%	53%
Surfaces plus stables que prévues	34%	30%
Surfaces moins stables que prévues	18%	17%
Total de surfaces étudiées	30	54

Le tableau 66 indique qu'en moyenne, pour les blocs 1 et 2, 50% des surfaces étudiées sont dans la bonne zone du graphique, 32% sont plus stables que prévu et 18% sont moins stables que prévu. Donc, il y a seulement 18% des chances d'avoir plus d'effondrement que prévu.

### Rétro-analyses des chantiers de la zone sud du bloc 3

L'annexe 10 (figures A10.1 à A10.5) montre les graphiques de stabilité correspondant à chacune des surfaces des ouvertures de la zone sud du troisième bloc.

#### *Murs est (Bloc 3, zone sud)*

Toutes les surfaces des 10 murs est devraient être stables (avec un facteur Elos oscillant entre 0 et 1 mètre) selon les courbes de stabilité ajustées pour la mine Niobec (figure A10.1). Toutefois, 4 de ces surfaces n'ont pas donné les résultats espérés lors des rétro-analyses. En effet, les murs est des chantiers 14C-206-20 et 14C-216-27 (pour les étapes de minage 1 à 3) ont subi de plus gros effondrements qu'initialement prévu. Il n'y a pas d'explication pour le chantier 14C-206-20. Pour le chantier 14C-216-27 son orientation perpendiculaire à la contrainte principale majeure pourrait expliquer les plus gros volumes d'effondrement.

#### *Murs ouest (Bloc 3, zone sud)*

Les prévisions de la stabilité des murs ouest ont été respectées pour 6 des 10 cas analysés. Les 4 autres surfaces ont un facteur *Elos* entre 1 et 2. Il s'agit des murs ouest des chantiers 14C-206-20 et 14C-202-18 (à des étapes de minage différentes). Pour le chantier 202-18 la présence de géodes rapportées lors du forage pourrait expliquer les effondrements. Pour le chantier 206-20 aucune explication n'a pu être déterminée.

#### *Murs nord (Bloc 3, zone sud)*

Le graphique de stabilité des surfaces nord indique que dans la majorité des cas elles ont été plus stables que prévu. En effet, 6 des 10 surfaces auraient dû démontrer un effondrement moyen compris entre 1 et 2 mètres, mais les résultats des rétro-analyses montrent que les effondrements moyens se situent entre 0 et 1 mètre et ce même pour une surface avec un rayon hydraulique de 25 mètres. Il s'agit principalement des chantiers 216-27 et 216-25 (216-25 est le prolongement du 216-27).

#### *Murs sud (Bloc 3, zone sud)*

Les prévisions des surfaces sud des ouvertures de la zone sud concordent toutes avec la réalité à l'exception de la dernière et de la deuxième étape de minage du chantier 14C-216-27 qui sont plus stables que prévu.

### *Toits (Bloc 3, zone sud)*

Les toits des ouvertures des chantiers de la zone sud sont demeurés stables avec un facteur *Elos* de moins de 0,5 mètres jusqu'à un rayon hydraulique de 7,23 mètres. Pour les rayons hydrauliques supérieurs l'effondrement moyen varie entre 1,40 et 5,98 mètres.

### *Résumé de la zone sud*

En conclusion, les graphiques de stabilité de Mathews des surfaces de la zone sud de la mine Niobec (figures A10.1 à A10.5) prédisent assez bien la stabilité des parois. En effet, 38% des prévisions se sont avérées justes, 42% des surfaces ont été plus stables et 20% moins stable que les prévisions. Donc, seulement 20% des cas d'effondrements se sont avérés supérieurs aux prévisions. Parmi toutes les surfaces de la zone sud, 40% montrent un *Elos* de 0,5 mètre ou moins, 24% ont un *Elos* entre 0,5 et 1 mètre, 22 % démontrent un effondrement moyen entre 1 et 2 mètres, et 14% supérieur à 2 mètres. Les surfaces qui sont caractérisées par un effondrement linéaire moyen supérieur à 2 mètres sont presque exclusivement les toits des ouvertures. En conclusion, en prenant en considération la dimension des ouvertures, il est raisonnable d'affirmer que les surfaces dont le facteur *Elos* est inférieur à 1 mètre sont stables. Donc, 64% des surfaces des chantiers de la zone sud sont stables et en éliminant les toits on peut dire que 22% des surfaces ont connu des effondrements plus élevés que prévu.

### Rétro-analyses des chantiers de la zone nord du bloc 3

Pour les ouvertures de la zone nord, les graphiques de stabilité pour chacune des surfaces sont présentés à l'annexe 10 (figures A10.6 à A10.10). Au total, 130 surfaces y sont analysées.

#### *Murs est (Bloc 3, zone nord)*

Sur les 26 murs disponibles pour les rétro-analyses, deux démontrent un *Elos* supérieur à 2 mètres et ils sont situés dans la zone de stabilité ( $0,5 < Elos < 1$  mètre). Il s'agit des murs est des chantiers 14C-102-23 et 14C-101-17. Pour le chantier 102-23 l'effondrement est causé par une erreur de conception (causé par le manque d'information sur le comportement des ouvertures au bloc 3) et par la présence de fragments de syénite. Aucune explication n'a pu être déterminée pour le chantier 101-17. Ensuite, deux autres ouvertures (chantiers 14C-102-25 et 14C-209-21) ont subi des effondrements supérieurs aux prévisions. L'instabilité du mur est du chantier 209-21 s'explique par la présence de fragments de syénite altérés. Pour ce qui est du chantier 102-25 aucune explication ne s'est avérée plausible. Enfin, on peut conclure que les murs est des chantiers de la zone nord sont stables et ce pour des rayons hydrauliques pouvant aller jusqu'à 16,61 mètres.

### *Murs ouest (Bloc 3, zone nord)*

Les murs ouest des chantiers sont moins stables que les murs est. En effet 13 surfaces ont démontré un facteur *Elos* de moins de 0,5 mètres comparativement à 20 pour les murs est. Le graphique de stabilité indique que huit surfaces, prévues stables, se sont avérés instables. Tout d'abord, l'instabilité du chantier 14C-102-25 qui pourrait être expliquée par l'orientation du chantier par rapport à la contrainte principale majeure dans le massif rocheux provoquant une concentration de contraintes sur le mur ouest. Ensuite, l'instabilité plus grande que prévu des murs ouest des chantiers 203-15 et 203-19 s'explique par la présence de fragments de syénite altérés. Enfin, aucune explication ne peut être évoquée pour les autres surfaces (chantiers 101-19 -4 étapes de minages- et 14C-208-23).

### *Murs nord (Bloc 3, zone nord)*

Les surfaces nord des ouvertures ont été plus stables que les prévisions et ce pour des rayons hydrauliques allant jusqu'à 22,3 mètres. Les effondrements importants survenus sur le mur nord du chantier 14C-101-15 s'expliquent par leurs rayons hydrauliques de 19,33 et de 20,88 mètres.

### *Murs sud (Bloc 3, zone nord)*

Les prévisions de stabilité des murs sud concordent avec les rétro-analyses. L'instabilité plus grande que prévu du mur sud du chantier 203-13 s'explique par la présence de fragments de syénite altérés et par une géométrie complexe.

### *Toits (Bloc 3, zone nord)*

Les effondrements au toit se produisent après la première étape de minage, lorsque le rayon hydraulique est supérieur à 7 mètres. Pour les rayons hydrauliques plus faibles, les toits sont généralement stables. Enfin, les toits seront discutés plus en détail dans une partie ultérieure de ce chapitre.

### *Résumé de la zone nord*

Les graphiques de stabilité de la zone nord (figures A10.6 à A10.10) montrent que 36% des prévisions se sont avérées justes, que 51% des surfaces sont plus stables et 13% des surfaces ont été moins stables que les prévisions. Pour la zone nord 50% des surfaces ont un facteur *Elos* de moins de 0,5 mètres, 15% entre 0,5 et 1 mètre, 13% entre 1 et 2 mètres, et 22% présentent des effondrements dont le volume linéaire moyen est de plus de 2 mètres et qui sont principalement localisés aux toits des ouvertures.



### Chantier avec des surfaces contenant des fragments de syénite

Le graphique de stabilité illustre que certaines surfaces s'avèrent plus stables ou moins stables que prévu. Il ne faut pas oublier que cette méthode est empirique et que, par conséquent, ces phénomènes sont normaux. Toutefois, la présence de fragments de syénite altérés en chlorite constitue un des facteurs qui nuit à la stabilité des surfaces. Les volumes d'effondrement les plus élevés sont survenus lorsque les murs d'une ouverture se composent de cette lithologie. À l'opposé, des murs dans la syénite bréchique s'avèrent stables. La comparaison des graphiques de stabilité pour les surfaces dans la carbonatite avec plus de 50% de fragments de syénite (figure 43) et avec moins de 50% de fragments de syénite (figure 44) indique que les surfaces avec 50% ou plus de fragments de syénite ne sont pas nécessairement plus instables que celles avec moins de 50% ou celles qui n'en contiennent pas. Le facteur « Ja » est de 4 pour les surfaces dans la syénite bréchique à plus de 50%, relativement à 1 lorsqu'il est dans la carbonatite fraîche ou la carbonatite avec moins de 50% de fragments de syénite. Donc, le comportement de ces surfaces est difficilement prévisible. Une conclusion possible est que la présence de fragments de syénite altérés augmente le potentiel d'instabilité. Ceci est vérifiable dans les galeries de développement où des supports supplémentaires (câbles d'ancrage) ont été parfois nécessaires pour soutenir les blocs instables et ainsi assurer la stabilité de la galerie.

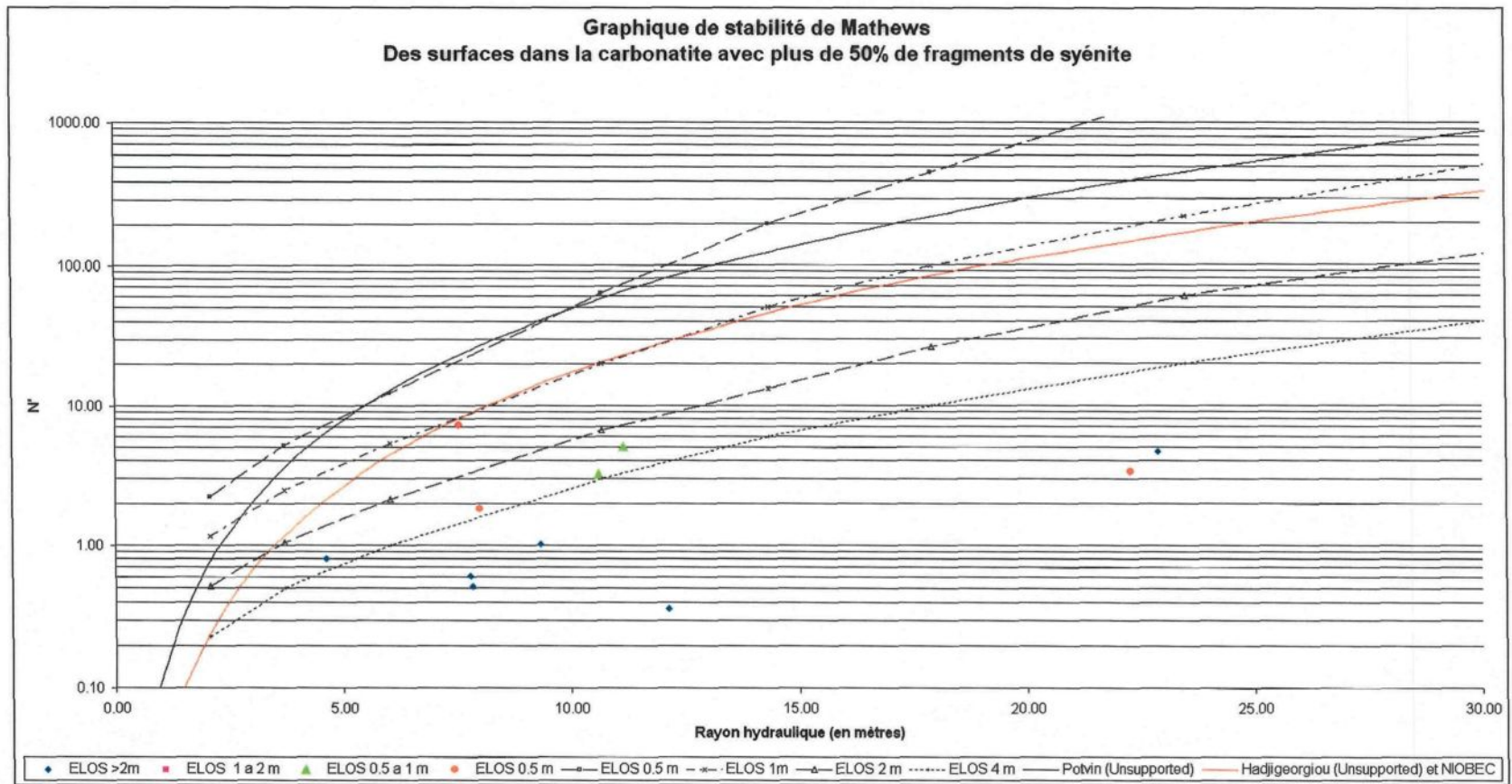


Figure 43: Graphique de stabilité des surfaces du bloc 3 dans la carbonatite avec plus de 50% de fragments de syénite

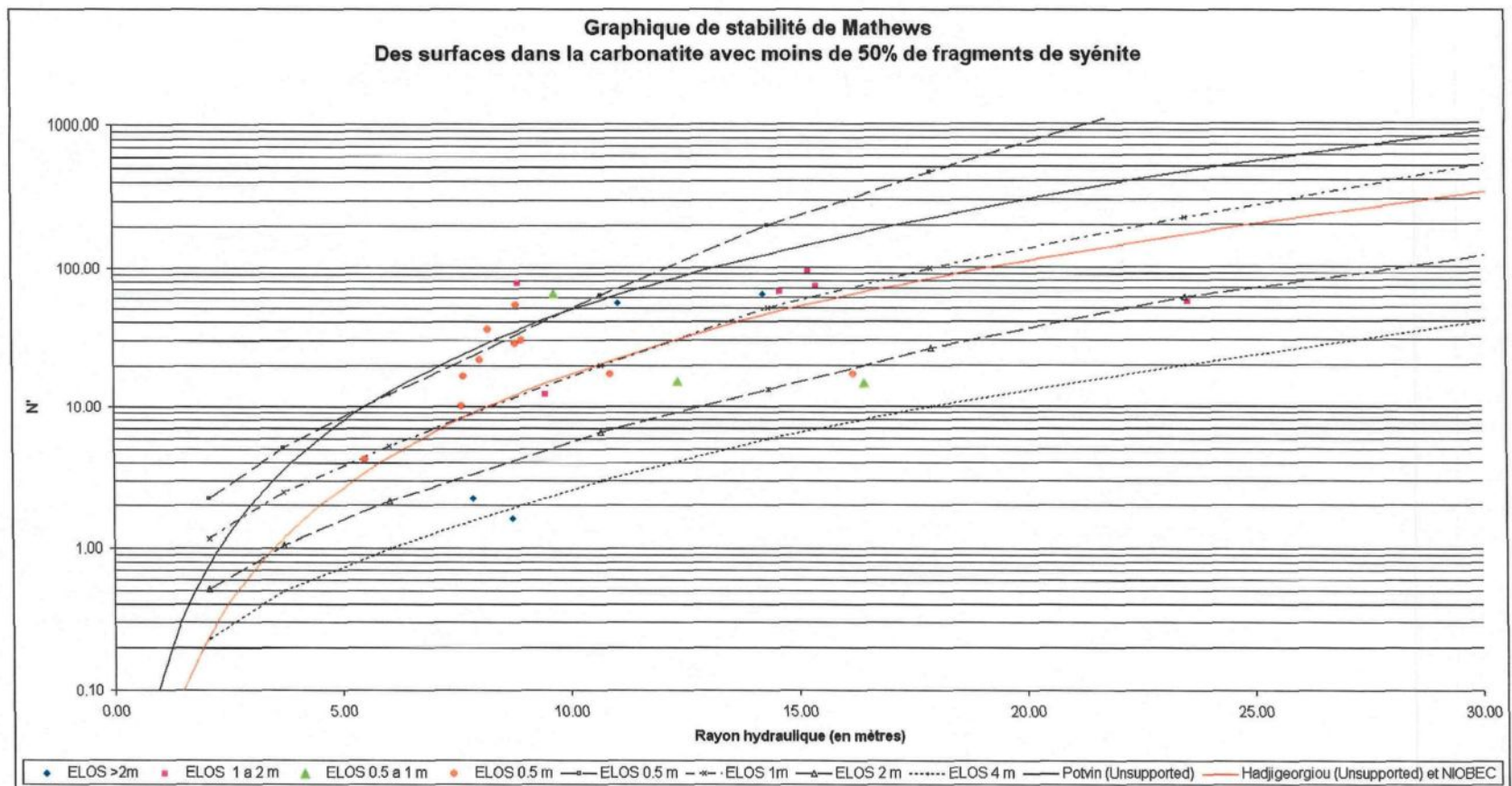


Figure 44: Graphique de stabilité des surfaces du bloc 3 dans la carbonatite avec moins de 50% de fragments de syénite

#### 7.1.4 Rétro-analyse des toits et définition d'un critère de rupture

Les rétro-analyses des toits de la mine Niobec ont débuté au début de l'exploitation du troisième bloc minier grâce au *CMS*. Avant l'introduction de cet instrument au milieu des années 1990, la mine savait que certains toits de chantier s'effondraient par le biais des observations directes dans la galerie de forage et/ou en calculant les volumes de roches soutirées. La base de données ne compte que 11 chantiers pour un total de 13 étapes de minage au deuxième bloc d'exploitation. Au bloc 2, il est difficile de prévoir le comportement du toit des ouvertures. Certains toits sont demeurés stables et ce malgré un grand rayon hydraulique tandis que d'autres se sont effondrés (figure 45). Les effondrements sont toutefois moins importants que ceux du troisième bloc minier.



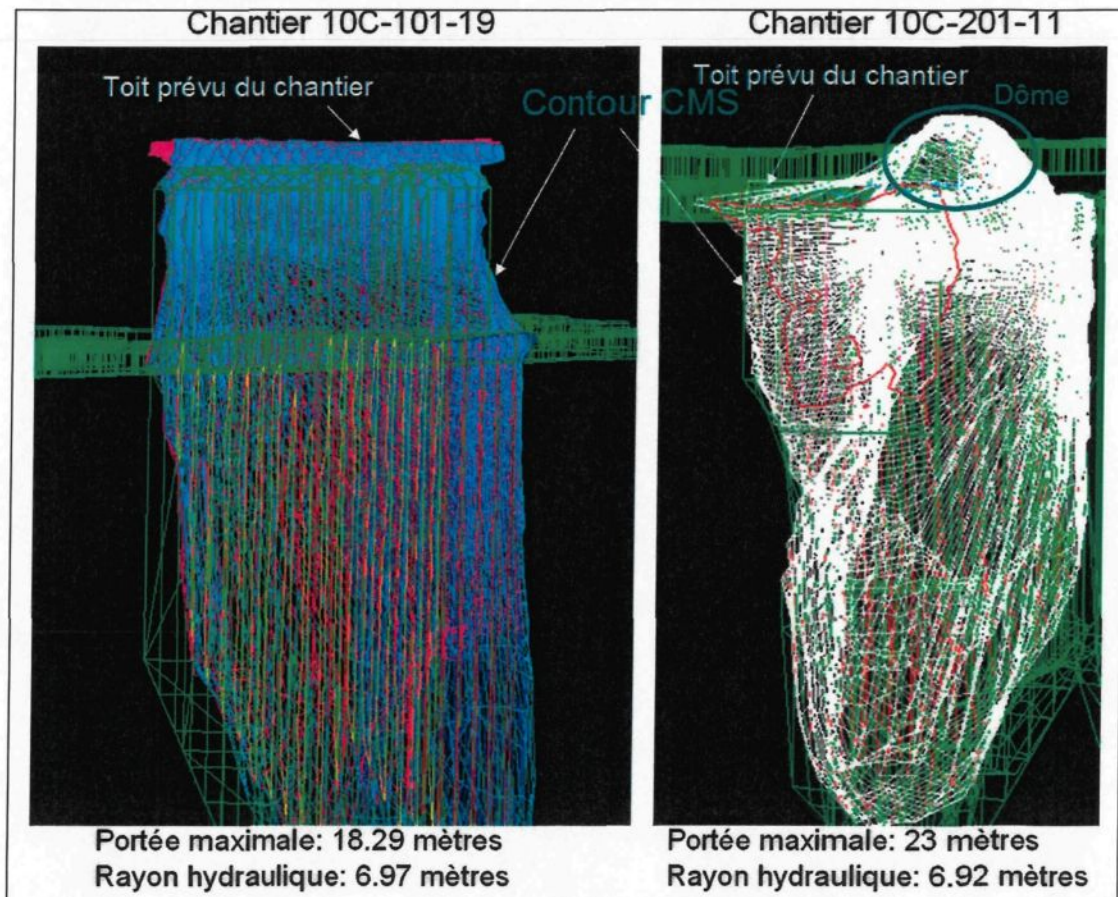


Figure 45: CMS montrant les effondrements aux toits des chantiers 10C-101-19 et 10C-201-11

Donc, pour le deuxième bloc minier, il est très difficile d'établir une relation entre le mécanisme de rupture et l'ampleur de l'effondrement. Les effondrements sont contrôlés par les structures et les contraintes, mais il est difficile de prévoir lequel a le plus d'influence.

Le graphique de stabilité des ouvertures du bloc 3 (figure 42) montre beaucoup de surfaces avec un facteur *Elos* supérieur à 2 mètres. Lorsque seuls les toits sont considérés (figure 47) le graphique montre principalement des points qui ont un facteur *Elos* supérieur

à 2 mètres. Donc, le toit des chantiers du bloc trois est presque toujours instable. La figure 46 montre une vue en 3 dimensions du toit des chantiers du bloc 3 avant les résultats des rétro-analyses.

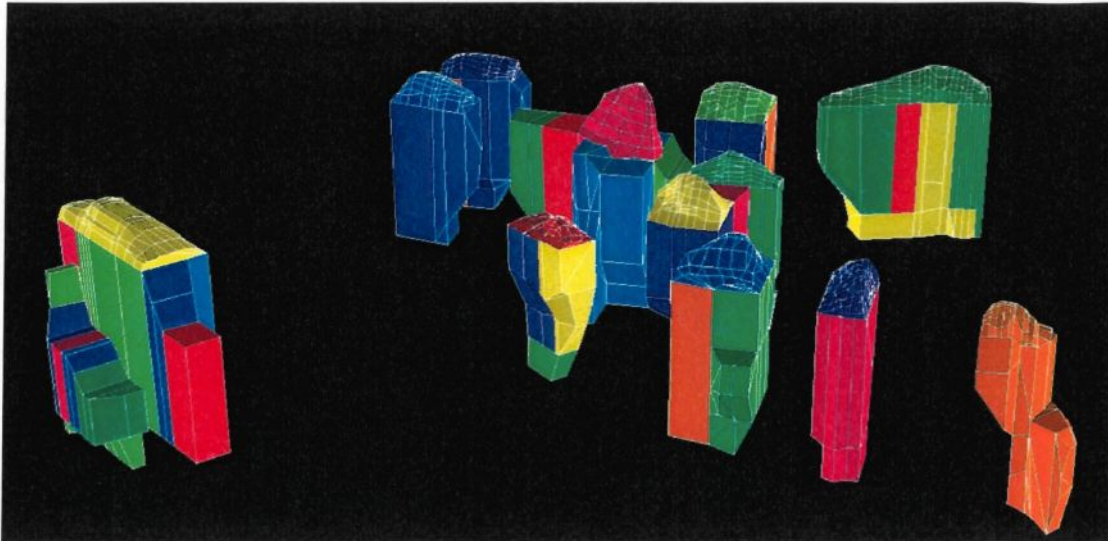


Figure 46: Vue en 3 dimensions des toits des ouvertures du bloc 3 avant les résultats des rétro-analyses

Contrairement à d'autres mines, la minéralisation de Niobec est continue. Même si le volume d'effondrement au toit est important, la dilution est négligeable puisque le pilier horizontal est minéralisé. Par contre, le contrôle de ces effondrements est nécessaire pour éviter la présence de gros blocs dans les points de soutirage des chantiers, produisant un ralentissement considérable de la production, et pour éviter la propagation de ces effondrements jusqu'aux chantiers ou aux galeries des blocs supérieurs. Les rétro-analyses et les simulations numériques conduisent à la définition d'un critère d'endommagement valable pour le troisième bloc minier et utilisable pour le massif rocheux de la mine Niobec.



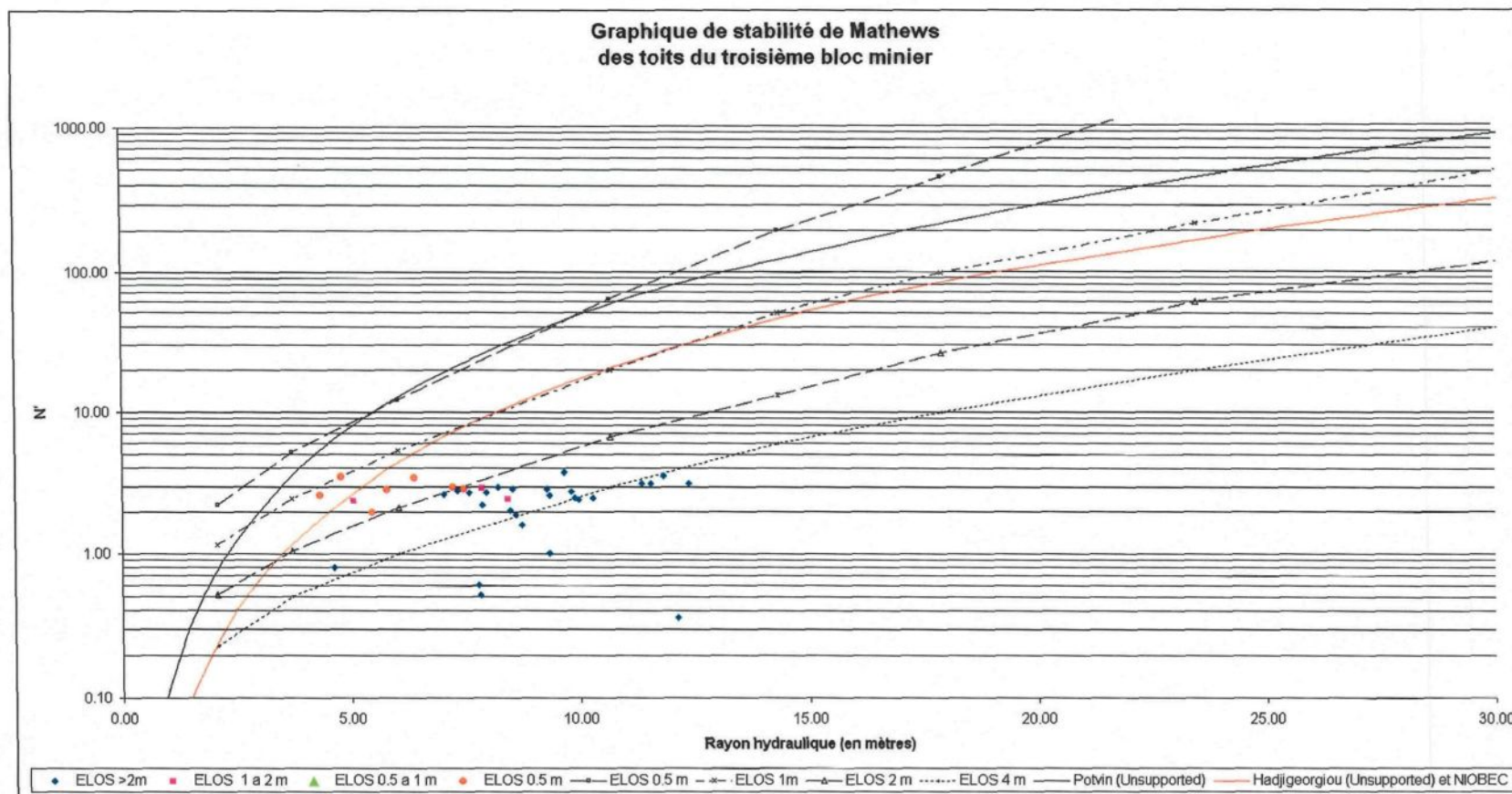


Figure 47: Graphique de stabilité des toits du bloc d'exploitation 3 de la mine Niobec

La contrainte déviatorique ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) est estimée, à l'aide du logiciel de simulation numérique, au pourtour du relevé *CMS*. Pour 26 toits où la lithologie est de la carbonatite avec moins de 50% de fragments de syénite altérés, l'effondrement montait jusqu'à ce que la **contrainte déviatorique soit en moyenne de  $23.1 \pm 3.4$  MPa** (figure 48). Depuis cette constatation, la mine fait des forages au-dessus des galeries de développement du niveau 1150 pour dynamiter le toit des chantiers en forme de dôme. Outre les gains en production dans les chantiers (diminution de blocs de grande dimension), les effondrements sont contrôlés. De façon générale, le dôme a une hauteur maximale de 30 à 35 pieds (9 à 11 mètres) pour les chantiers de 82 pieds (25 mètres) de largeur et 45 à 50 pieds pour ceux de 114 pieds (35 mètres) de largeur. Les relevés *CMS* montrent qu'une fois dynamités en forme d'arche, les toits des chantiers restent stables.



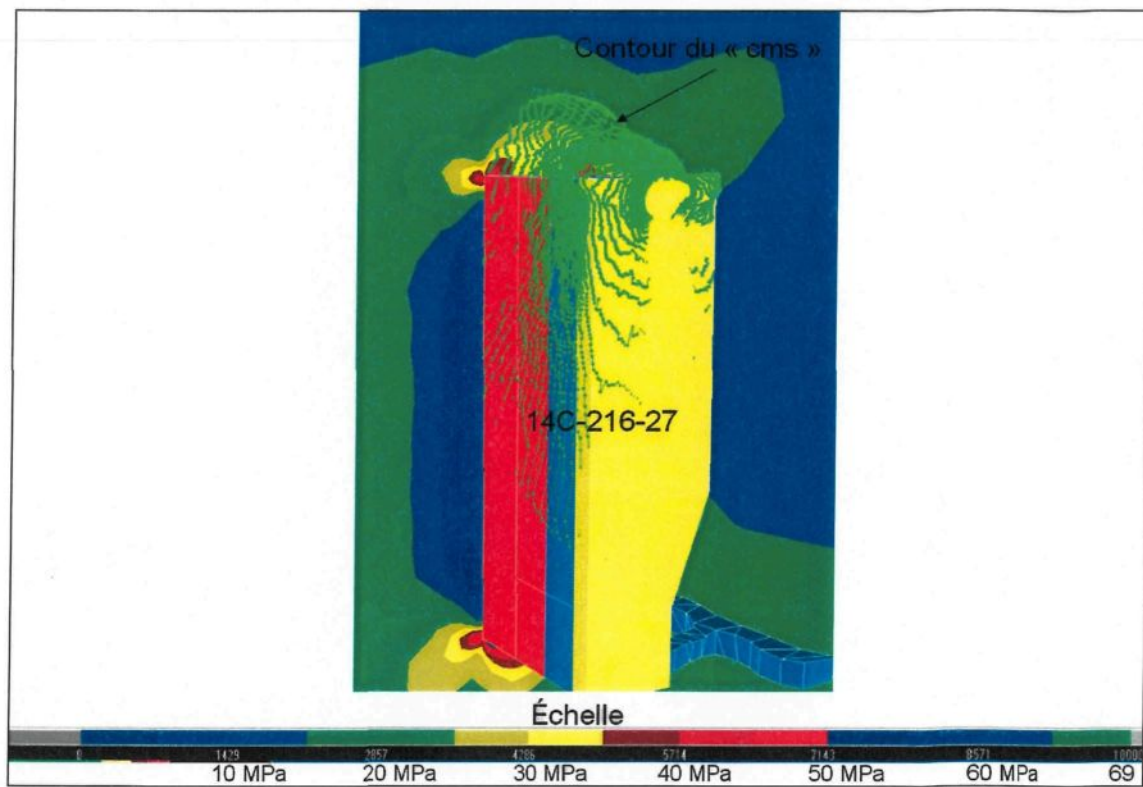


Figure 48: Grille d'analyse *Map3D* montrant la valeur de  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  avec contour *CMS* au toit du chantier

#### 7.1.5 Validation du critère d'endommagement

Ce critère d'endommagement peut être validé de différentes façons. Tout d'abord, il est possible de faire des observations visuelles dans les galeries de développement en bordure des chantiers. Deux exemples sont le chantier 14C-102-27 et le nord de la galerie 28 au niveau 1150 (voir figure 49). Le chantier 14C-102-27 aurait dû être miné du sud vers le nord puisque le pilier entre celui-ci et le chantier 14C-102-25 sera sollicité lorsque la partie sud du chantier (102-27) sera minée. De cette façon les galeries de développement

qui permettent le chargement des trous n'auraient pas été exposées aux concentrations de contraintes. Le soutènement a été accru pour s'assurer que ces galeries demeurent en bon état tout au long des étapes de minage. Les piliers ont été attachés avec du grillage et des boulons résinés jusqu'au plancher de la galerie. La figure 50 montre des photographies des piliers entre les galeries de forage après le premier dynamitage d'importance.

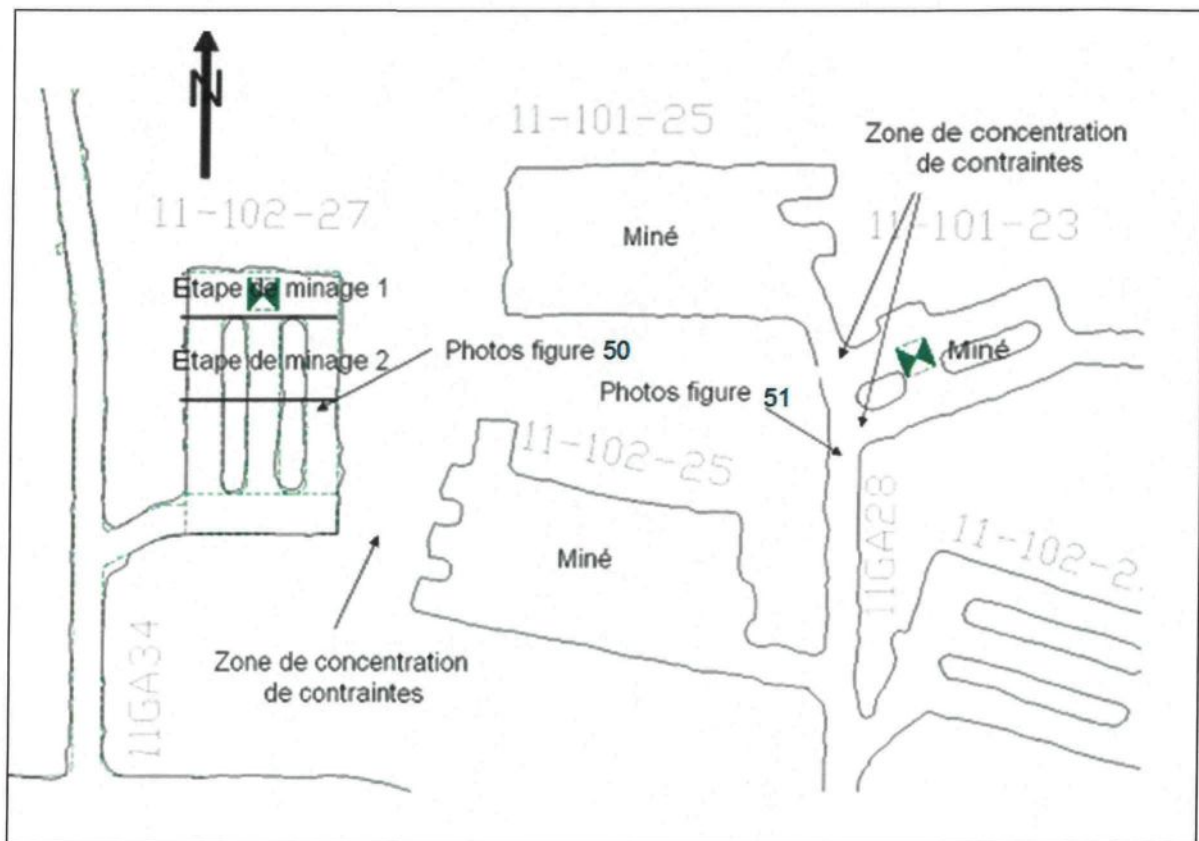


Figure 49: Position des photographies des figures 49 et 50

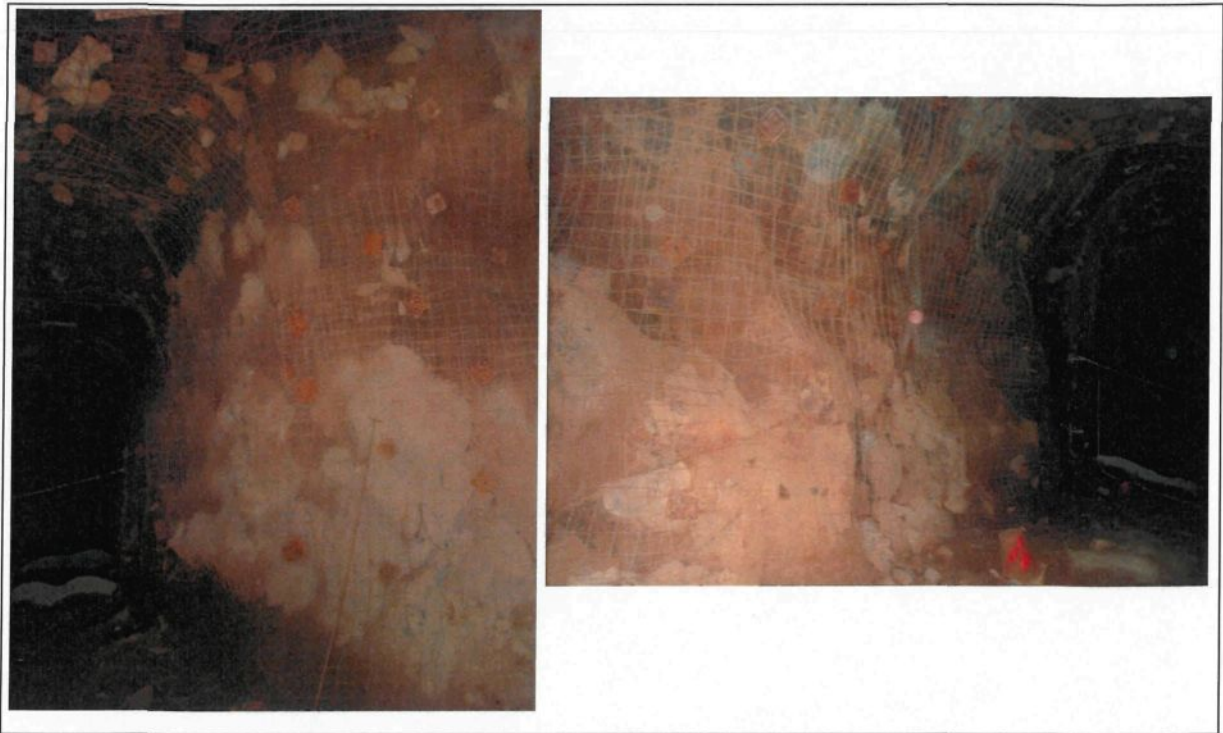


Figure 50: Photos des murs de la galerie la plus à l'est du chantier 14C-102-27 après le premier dynamitage d'importance

Comme on peut le remarquer il n'y a rien de catastrophique, mais la base des murs montre la présence de blocs cassés. Si le soutènement supplémentaire n'avait pas été posé, cette galerie aurait nécessité une réhabilitation des murs puisqu'il reste un autre dynamitage à réaliser avant le dynamitage final.

Les photographies de la partie nord de la galerie 28 au niveau 1150 (figure 51) montrent des blocs qui se sont détachés des murs. Cette partie de la galerie 28 est dans une zone où les contraintes sont relativement élevées suite aux sautages des chantiers qui l'entourent. Cela ne cause pas de problème puisque les chantiers de ce secteur sont tous minés et que la zone est fermée.





Figure 51: Photos du mur est du nord de la galerie 28 au niveau 1150

Ces deux endroits correspondent à des zones où  $\sigma_1 - \sigma_3$  était approximativement près du critère d'endommagement soit 20-25 MPa. On remarque que les galeries sont relativement en bon état, mais qu'à défaut d'avoir ajouté du soutènement supplémentaire une réhabilitation s'impose.

La deuxième façon de valider ce critère d'endommagement est par l'instrumentation. Ainsi, des extensomètres ont été installés à divers endroits comme

moyen de surveillance du massif rocheux. Ces extensomètres positionnés à des distances précises à l'intérieur desquels passent des fils électriques, qui permettent de mesurer une différence de potentiel lorsqu'il y a du mouvement dans le massif rocheux. Ces instruments se nomment des *MPBX (Multi-Point Borehole extensometer)*. Un de ces extensomètres se trouve au-dessus du chantier 14C-216-27. Le premier extensomètre se situe à une distance d'environ 10 pieds du toit du chantier (3 mètres). Le graphique de la figure 52 montre que les trois premiers extensomètres ont bougé lors du dynamitage final de ce chantier. Par la suite les cinq premiers extensomètres ont enregistré du mouvement lorsque la partie est du chantier a été allongée pour excaver le chantier 14C-216-25. La simulation numérique de la figure 53 montre que le massif rocheux est endommagé selon le critère d'endommagement, donc il est logique d'enregistrer du mouvement dans les lectures du MPBX.

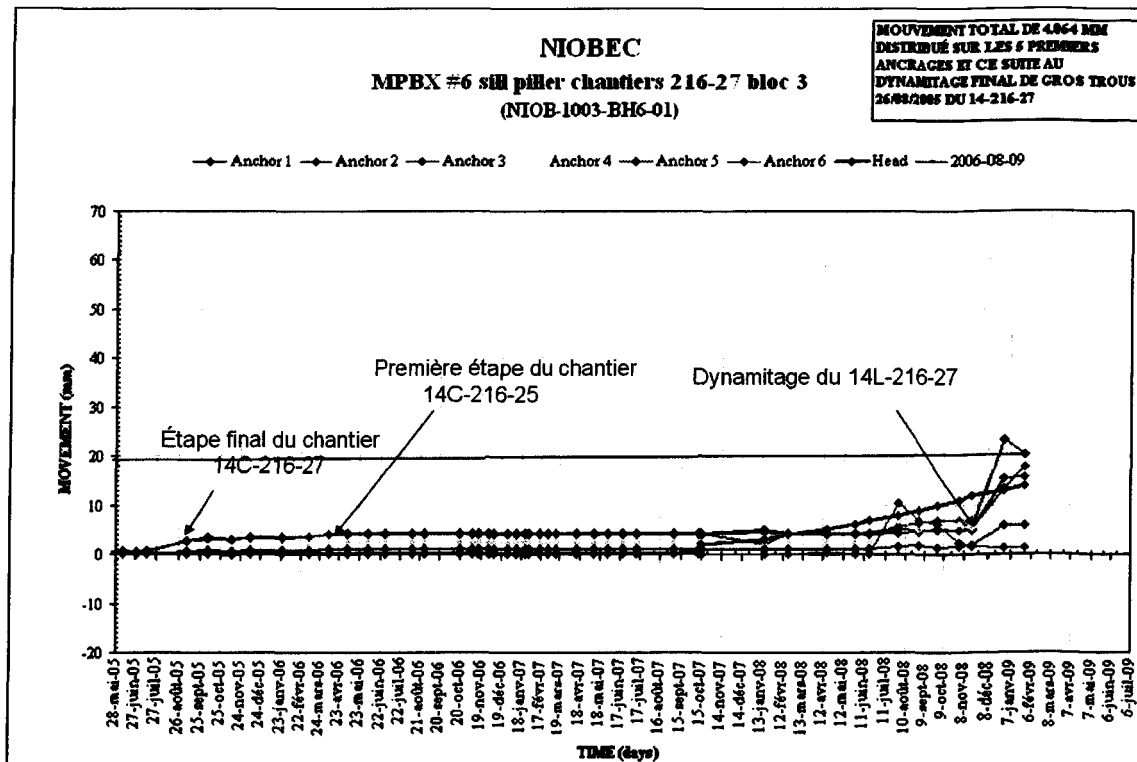


Figure 52: Mouvement sur le *MPBX* au-dessus du chantier 14C-216-27

\* L'ancrage 6 a connu quelques problèmes avant le dynamitage du 14L-216-27

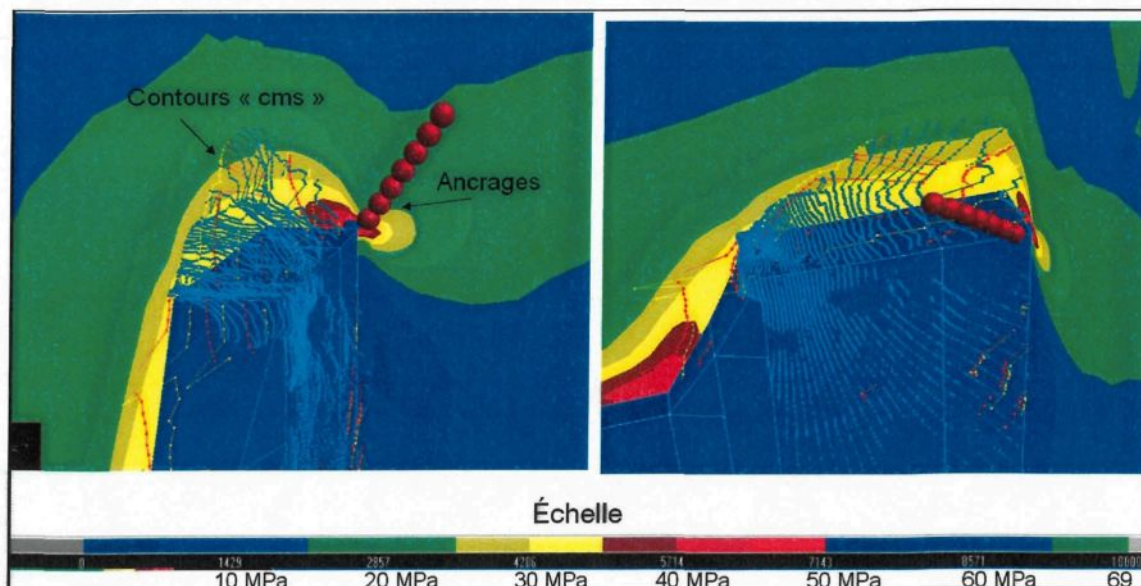


Figure 53: Grilles verticales de simulation numérique montrant ( $\sigma_1$ - $\sigma_3$ ) au-dessus du chantier 14C-216-27

Finalemt lors du dynamitage du 14L-216-27 les quatre premiers extensomètres ont été emportés comme on peut le constater par les lectures et le *CMS* (ce qui était prévu lors du dynamitage). Beaucoup de mouvement a été enregistré sur l'ancrage numéro 5 ce qui est justifié puisqu'il est dans la zone de contrainte du critère d'endommagement montré par la figure 54 et à moins de 4 mètres du dôme.



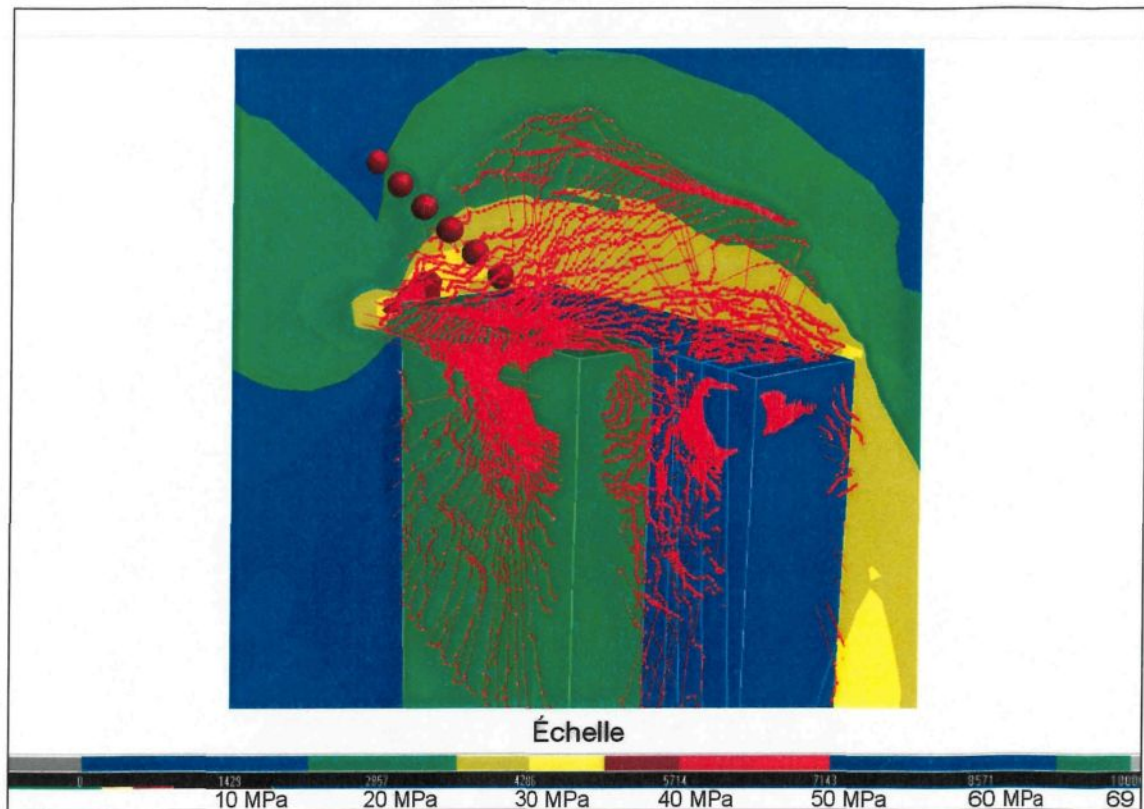


Figure 54: Grilles verticales de simulation numérique montrant ( $\sigma_1\text{-}\sigma_3$ ) au-dessus du chantier 14L-216-27

Les chantiers 14C-101-17 et 14C-101-15 (101-15 est le prolongement de 101-17) fournissent un autre exemple du phénomène. Le *MPBX* a été installé avant le dernier sautage du chantier 14C-101-17. Suite au dernier sautage les deux premiers ancrages sont tombés. C'est-à-dire que le dôme qui s'est formé au toit a une hauteur de 25 pieds (7.6 mètres) puisque les ancrages sont distants de 9 pieds (2.75 mètres) et que le premier était à une distance de 18 pieds à partir des limites du dôme. L'ancrage numéro 3, a quant à lui, enregistré un mouvement puisqu'il est dans la zone d'endommagement. Ces deux observations confirment le *CMS* et la simulation numérique présentée à la figure 55.



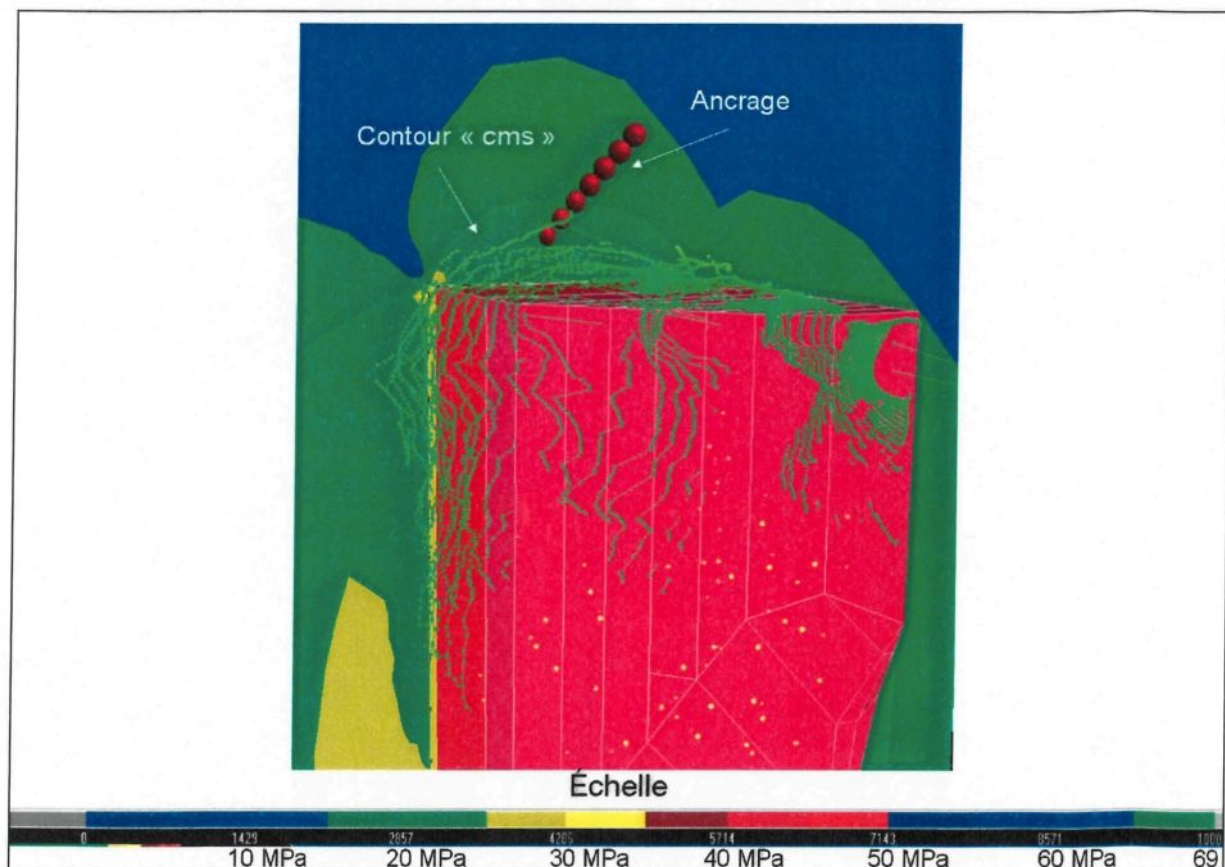


Figure 55: Grilles verticales de simulation numérique montrant ( $\sigma_1$ - $\sigma_3$ ) au-dessus du chantier 14C-101-17

L'ancrage numéro 3 a cédé lors du dynamitage final du chantier 14C-101-15 qui est le prolongement vers l'est du chantier 14C-101-17; au même moment du mouvement a été enregistré à l'ancrage numéro 4 (figure 56).

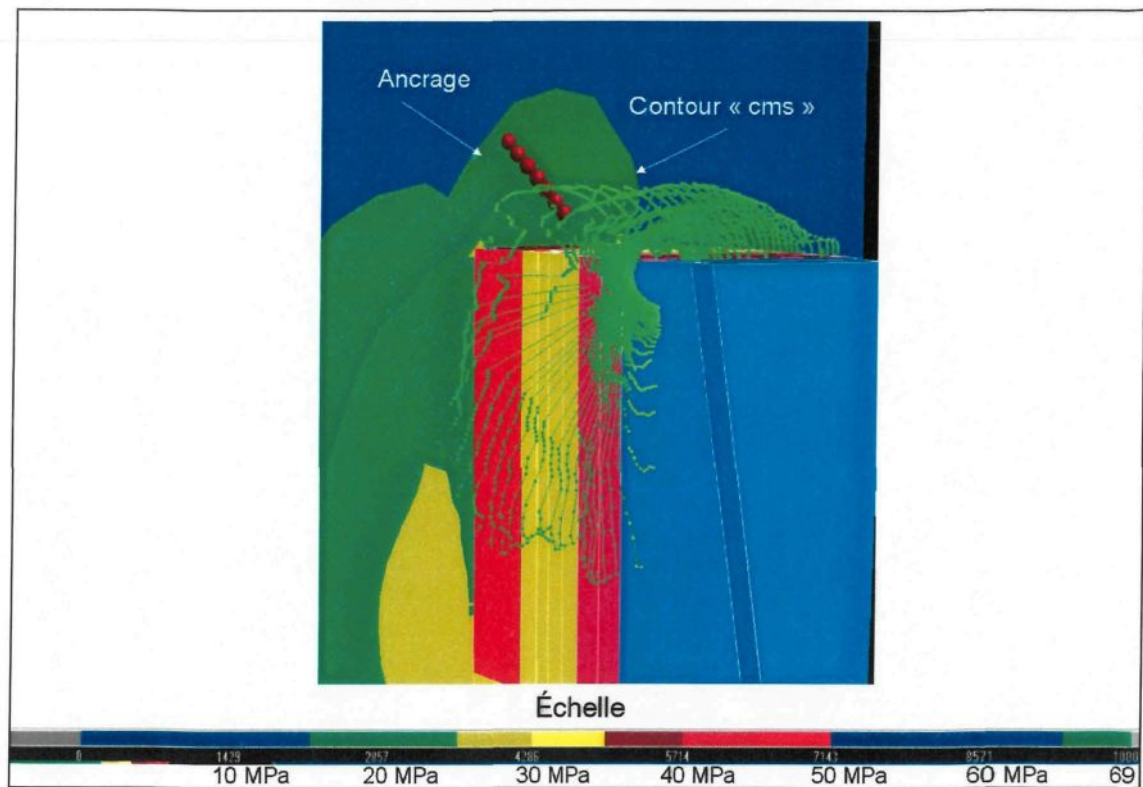


Figure 56: Grilles verticales de simulation numérique montrant ( $\sigma_1$ - $\sigma_3$ ) au-dessus du chantier 14C-101-15

Le quatrième ancrage a débuté son mouvement 1 an et 4 mois plus tard lors du premier dynamitage dans le chantier 10C-101-19, situé au bloc 2 légèrement à l'ouest du 14C-101-17. Finalement, il est tombé après le sautage final de cette ouverture. Les deux autres ancres n'ont pas encore démontré de mouvement.

Suite aux observations faites à partir des simulations numériques, des *MPBX* et des observations visuelles sur le terrain, on peut conclure que pour le troisième bloc minier lorsque la lithologie est de la carbonatite le critère d'endommagement de la roche obéit à la règle suivante :  $\sigma_1 - \sigma_3 = 20-25 \text{ MPa}$  (figure 57).

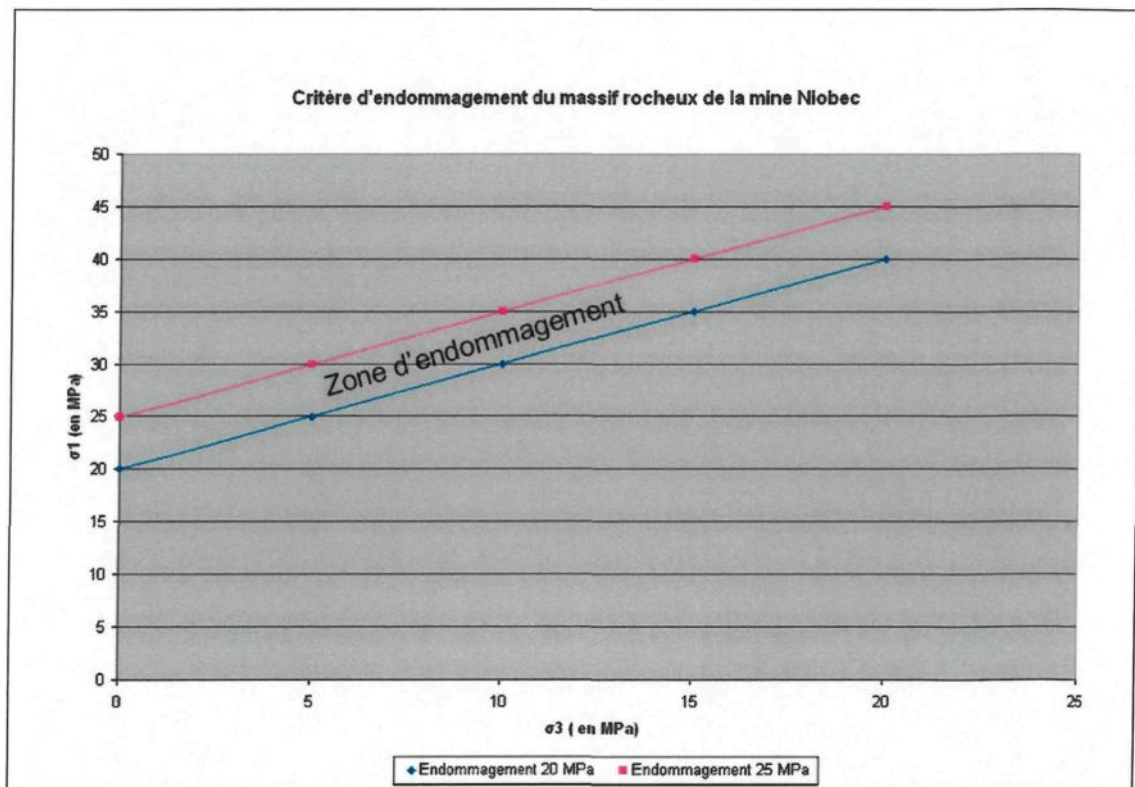


Figure 57: Représentation graphique du critère d'endommagement du massif rocheux de la mine Niobec

Ce critère semble bien fonctionner lorsque les ouvertures se trouvent dans la carbonatite. En effet, les rétro-analyses démontrent qu'il n'y a que très peu d'effondrement au sommet des dômes lorsque ceux-ci sont dynamités. Toutefois, lorsque des fragments de syénite altérés sont présents, il est plus difficile de prévoir le comportement du massif en raison de la disposition aléatoire et du degré d'altération des fragments. Un exemple est le cas des chantiers 14C-102-23 et 14C-209-21. Ces chantiers, en plus de contenir un fort pourcentage de fragments de syénite altérés en chlorite, devaient être minés de façon à obtenir une seule ouverture ayant la forme d'un « L » renversé. Suite aux premiers



dynamitages, il fut impossible de continuer puisque des effondrements importants ont eu lieu dans les galeries de forage du chantier 14C-102-23 et au toit du chantier 14C-209-21. Le toit de la galerie du chantier 14C-102-23 s'est effondré et s'est stabilisé en forme d'arche et la même chose s'est produite pour le toit du chantier 14C-209-21. Présentement, la hauteur du dôme est de 116 pieds (35 mètres) et celui-ci s'est arrêté directement sur le contact entre la syénite bréchique et la carbonatite (figures 58 et 59)

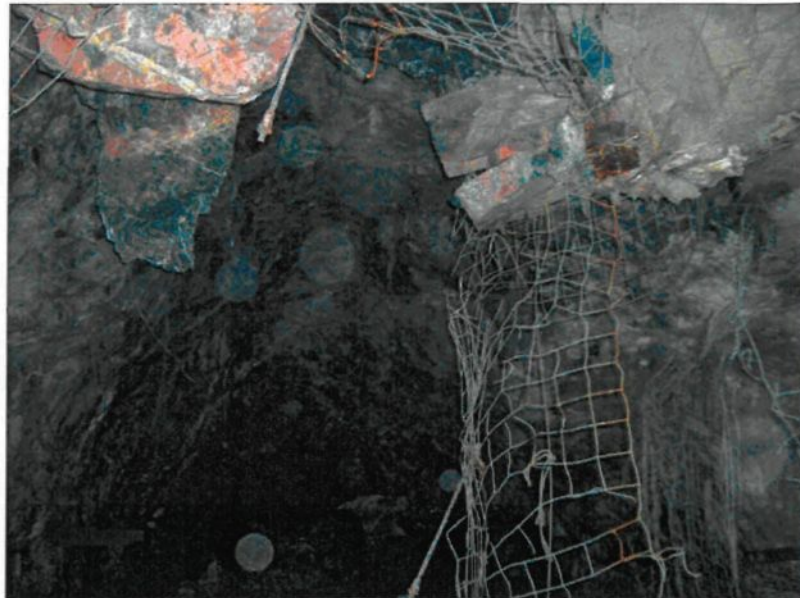


Figure 58: Effondrement dans une des galeries de forage du chantier 14C-102-23

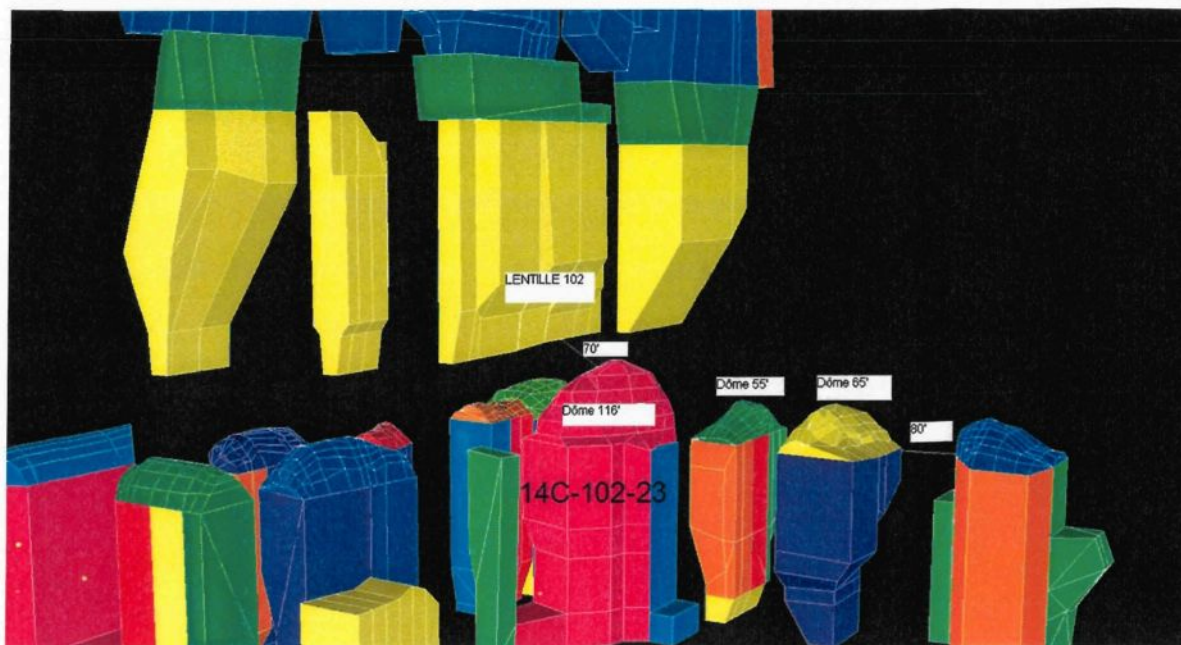


Figure 59: Effondrement de 116' au-dessus du chantier 14C-102-23

#### 7.1.6 Évaluation de la stabilité des ouvertures des blocs 4 à 6 à partir du graphique de stabilité

La nouvelle méthode de minage avec remblai décrite au chapitre 2, ne laisse aucun pilier entre les ouvertures d'un même secteur. Toutefois, bien que les ouvertures soient remblayées, il faut s'assurer de leur stabilité lors des diverses étapes de minage afin d'éviter les effondrements. Un effondrement excessif sur les murs aurait comme conséquence de causer de la dilution du minerai avec le remblai du chantier voisin causant ainsi une diminution de la récupération du Niobium. De plus, comme les chantiers voisins sont très près la stabilité des galeries de ces chantiers pourrait être compromise.

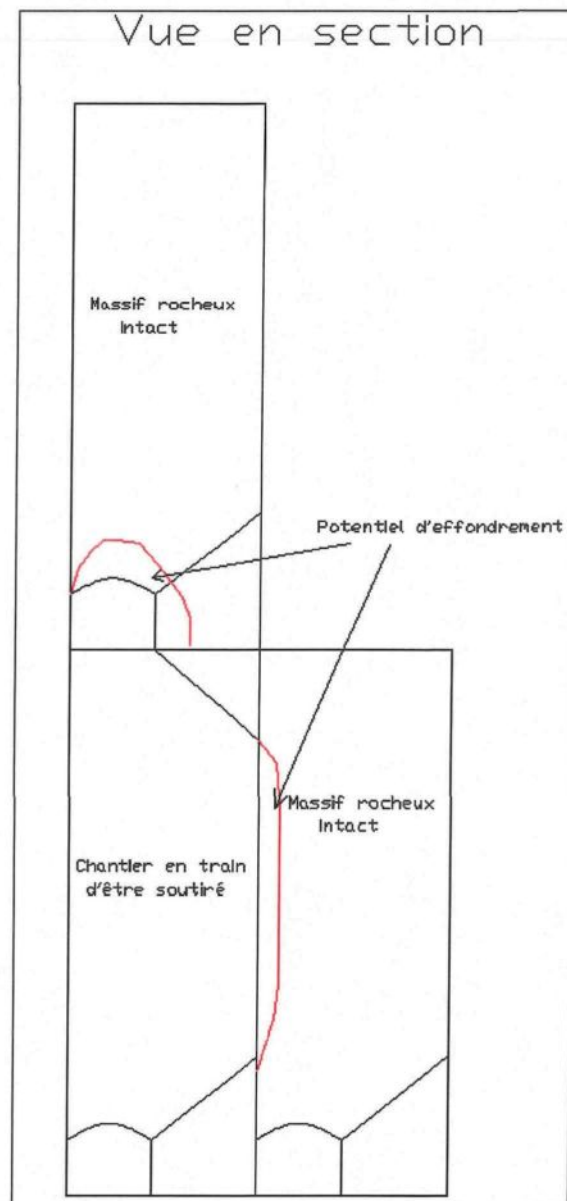


Figure 60: Potentiel d'effondrement relié à la nouvelle méthode de minage

La stabilité des toits est aussi très importante, car la galerie de forage pour un chantier du bloc 6, par exemple, servira de galerie de soutirage pour le chantier qui est au-dessus au bloc 5. Donc, si les toits des chantiers sont instables les galeries de

développement le seront aussi. La figure 60 montre les risques d'effondrement possibles avec la nouvelle méthode de minage.

Une étude effectuée par Pastec (2007) a conclu que pour une hauteur de 300 pieds (92 mètres) la longueur maximale que pouvait avoir une face exposée en remblai, avec une résistance en compression uniaxiale de 1 MPa, était de 80 pieds (25 mètres). Au-delà de cette longueur, pour une résistance de 1 MPa, les risques d'effondrement du remblai sont très élevés. L'ouverture de chantiers plus grands exige une résistance du remblai supérieure, avec la conséquence d'augmenter considérablement les coûts de production. Donc, la dimension des chantiers peut être de 80x80x300. Cette option nécessite deux galeries de développement pour assurer le forage et le soutirage. L'autre option est de réduire la largeur du chantier pour disposer d'une seule galerie pour le forage et le soutirage. De façon générale lorsqu'une seule galerie de soutirage est réalisée pour un chantier, la largeur de celui-ci ne devrait pas excéder 50 pieds soit 15 mètres. Au-delà de cette largeur, soutirer de manière efficace le chantier est difficile. Le tableau 67 montre les rayons hydrauliques pour ces deux options.

Tableau 67: Dimension des chantiers avec leur rayon hydraulique respectif

Dimension du chantier	R.H. (m) des murs	R.H. (m) toit
80*80*300 (24*24*92)	9.6	6.1
50*80*300 (15*24*92)	9.6 et 6.5	4.7

Une simulation numérique a été effectuée pour connaître le niveau de contraintes autour de quelques chantiers des blocs 4 et 6. Par la suite, chacune des surfaces de ces

ouvertures ont été analysées avec la méthode du graphique de stabilité (figures 61 et 62). Les cercles rouges et bleus sur les graphiques de stabilités montrent l'emplacement des points des surfaces pour les différents rayons hydrauliques en fonction de leur profondeur. On remarque que le nombre de stabilité ( $N'$ ) des surfaces du bloc 6 est légèrement inférieur à celui des surfaces du bloc 4, ce qui est causé par l'augmentation des contraintes en profondeur. Le graphique de stabilité de la figure 61 montre que pour les murs orientés est-ouest il y a eu, pour des rayons hydrauliques de moins de 6.5 mètres, une surface avec un effondrement moyen (*Elos*) variant entre 0.5 et 1 mètre et une surface avec un facteur *Elos* entre 1 et 2 mètres. Le reste des surfaces ont un facteur *Elos* de moins de 0.5 mètres. Lorsque le rayon hydraulique est de 9.6 mètres ou moins, encore une fois la majorité des surfaces montre un facteur *Elos* de moins de 0.5 mètres. La forte présence de surfaces avec un facteur *Elos* variant entre 1 et 2 mètres reflète les 5 étapes du chantier 14C-226-27.



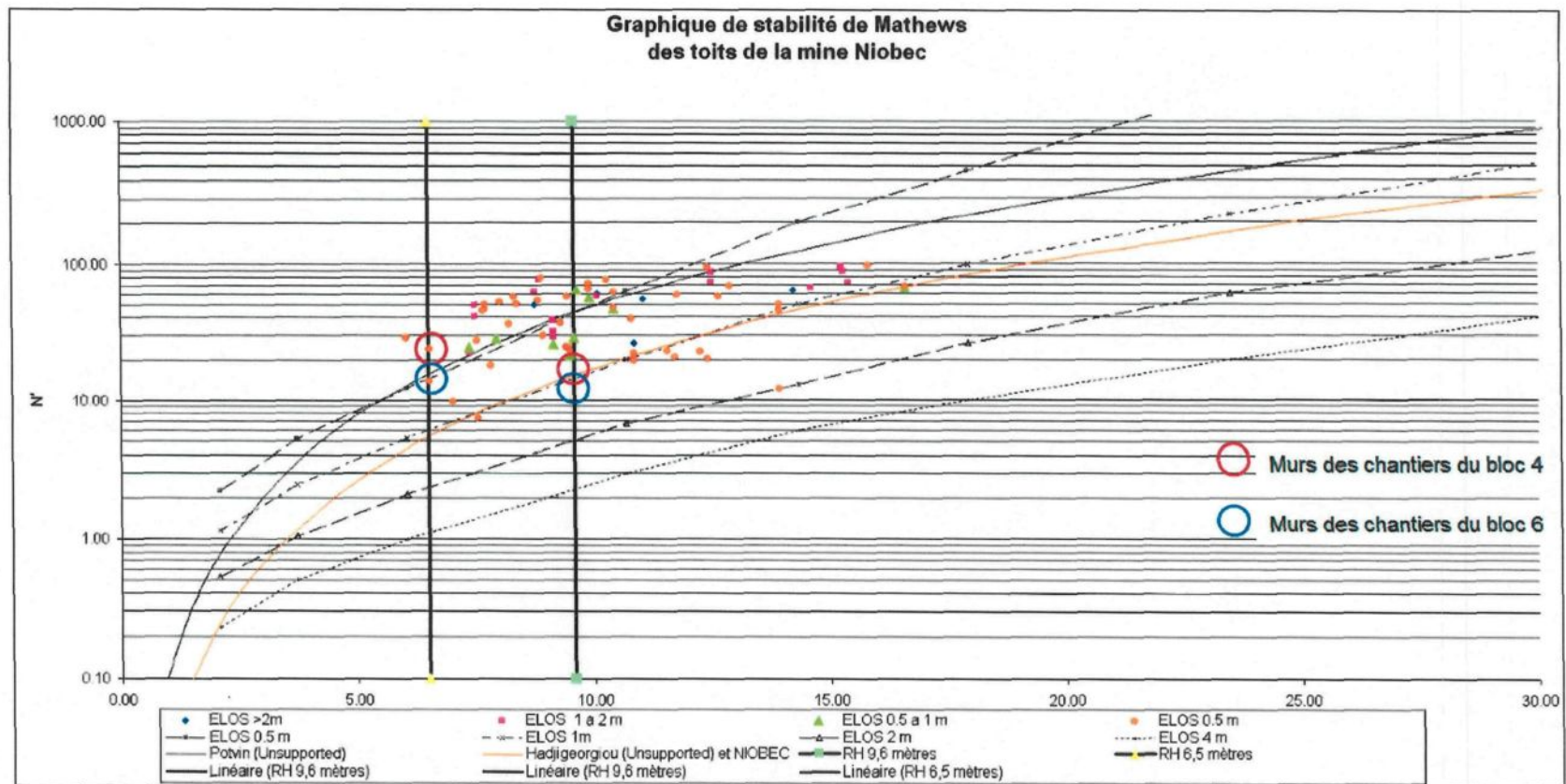


Figure 61: Graphique de stabilité des murs est et ouest du bloc 3



De leur côté, les murs nord et sud (figure 62) devraient être plus stables que ceux de direction est-ouest puisque seulement deux surfaces ont des facteurs *Elos* de plus de 1 mètre pour des ouvertures avec un rayon hydraulique de moins de 9.6 mètres.

Le graphique de stabilité de la figure 63 montre la position des toits pour les deux dimensions de chantiers et selon leur bloc minier. La réduction de la dimension des chantiers améliore légèrement la stabilité de leur toit. Avec un rayon hydraulique réduit, un seul chantier démontre un effondrement moyen sur toute sa surface supérieure à 2 mètres. Le toit demeure donc généralement stable pour cette dimension d'ouverture. Une ouverture d'une dimension de 80x50 correspond à la dimension d'un chantier du troisième bloc minier après le deuxième dynamitage (ouverture du chantier). Le toit de ces ouvertures est stable. Toutefois, pour les chantiers de 80x80 il risque d'y avoir des effondrements. Comme il est important de préserver les galeries et les piliers entre celles-ci, il serait nécessaire de laisser une épaisseur de roche en place (non dynamitée) sous les galeries de forage du chantier pour éviter que l'effondrement ne se propage jusqu'au plancher des galeries. Après avoir évalué ces deux possibilités au point de vue opérationnel, il est plus avantageux de faire des chantiers plus petits ne nécessitant qu'une seule galerie. Pour un secteur donné le développement serait le même, du minerai serait disponible plus rapidement, moins de réhabilitation à faire par chantier, moins de minerai serait laissé en place, il y aurait plus de souplesse dans la séquence de minage et le minage pourrait être plus sélectif. Enfin, pour la période de rodage de ce nouveau procédé il est préférable d'aménager des ouvertures plus petites pour s'assurer de la qualité du remblai.

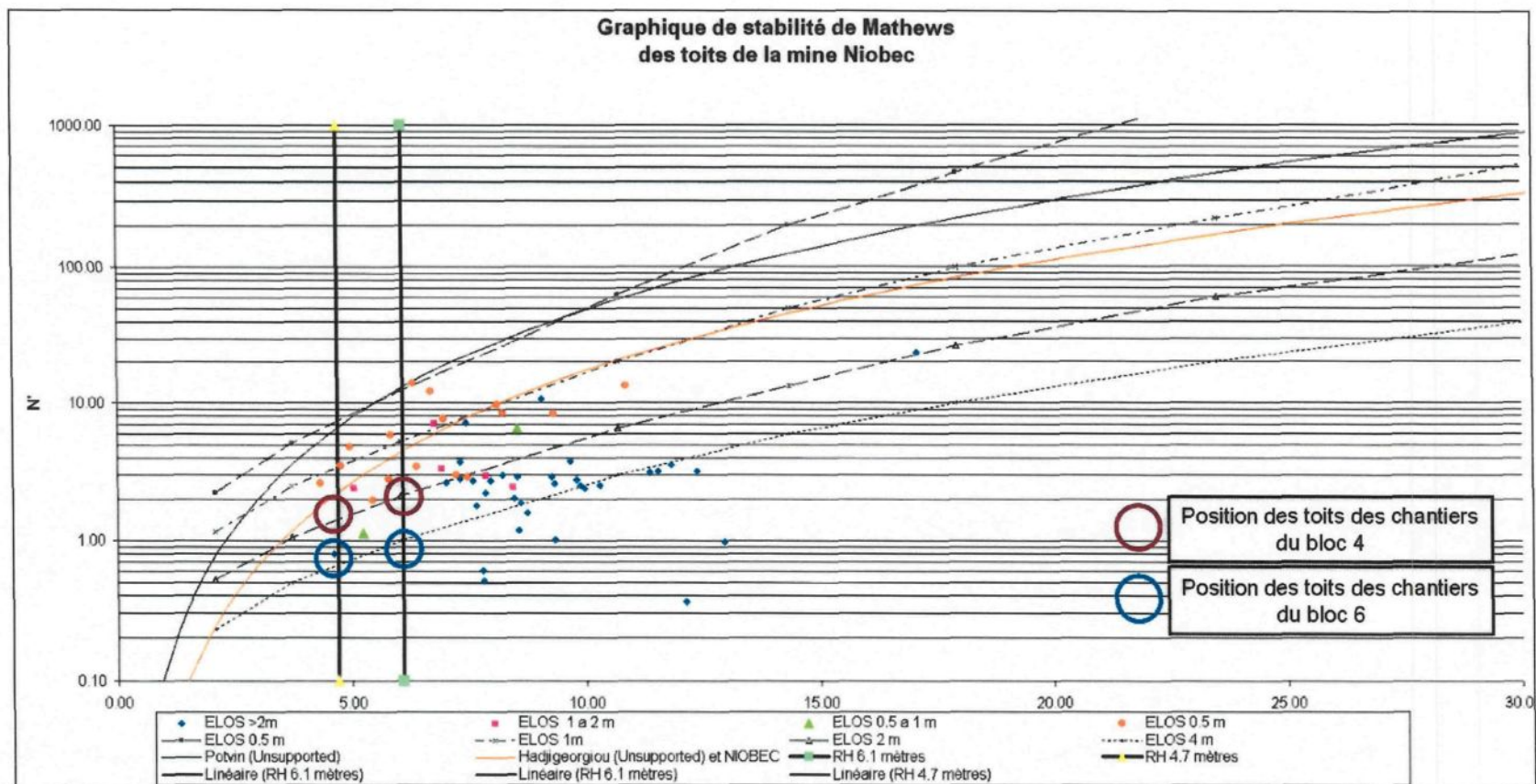


Figure 63: Graphique de stabilité des toits des ouvertures du bloc 3

La simulation numérique servant à déterminer le niveau de contraintes autour des surfaces des surfaces indiquées aux figures 61 à 63 a été réalisée avec des chantiers isolés les uns des autres sans tenir compte de la nouvelle méthode de minage. L'effet des concentrations des contraintes et par le fait même de rupture potentielle du massif ainsi que des pertes de confinement de certains secteurs ne sont pas pris en considération dans cette partie de l'étude. Donc, un soutènement risque fort d'être nécessaire pour assurer l'intégrité des galeries surtout que les galeries des niveaux 1900' et 2150' servent pour le forage et le soutirage.

#### 7.1.7 Évaluation du design des blocs 4 à 6

Une simulation a été réalisée avec le logiciel de simulation numérique *Map3D* (Mine Modelling Pty Ltd, 2005) pour évaluer le niveau des contraintes dans les galeries de développement au-dessus des chantiers de l'expansion et observer leur évolution suite à la progression de la séquence de minage. Les paramètres qui sont nécessaires à la simulation numérique sont le tenseur de contraintes dans le massif rocheux (tableau 31), le module de Young et le coefficient de Poisson (tableau 32). Dans cette simulation seuls les secteurs au centre de la mine autour du pilier en croix (secteur 400 et 500, voir figure 6) ont été modélisés puisque ce sont les secteurs ayant les dimensions les plus grandes et qu'ils sont sous la majorité des chantiers du bloc 3. La numérotation (premier nombre dans les cases

de la figure 64) et l'étape de minage (nombre entre parenthèse sur la figure 64) de chacun des chantiers des blocs 4 à 6 sont présentées à la figure 64.



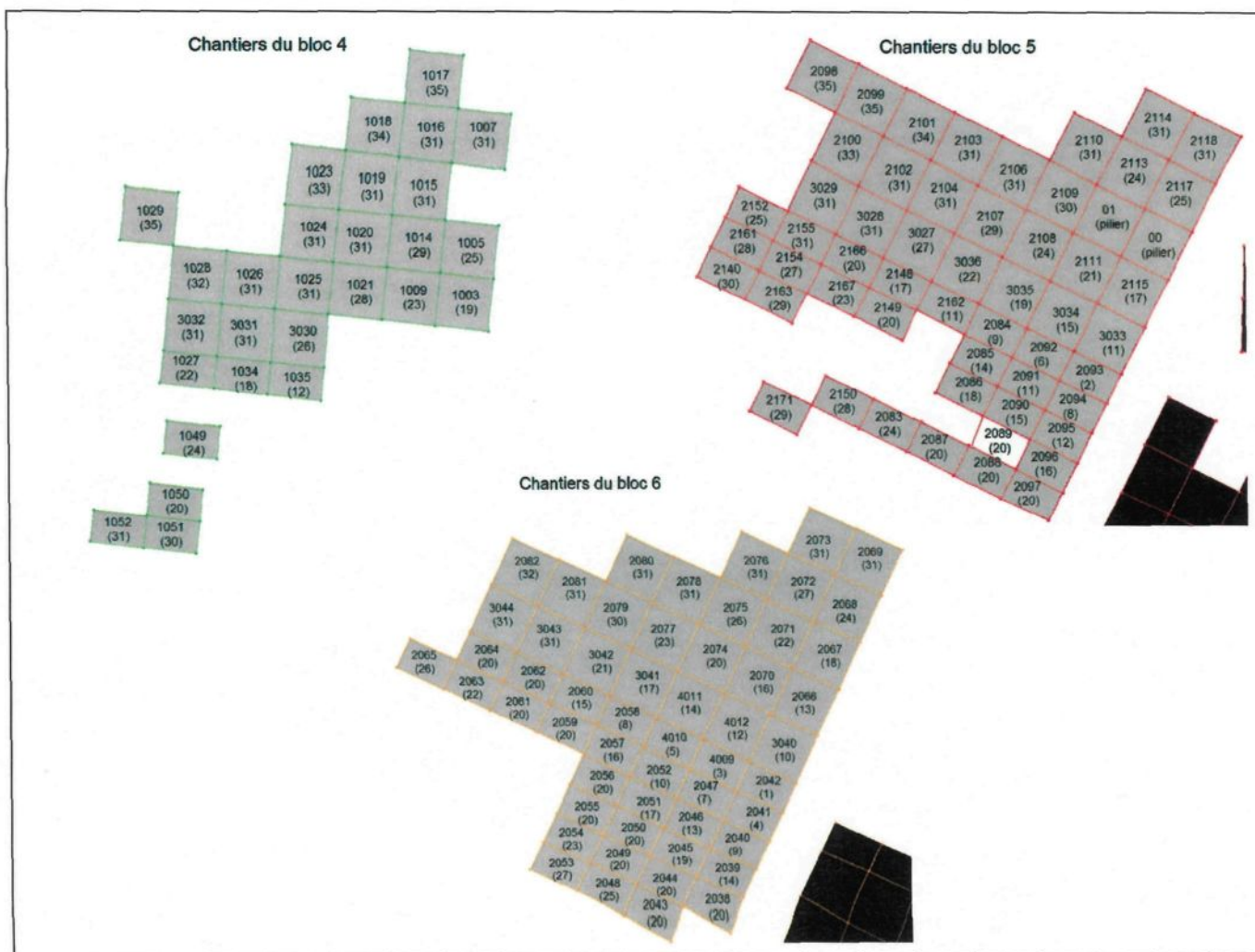


Figure 64: Position des chantiers des secteurs 400 et 500 avec leur étape de minage aux blocs 4, 5 et 6

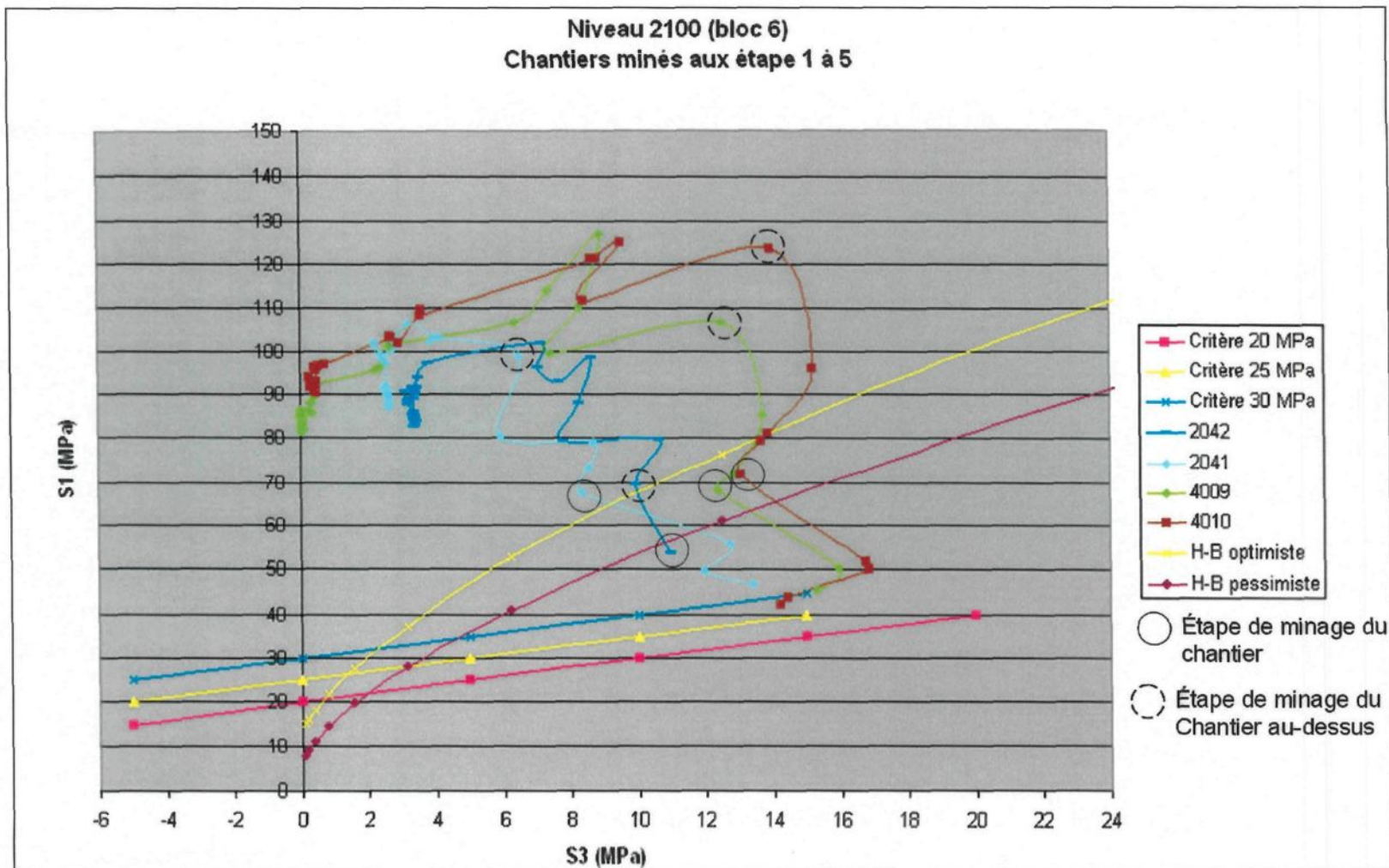


Figure 65: Cheminement des contraintes principales au niveau 2150 au-dessus des chantiers minés aux étapes 1 à 5



La figure 65 montre le cheminement des contraintes principales majeure et mineure au fur et mesure que le dynamitage des chantiers des secteurs 400 et 500 sont réalisés. Dans la légende à droite du graphique on retrouve le numéro du chantier à lequel on peut associer une étape de minage en se référant à la figure 64. Chaque point sur le graphique représente la moyenne de la contrainte mineure et majeure au-dessus de l'ouverture à l'étude. Sur les différents graphiques on retrouve la zone du critère d'endommagement du massif rocheux de la mine Niobec (droites nommées Critère 20 MPa à Critère 30 MPa). De plus, on retrouve les courbes représentant le critère de Hoek et Brown (Hoek et al., 2002).

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma'_c \left( m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma'_c} + s \right)^{0,5}$$

Où :  $m_b$  : varie entre 3,15 et 1,86 et

$s$  : varie entre 0,019 et 0,0357

Le cas où le massif rocheux de Niobec est de bonne qualité (H-B optimiste) et celui où il est de moins bonne qualité (H-B pessimiste) sont représentés.

Pour les chantiers du bloc 6, les galeries de développement se retrouvent au-delà de la zone du critère d'endommagement (figure 57). Pour les cinq premiers chantiers à être exploités, le niveau des contraintes, bien qu'élevé reste inférieur à celui des étapes ultérieures. Toutefois, ces galeries de forage serviront pour le soutirage des chantiers du bloc 5. On remarque que la contrainte principale ne cesse d'augmenter jusqu'à ce que le

minage des chantiers soit réalisé. Comme la résistance du massif rocheux n'est pas très élevée et que les contraintes se retrouvent au-dessus de la courbe optimiste du critère de Hoek et Brown (H-B) et même près de la résistance moyenne en compression uniaxiale sur un échantillon intact, le massif serait probablement en post-rupture à ce moment.

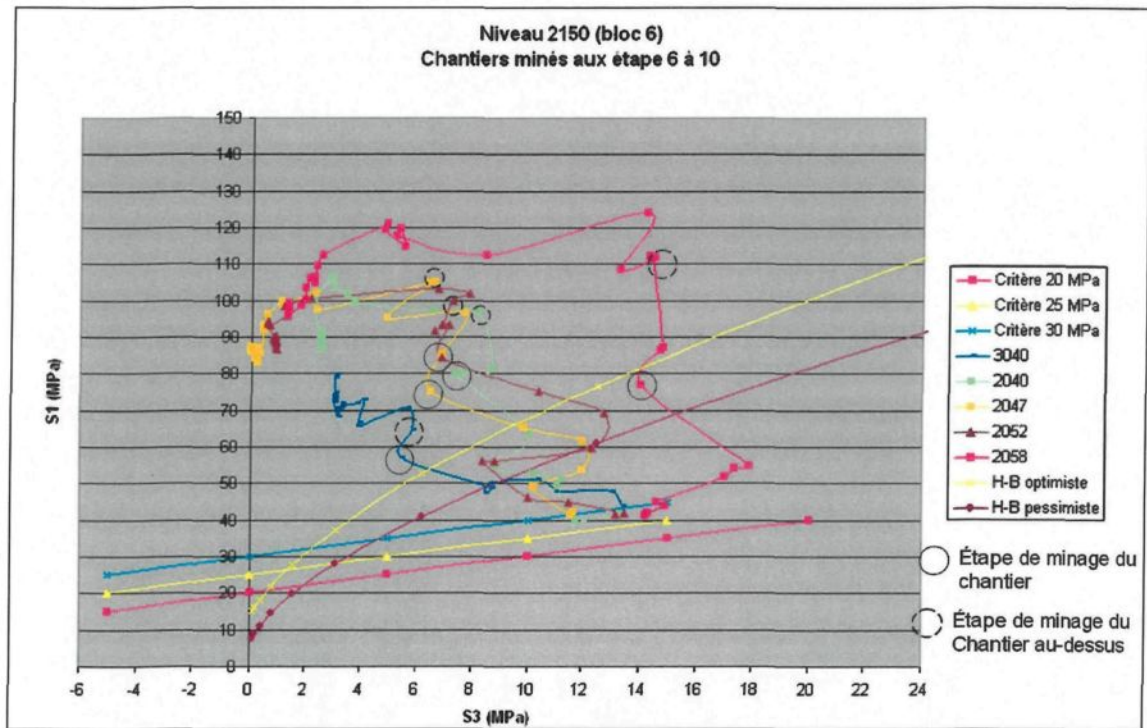


Figure 66: Cheminement des contraintes principales au niveau 2150 au-dessus des chantiers minés aux étapes 6 à 10

Pour les étapes 6 à 10 (figure 66) le niveau des contraintes dans les galeries continue à augmenter avant le dynamitage des chantiers et ce à un niveau plus élevé que pour les 5 premières étapes. Le niveau de la contrainte principale majeure est d'environ 85 MPa au-dessus du chantier 2052 suite à son dynamitage, soit très près de la résistance moyenne en compression uniaxiale obtenue en laboratoire. De plus, contrairement aux 5 premières

étapes, à l'exception du chantier 2058, la perte de confinement est non négligeable. Donc, ceci signifie que les chantiers risquent d'être en post-rupture avant même d'être minés. Les toits des chantiers du 6<sup>e</sup> bloc seront donc très sollicités.

Les toits des chantiers au bloc 5 seront un peu moins sollicités dans la première partie de la séquence de minage puisqu'il n'y a pas d'ouverture prévue au bloc 4 (figures 67 et 68). En effet, le niveau de contrainte atteint au maximum 50% de la résistance en compression obtenue en laboratoire ce qui n'est pas le cas pour les ouvertures du sixième bloc.

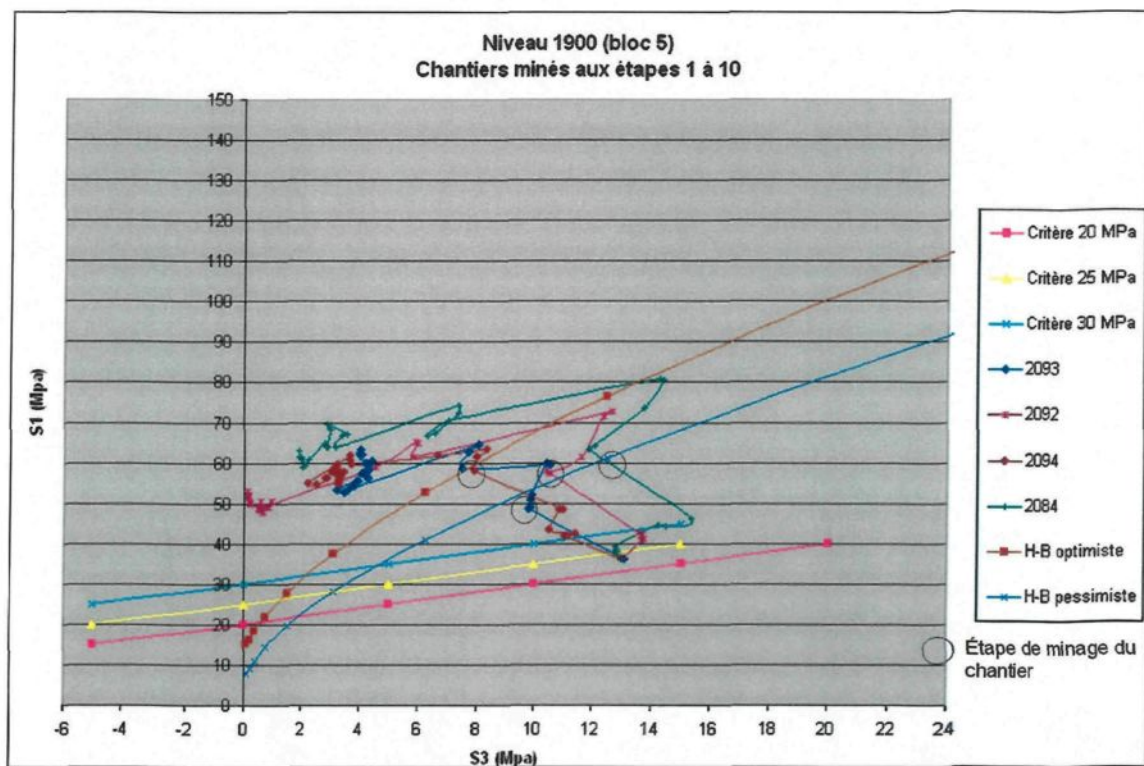


Figure 67: Cheminement des contraintes principales au niveau 1900 au-dessus des chantiers minés aux étapes 1 à 10

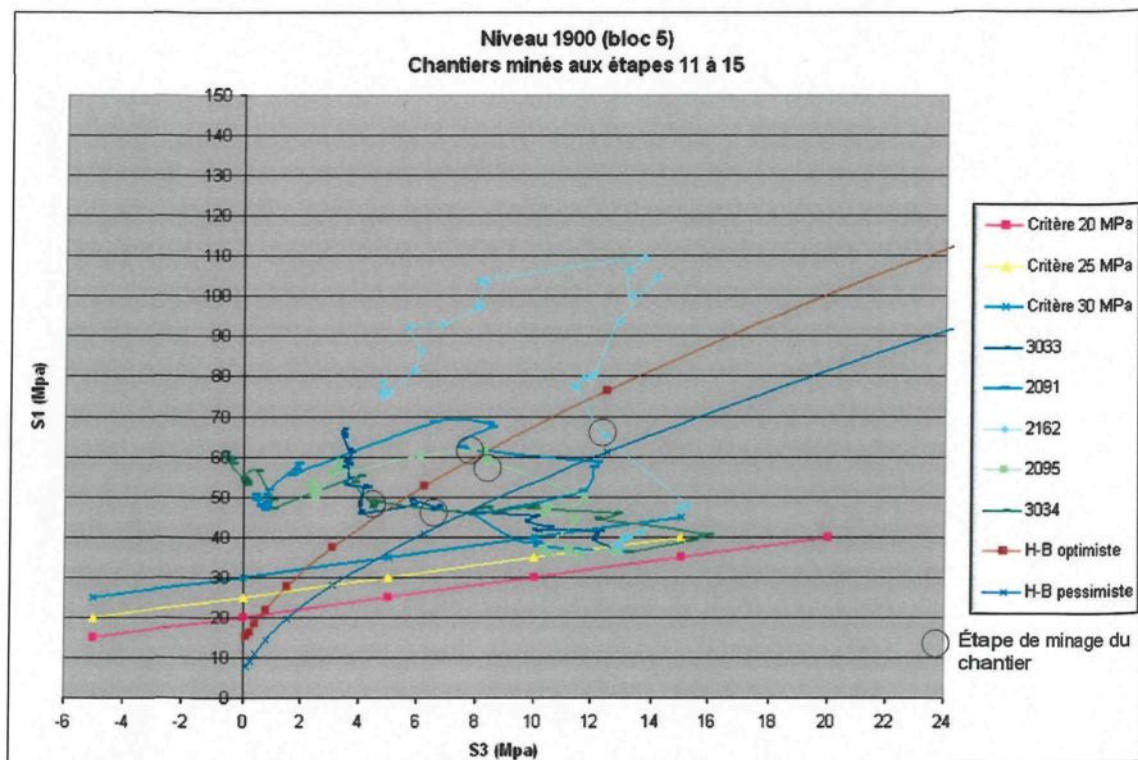


Figure 68: Cheminement des contraintes principales au niveau 1900 au-dessus des chantiers minés aux étapes 11 à 15



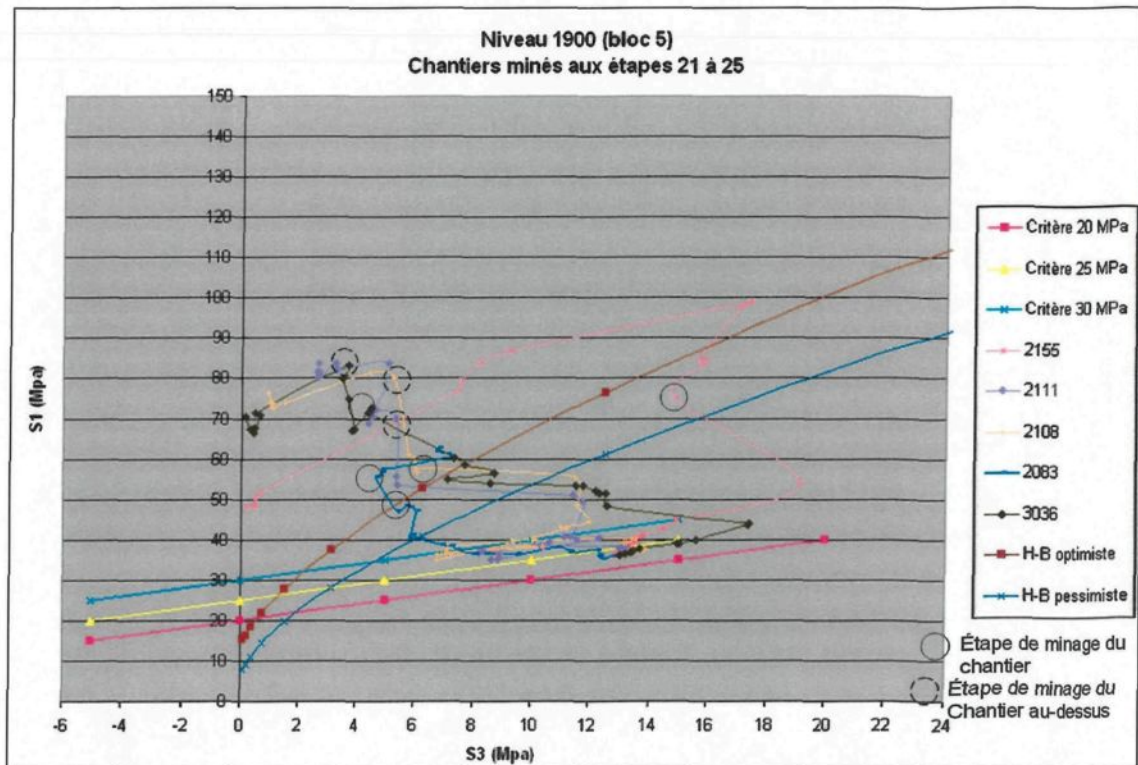


Figure 69: Cheminement des contraintes principales au niveau 1900 au-dessus des chantiers minés aux étapes 21 à 25

Toutefois, lorsque la séquence arrive au point où il y a présence de chantiers au bloc 4, le niveau des contraintes augmente et ce particulièrement lorsque les galeries de forage servent au soutirage des chantiers du bloc 4 (figure 69). À ce moment, tout comme c'était le cas pour le bloc 6, le niveau de contrainte atteint presque la résistance en compression obtenue en laboratoire.

Les galeries du quatrième bloc seront beaucoup moins sollicitées que celles des autres blocs en raison de leur localisation en moins grande profondeur et du fait qu'elles servent seulement au forage des chantiers du bloc 4 (voir figure 5).

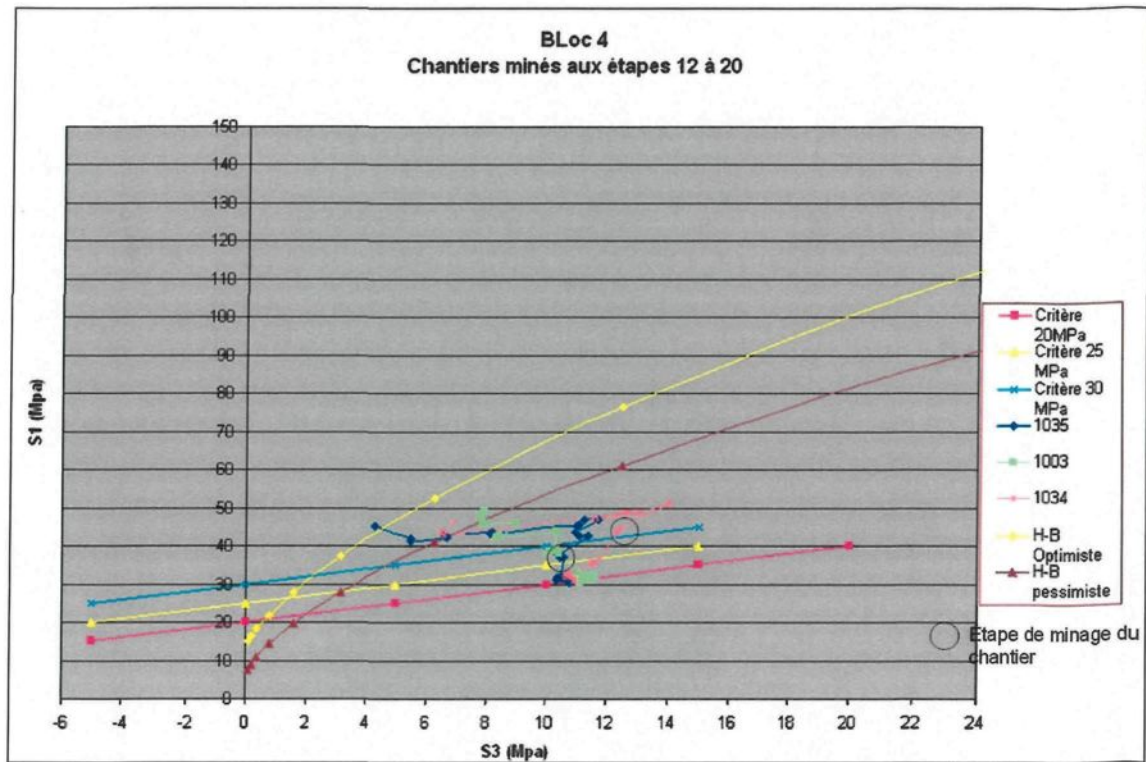


Figure 70: Cheminement des contraintes principales au niveau 1600 au-dessus des chantiers minés aux étapes 12 à 20

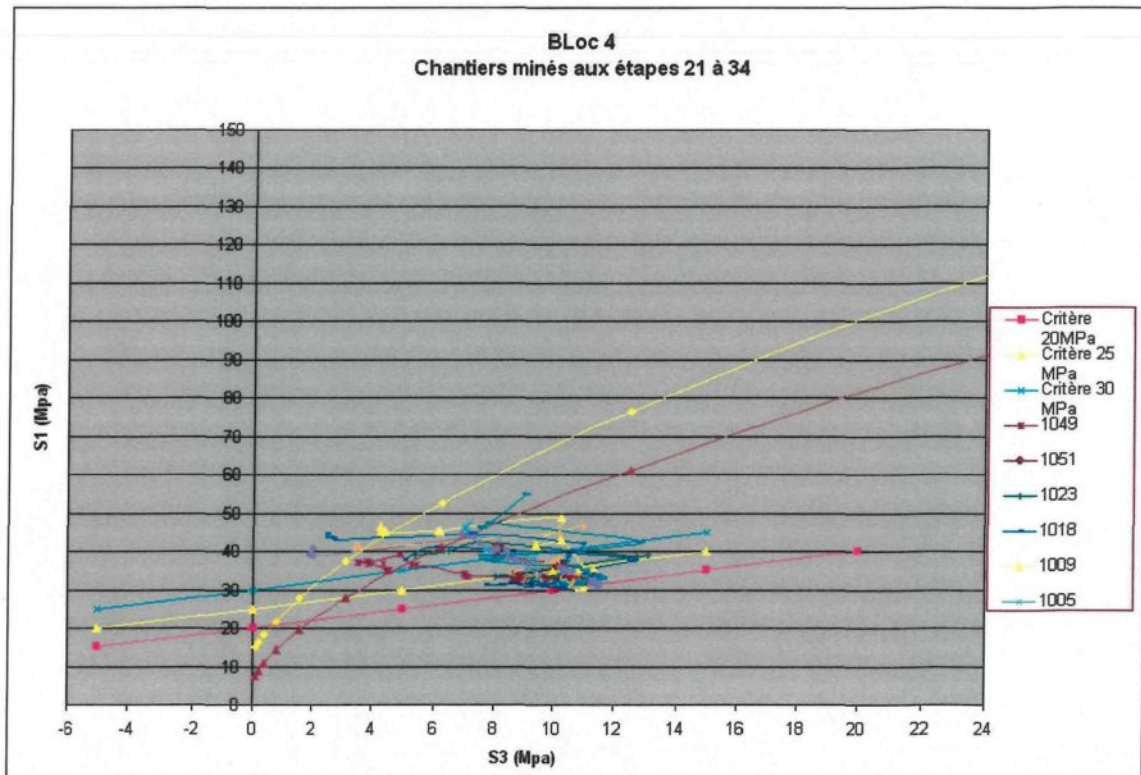


Figure 71: Cheminement des contraintes principales au niveau 1600 au-dessus des chantiers minés aux étapes 21 à 34

Les figures 70 et 71 montrent que les contraintes sont beaucoup moins élevées que celles des deux autres blocs miniers au-dessus des galeries de développement lorsque le chantier sera miné. Par la suite il devrait y avoir une perte de confinement qui elle aussi devrait être moins grande que pour les blocs inférieurs. Pour s'assurer de la stabilité du pilier 3 il sera alors très important de remblayer le chantier jusqu'au toit. La fracturation pourra alors se propager, mais les blocs resteront en place ce qui permettra au pilier de garder une certaine capacité structurelle.



En observant les graphiques des variations des contraintes des secteurs 400 et 500 on remarque que les chantiers qui sont au début et à la fin des rangés (4010, 4009, 2058, 2084, etc.) accumulent des niveaux de contraintes beaucoup plus élevés que ceux dans le milieu d'un secteur qui sont en quelque sorte dans une zone d'ombrage (voir figure 72).

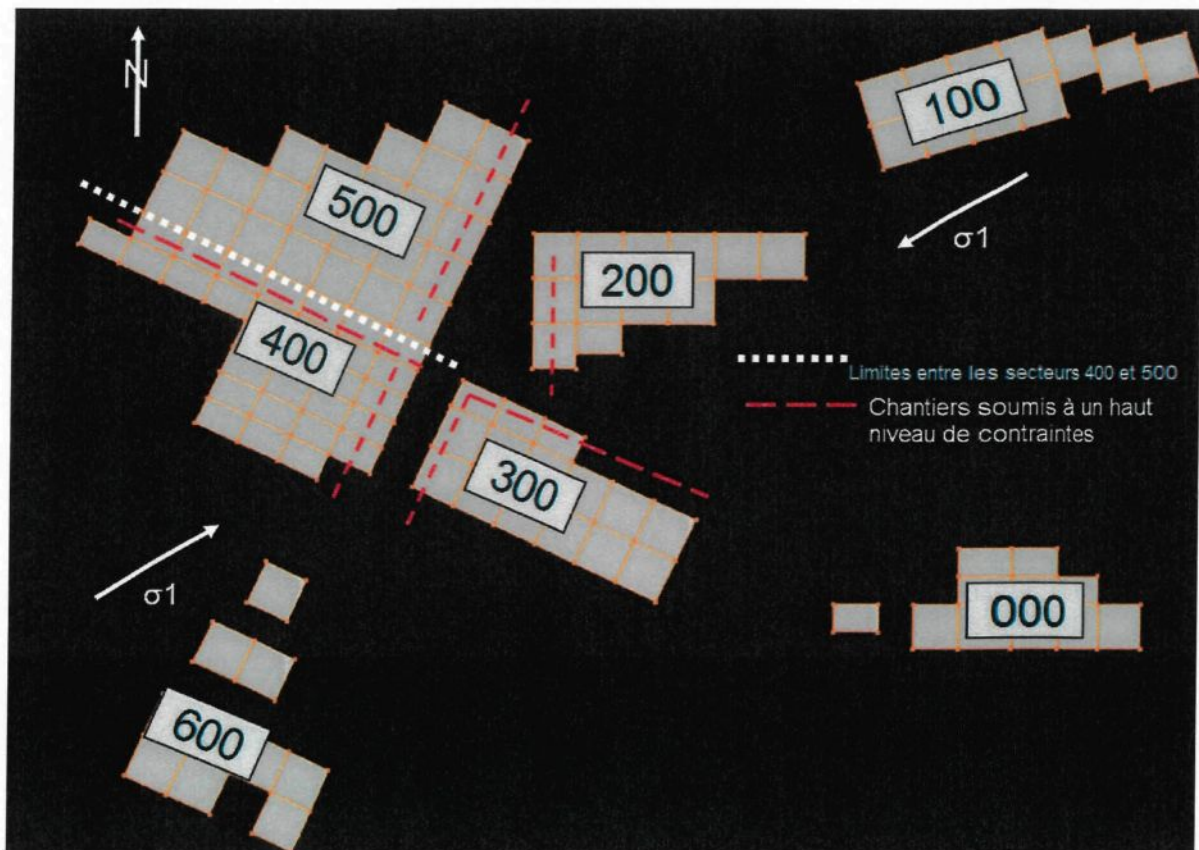


Figure 72: Localisation des chantiers dans des zones de fortes concentrations de contraintes et dans des zones d'ombrage

La figure 72 montre une vue en plan de l'emplacement des chantiers des différents secteurs d'après les forages actuels (il est fort possible que de nouveaux chantiers apparaissent au fil des campagnes de forage) et l'orientation des contraintes principales.



Pour des raisons d'accès, les secteurs 000, 100, 300 et 400 seront minés en premier dans la séquence. Les secteurs 200 et 500 seront minés du Sud vers le Nord et, compte tenu du développement des galeries, ils débiteront plus tard. Donc, avant le début du minage des secteurs 200 et 500, une zone de concentration de contraintes se développera dans la bande de chantiers SE-NO qui délimitent les secteurs 400 et 500 et ceux de la partie nord du secteur 300. Puis, avec le début du minage des secteurs 200 et 500, il se formera une zone d'ombre sur les secteurs 300 et 400.

Le même phénomène a été observé à la mine Brunswick lorsque l'équipe d'ingénierie a changé la méthode de minage pour celle retenue à la mine Niobec et décrite dans le livre *Underground Mining Method* par Hustrulid et Bullock (2001) chapitre 21. Les chantiers en périphérie des zones minéralisées sont soumis à un niveau de contrainte plus élevé que ceux du centre. Donc, le massif rocheux de certains chantiers soumis à un trop haut niveau de contraintes risque la rupture de façon violente. Au cours des cinq dernières années un seul évènement de coup de terrain s'est produit à Niobec. Toutefois, comme le recouvrement sera beaucoup plus grand il se peut que le massif rocheux de Niobec enregistre de nouveaux épisodes sismiques. L'avantage de la méthode retenue est que, si le massif se rupture de façon violente, les épisodes auront lieu devant la séquence de minage et non dans les chantiers actifs. Kaiser et al. (2001) ont réalisé une étude sur le terrain pour connaître la position du front de rupture lorsqu'une séquence de minage progresse dans une direction. Ils ont comparé leurs résultats de terrain avec de l'instrumentation et le logiciel

de simulation numérique *Map3D*. Voici les principales conclusions de l'étude de Kaiser et al. (2001):

- 1) Les prévisions de *Map3D* sont valides lorsque le massif rocheux est en mode compression;
- 2) Le relâchement des contraintes à l'arrière du front de minage n'est pas aussi prononcé que les prévisions de *Map3D*, toutefois le logiciel permet de vérifier la tendance générale;
- 3) Selon les prévisions, l'absence de confinement au toit d'une excavation se produit après le minage de celle-ci : toutefois l'instrumentation a révélé que cela se produit avant que le chantier ne soit miné;
- 4) La contrainte principale majeure est maximale à une distance d'environ une à deux longueurs de chantier en aval de la séquence de minage;
- 5)  $\sigma_1 - \sigma_3$  n'a jamais dépassé 22% de la résistance en compression uniaxiale maximale;
- 6) La rupture sur les « *hanging wall* » a été causée par la perte de confinement qui a entraîné une rupture causée par la faible résistance en tension du massif rocheux et non par les contraintes en compression trop élevées.

## 7.2 Mode d'instabilité des ouvertures

### 7.2.1 Instabilité des murs

Jusqu'à présent les murs des excavations de la mine Niobec peuvent être considérés comme stables compte tenu de leur dimension. Les effondrements sur les murs sont causés par un relâchement des contraintes le long de ceux-ci tel qu'illustré à la figure 73. Ce phénomène de relaxation est décrit par Diederichs et al. (1999). Cette zone de relâchement augmente avec la taille et la géométrie des ouvertures. Les relâchements des contraintes amènent la roche à subir des contraintes de tension. Des joints se forment alors parallèlement à la surface exposée : la fracturation verticale bien développée favorise l'ouverture des joints qui rendent le massif instable, car la résistance en tension de la roche est pratiquement nulle. Donc, les effondrements causés par ces relâchements des contraintes pourraient être quantifiés par un facteur *Elos* de moins de 1 mètre pour les conditions idéales, c'est-à-dire lorsque la surface est localisée dans la carbonatite et que la géométrie est favorable. Dans les cas où des fragments de syénite sont impliqués les effondrements sont généralement de plus grande dimension, puisque les contacts entre les fragments de syénite et la carbonatite constituent des plans de faiblesses et particulièrement lorsque les fragments ou leurs bordures sont altérés en chlorite. Donc, les contraintes en tension permettent l'ouverture des contacts et en l'absence de cohésion des fragments

chloritisés les effondrements risquent d'être de plus grande dimension ou, à la limite, jusqu'au contact de la carbonatite fraîche.

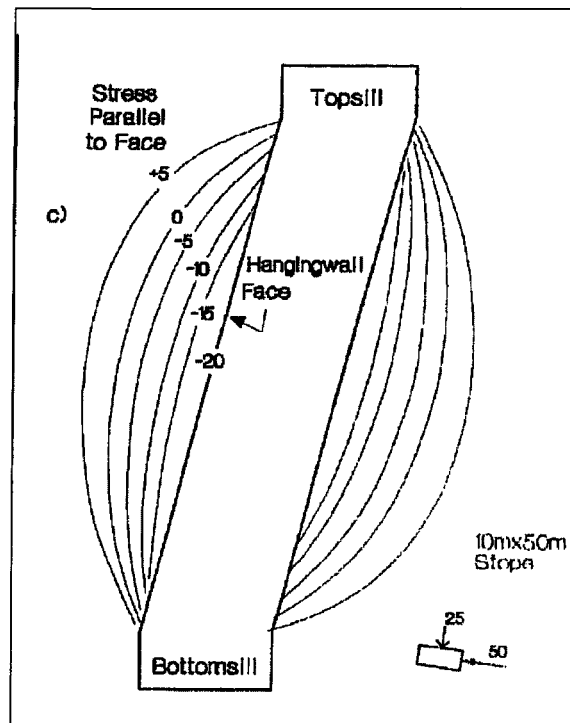


Figure 73: Perte de confinement le long des murs d'une excavation souterraine  
Tirée de Diederichs et al. (1999)

Pour les premiers chantiers de chacun des secteurs en expansion, il serait logique de croire les résultats obtenus sur le graphique de stabilité, donc un effondrement moyen de l'ordre de moins de 1 mètre. Toutefois, il sera important de poursuivre les rétro-analyses des murs des chantiers, principalement à l'aide de *CMS* pour s'assurer que les résultats concordent en profondeur et au fil de la séquence de minage. Lorsque le minage des secteurs sera plus avancé les effondrements risquent d'être plus importants, d'où la

nécessité de garder des dimensions restreintes, puisque les contraintes seront constamment repoussées vers l'extérieur des secteurs. Donc, le front de rupture devrait être en aval de la séquence ce qui veut dire qu'à un certain moment il se peut que le massif rocheux contenant les nouveaux chantiers soit déjà fracturé.

### 7.2.2 Instabilité des toits

Depuis le début de l'exploitation du troisième bloc minier, les rétro-analyses démontrent que tous les chantiers de ce bloc minier ont subi des effondrements au toit que l'on peut qualifier d'extension en dôme. De plus, depuis que la mine a entrepris de créer des dômes forés puis dynamités, les effondrements au toit ont été mineurs. La figure 74 montre une vue de l'état du pilier entre les blocs 2 et 3.

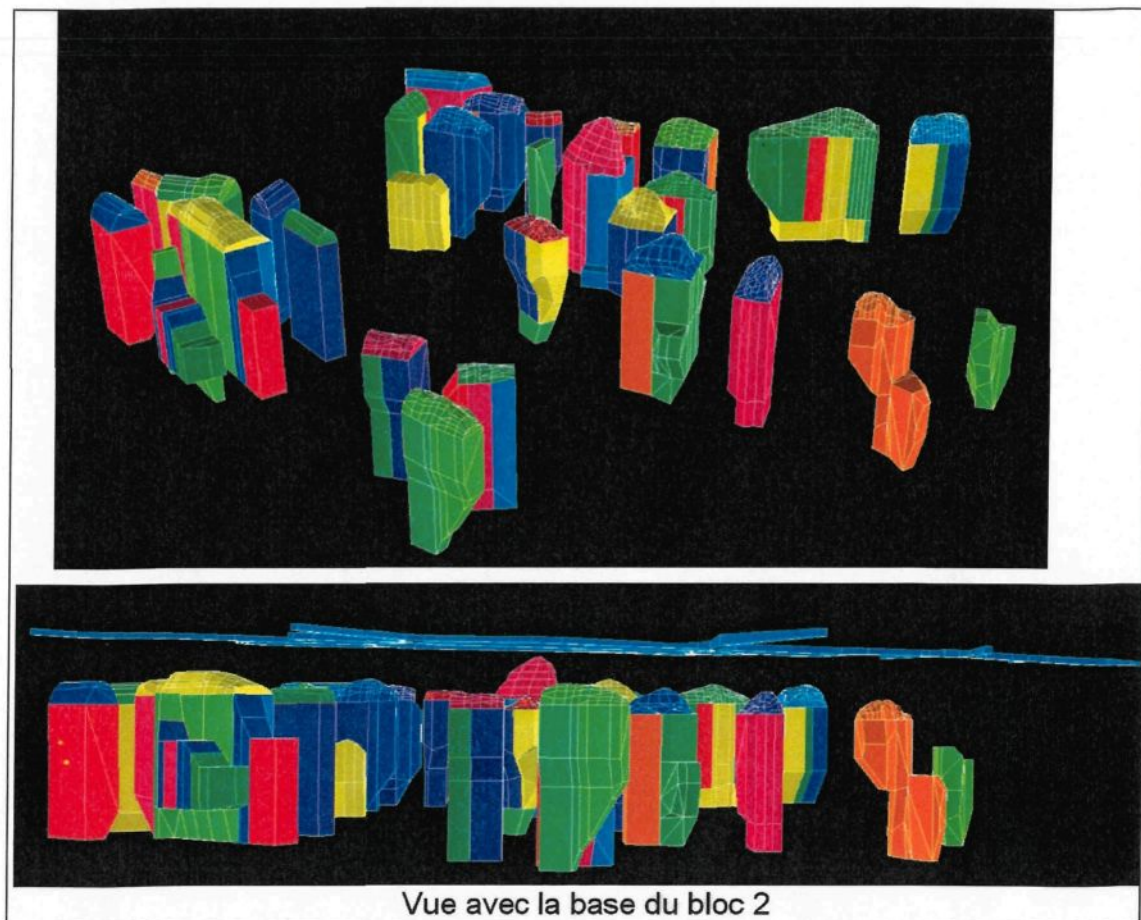


Figure 74: Modélisation du pilier entre les blocs 2 et 3 faite à partir des CMS

Les chantiers qui montrent les dômes le plus importants sont ceux où il y a la présence de syénite bréchique. L'extension en dôme est décrite dans l'article de Diederichs et al. (1999). Le massif rocheux devient instable au-dessus du toit des ouvertures puisque la concentration de contraintes élevée agissant en compression sur les coins de l'ouverture (redistribution de contraintes : effet d'arche), endommage le massif rocheux, rendant cette partie instable (figure 75). Au même moment il se produit un relâchement de contrainte au centre du toit (figure 76). Donc, sous l'effet de la gravité une partie du toit s'affaisse pour créer une forme plus stable.

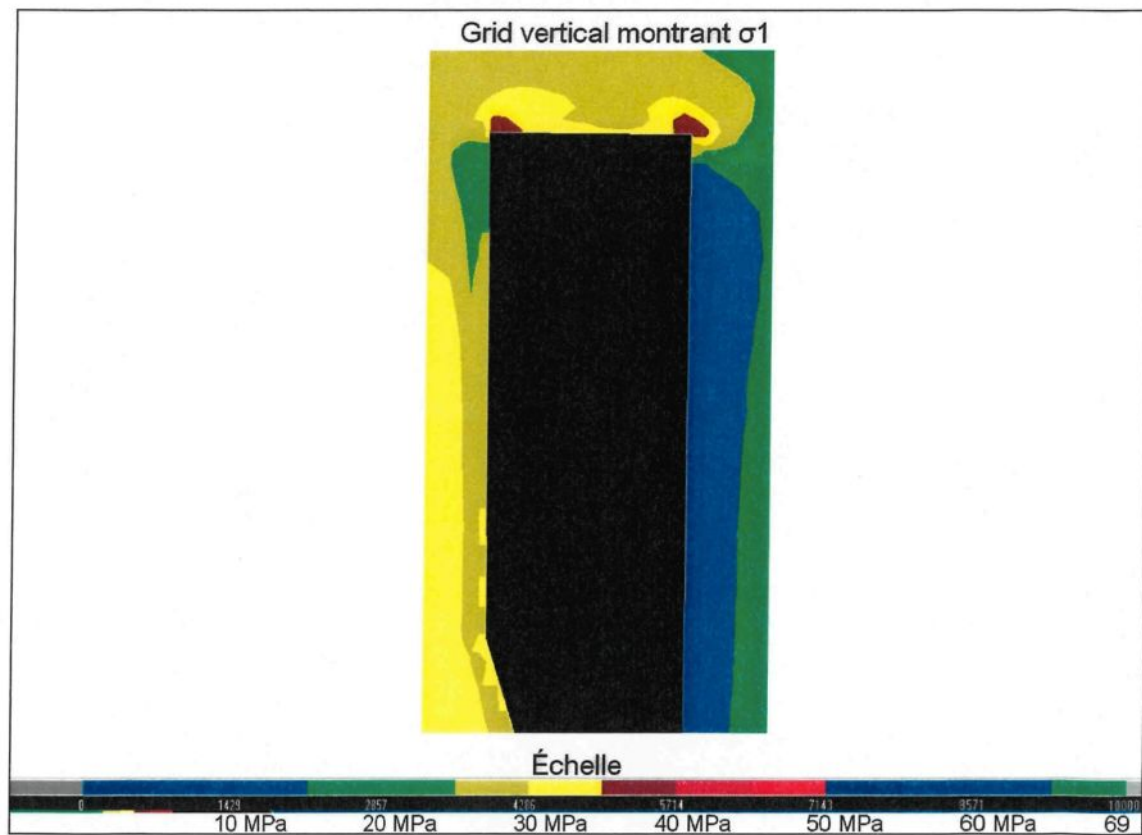


Figure 75: Concentration de contraintes aux coins des ouvertures

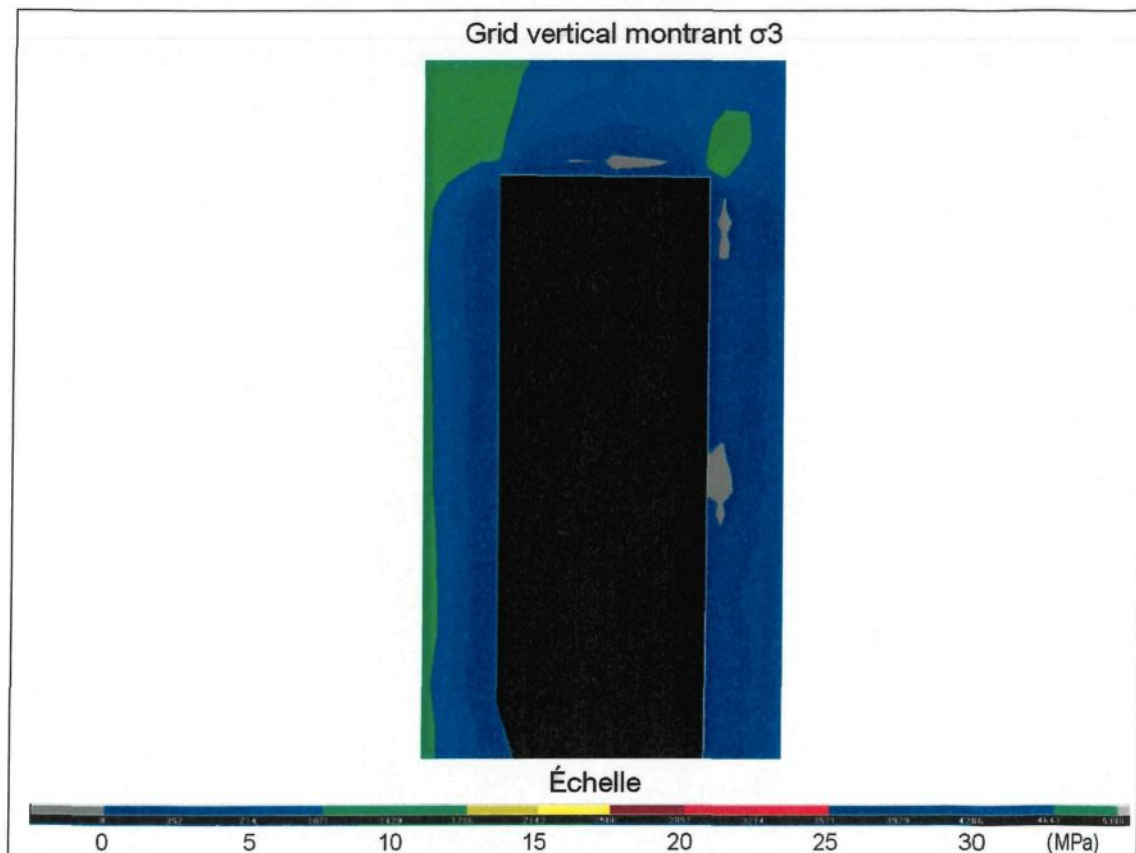


Figure 76: Relâchement des contraintes au centre du toit du chantier

Encore une fois, la présence de fragments de syénite peut provoquer des effondrements plus importants, pour les raisons évoquées dans la partie sur les instabilités des murs et tel que démontré aux sections 7.1.3 et 7.2.1 pour le chantier 14C-102-23.



### 7.3 Méthode de support des ouvertures

Jusqu'à présent aucune forme de support n'est utilisée pour assurer la stabilité des chantiers de la mine. Pour les murs, les effondrements ne sont pas assez importants pour justifier de telles mesures; de plus, pour les raisons déjà évoquées, ceci n'entraîne pas vraiment de dilution du minerai soutiré. Pour ce qui est des toits, les dynamitages en forme de dôme au-dessus des chantiers permettent d'obtenir des ouvertures stables. Pour les chantiers de l'expansion, Niobec a réduit la taille de ses ouvertures : cela devrait contribuer à assurer la stabilité des parois. En ce qui concerne les murs, la section précédente a permis de vérifier que les effondrements devraient être de faible dimension soit moins de 1 mètre en moyenne sur les surfaces. Pour les toits, par contre, il est nécessaire d'installer du soutènement pour empêcher les effondrements puisque les galeries de forage serviront de galeries de soutirage des chantiers du bloc supérieur. Niobec a déjà entrepris quelques mesures afin d'assurer la stabilité des galeries. Tout d'abord, la géométrie des galeries a été changée. Les galeries des blocs supérieurs étaient de forme rectangulaire. Pour l'expansion, les galeries seront en forme d'arche (figure 77). Ensuite, la galerie 1 de tous les niveaux de l'expansion sera à une distance de 100 pieds des chantiers du secteur 000. Pour les autres secteurs, la décision sera prise une fois que les résultats des forages de définition seront connus, puisque les dimensions des secteurs ne sont pas encore définitives. Enfin, pour les galeries de forage et de soutirage le soutènement sera accru. Le patron de soutènement pourrait ressembler à celui présenté à la figure 77.

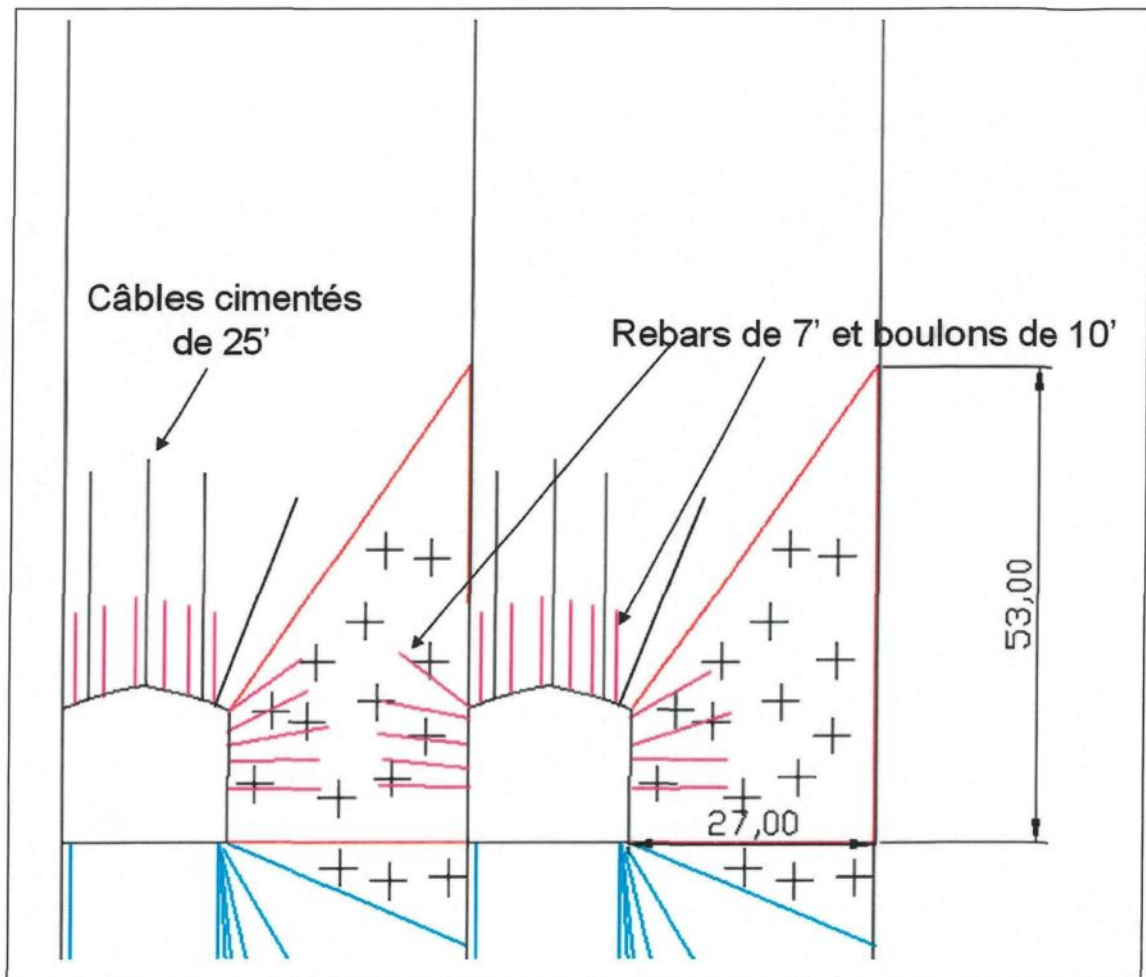


Figure 77: Patron de soutènement proposé pour les galeries des chantiers de l'expansion

Pour les premiers chantiers, des câbles instrumentés (*SMART cables*, pour *Stretch Measurement to Assess Reinforcement Tension*) devront être installés. Ces câbles équipés d'extensomètres permettront d'acquérir de l'information pour être en mesure d'ajuster la longueur, le nombre et le patron de câblage.

## 7.4 Méthode de surveillance des ouvertures

Pour surveiller les dimensions des ouvertures, l'instrument préconisé est le *CMS*. Cela permettra de bien connaître les limites des chantiers. Avec cette information, il sera possible de constituer la base de données en y incluant les chantiers remblayés, de connaître le volume de remblai nécessaire pour chacune des ouvertures et de s'assurer de la position des murs pour éviter que les forages du chantier voisin ne pénètrent dans le remblai. Enfin, si un effondrement inhabituel se produit il sera alors possible de connaître l'étendue des dommages.

## 7.5 Conclusion

En conclusion, la méthode de Mathews est un bon outil qui donne une première approximation de la stabilité d'une ouverture. Elle est d'autant plus fiable lorsque les zones de stabilités sont tracées avec l'historique de stabilité des ouvertures de la mine où elle est utilisée. Pour la mine Niobec, les prévisions fonctionnent bien sauf dans les cas où des fragments de syénite sont présents. Dans ce cas, la stabilité d'une surface est aléatoire. Suite aux prévisions du graphique de Mathews ainsi qu'aux simulations numériques du niveau de contrainte dans le massif rocheux un critère d'endommagement du massif rocheux fut établi. La conclusion de toutes ces analyses est qu'il est avantageux de réduire la dimension des chantiers des blocs 4 à 6, à 15 x 24 x 92 mètres (50 x 80 x 300 pieds). En

effet, les niveaux de contraintes au toit des ouvertures seront près de la résistance en compression uniaxiale de la carbonatite. Donc, il est important de prévoir un soutènement adéquat des galeries et du toit des ouvertures puisque le massif rocheux risque d'être en post-rupture.

## CHAPITRE 8

### MODÉLISATION DES CONTRAINTES ET ANALYSE DE STABILITÉ DU PILIER DE NIVEAU 3-4

Ce chapitre se concentre exclusivement sur le pilier horizontal entre les blocs d'exploitation 3 et 4. Dans un premier temps, une revue des études antérieures est faite. Par la suite, les effets de différentes épaisseurs de pilier sont modélisées à l'aide du logiciel de simulation numérique dans le but de connaître le niveau de contraintes à l'intérieur du pilier. Ensuite, différents scénarios sont étudiés quant à la disposition des piliers verticaux dans le but d'optimiser leur emplacement pour réduire les pertes de minerai. L'évolution des contraintes au-dessus de chacun des secteurs est observée pour vérifier l'impact des différentes ouvertures du bloc 3, de la séquence de minage et connaître les zones critiques afin de trouver des solutions pour diminuer les concentrations de contraintes à ces endroits ou de prévoir un soutènement accru.

## 8.1 Études antérieures

Deux études ont été réalisées pour évaluer la stabilité du pilier de niveau à Niobec : l'une par Frenette (2001) et l'autre par Henning et Kaiser (2002). Au moment de ces études, l'exploitation du troisième bloc minier n'en était qu'à ses débuts. Les deux études ont conclu qu'un pilier de 150 pieds (45 mètres) était suffisant. Les auteurs des deux études ont procédé sur la même base en simulant le niveau de contrainte et en évaluant la zone d'endommagement pour différentes épaisseurs de pilier. Ils ont évalué la zone d'endommagement à une épaisseur de 40 à 60 pieds au-dessus des ouvertures du bloc 4. Certains facteurs qui n'étaient pas connus à ce moment n'ont toutefois pas été pris en considération dans les études. Les quatre principaux facteurs sont :

- 1) La faible connaissance du comportement des ouvertures du troisième bloc minier ;
- 2) Le manque d'ouvertures modélisées dans le troisième bloc minier ainsi que pour le quatrième bloc (les ouvertures connues du troisième ont été rapportées au bloc 4) ;
- 3) La présence des dômes au-dessus de tous les chantiers du bloc 3 qui affaiblissent le pilier horizontal entre les blocs 2 et 3 ;
- 4) Le changement dans la méthode de minage vers une méthode avec remblai en pâte.

## 8.2 Évolution des contraintes dans le pilier horizontal entre les blocs 3 et 4

### 8.2.1 Évaluation des effets de l'épaisseur du pilier horizontal

La première étape visant à déterminer l'épaisseur à donner au pilier horizontal est de simuler la distribution des contraintes pour différentes épaisseurs. Des simulations numériques ont été réalisées pour des épaisseurs de 100, 150 et 200 pieds (30, 45 et 60 mètres). La surface de calcul de *Map3D* (Mine Modelling Pty Ltd, 2005) est positionnée aux centres de chacun de ces piliers soit à une hauteur variant entre 75 et 90 pieds (23 et 27 mètres) du toit des ouvertures du quatrième bloc minier, en raison de la pente donnée aux galeries de développement, sauf pour le secteur 000 où la surface de calcul est située entre 30 et 50 pieds (9 à 15 m) du plancher des ouvertures du troisième bloc minier (voir résultats aux figures 78 à 80). Le déviateur de contrainte a été représenté puisqu'il sert à définir le critère d'endommagement de la carbonatite de la mine Niobec.

## Pilier horizontal de 100 pieds (30 m)

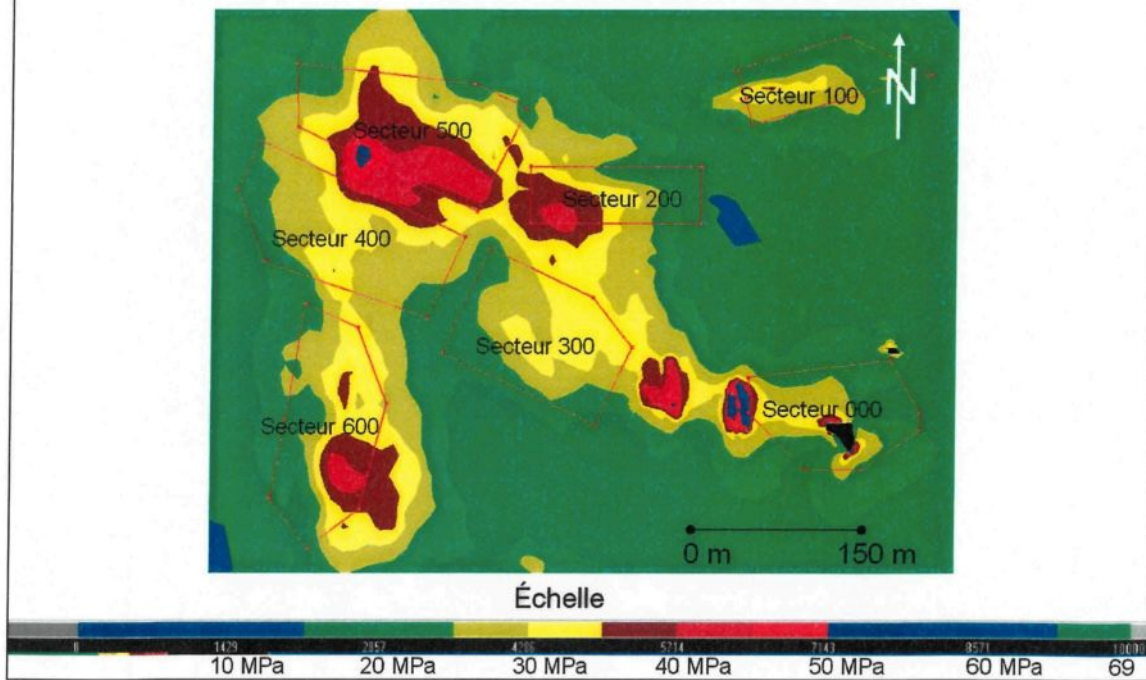


Figure 78: Valeurs de ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) au centre du pilier horizontal de 100 pieds (30 m) d'épaisseur



## Pilier horizontal de 150 pieds (45 m)

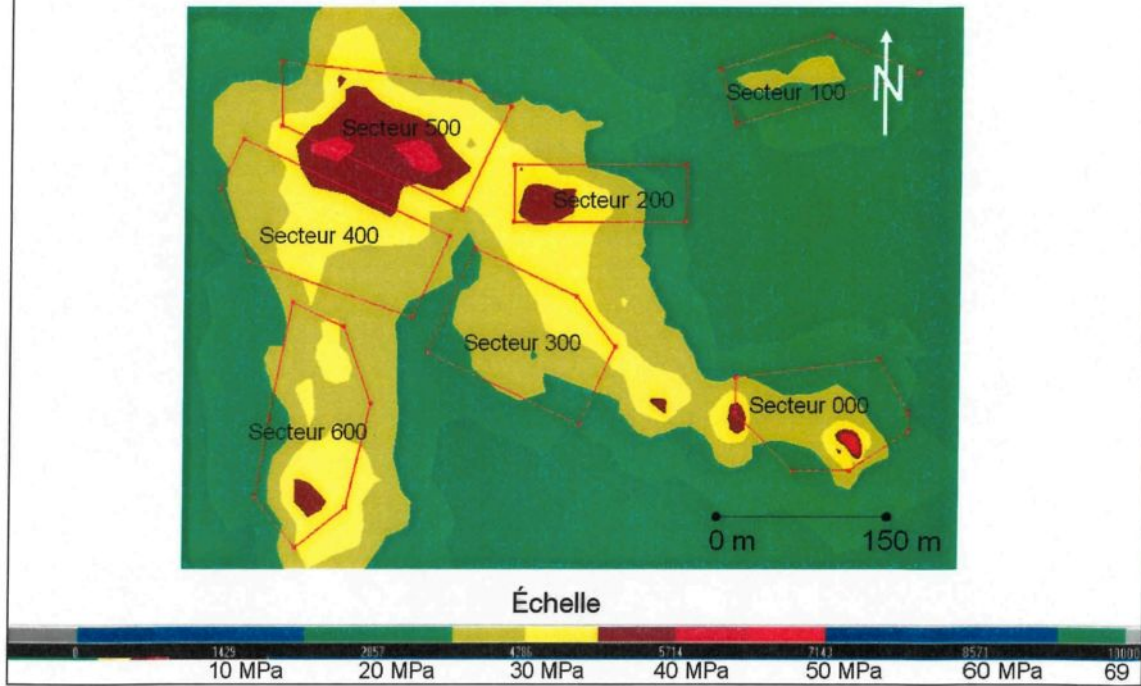


Figure 79: Valeurs de  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  au centre du pilier horizontal de 150 pieds (45 m) d'épaisseur

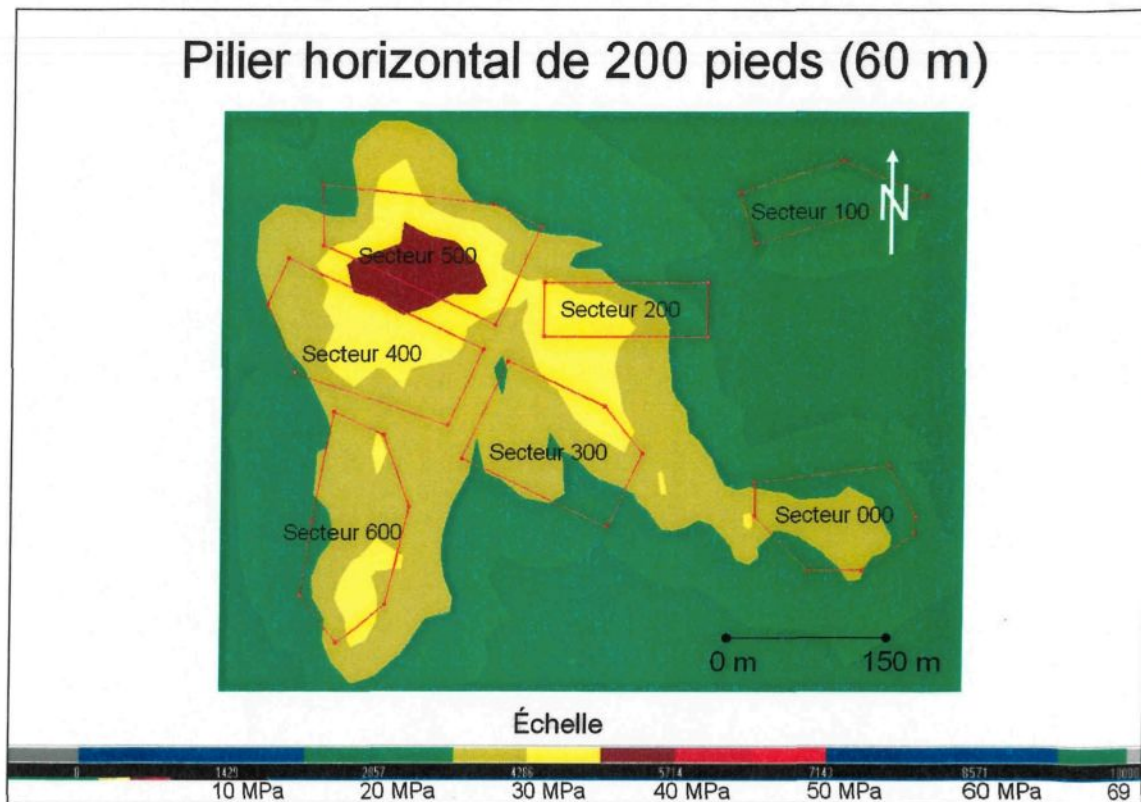


Figure 80: Valeurs de  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  au centre du pilier horizontal de 200 pieds (60 m) d'épaisseur

Les résultats de ces simulations démontrent que même pour un pilier de 200 pieds d'épaisseur la dimension finale des différents secteurs affecteront l'ensemble du pilier horizontal. En effet, en utilisant le critère d'endommagement déterminé au chapitre précédent, le pilier devrait être endommagé sur toute son épaisseur, en particulier en dessous des secteurs fortement minés du troisième bloc, même pour une épaisseur de 200 pieds. Les secteurs 200, 500 et 600 sont ceux qui seront les plus endommagés. Le reste du chapitre le démontrera plus en détail. Donc, le choix du pilier de 150 pieds (45 mètres) s'avère un bon compromis entre le pilier de 100 et de 200 pieds comme le mentionnait les

études précédentes. Enfin, à partir de ces trois figures, on peut déjà conclure qu'il sera très important de remblayer les chantiers du bloc 4 jusqu'au toit pour bien soutenir le pilier horizontal de façon à le maintenir en place.

#### 8.2.2. Évaluation des effets des piliers verticaux

Les forages d'exploration ont permis de définir les 7 secteurs présentés dans le chapitre 2. Les secteurs 200 à 500 ont été séparés par des piliers verticaux. Seul le pilier entre les secteurs 200 et 300 est situé dans une zone stérile. Les trois autres étant du minerai laissé en place. Au départ ces piliers ont été créés pour donner de bonnes bases au pilier horizontal afin qu'il ne repose pas seulement sur du remblai. De plus, en isolant ces secteurs, la séquence de minage de chacun d'eux avancera plus rapidement. Toutefois, laisser ces piliers implique de perdre une quantité non négligeable de minerai. Donc, des simulations numériques de l'évolution des contraintes ont été réalisées pour différents scénarios de piliers verticaux. Quant au pilier horizontal, son épaisseur est fixée à 150 pieds. Pour réduire le temps de calcul, seul les secteurs 200 à 500 ont été simulés, puisque ce sont eux qui influenceront le pilier horizontal à cet endroit.

La première étape consiste à simuler les quatre secteurs séparés par des piliers d'au moins 80 pieds (25 mètres) de largeur et à comparer les résultats sans les piliers verticaux, à l'exception de celui entre les secteurs 200 et 300 puisqu'il s'agit d'une zone stérile. Pour

les deux simulations, la surface d'analyse a été positionnée à 60 pieds du toit des excavations du bloc 4. Les figures 81 et 82 permettent de comparer les deux scénarios.

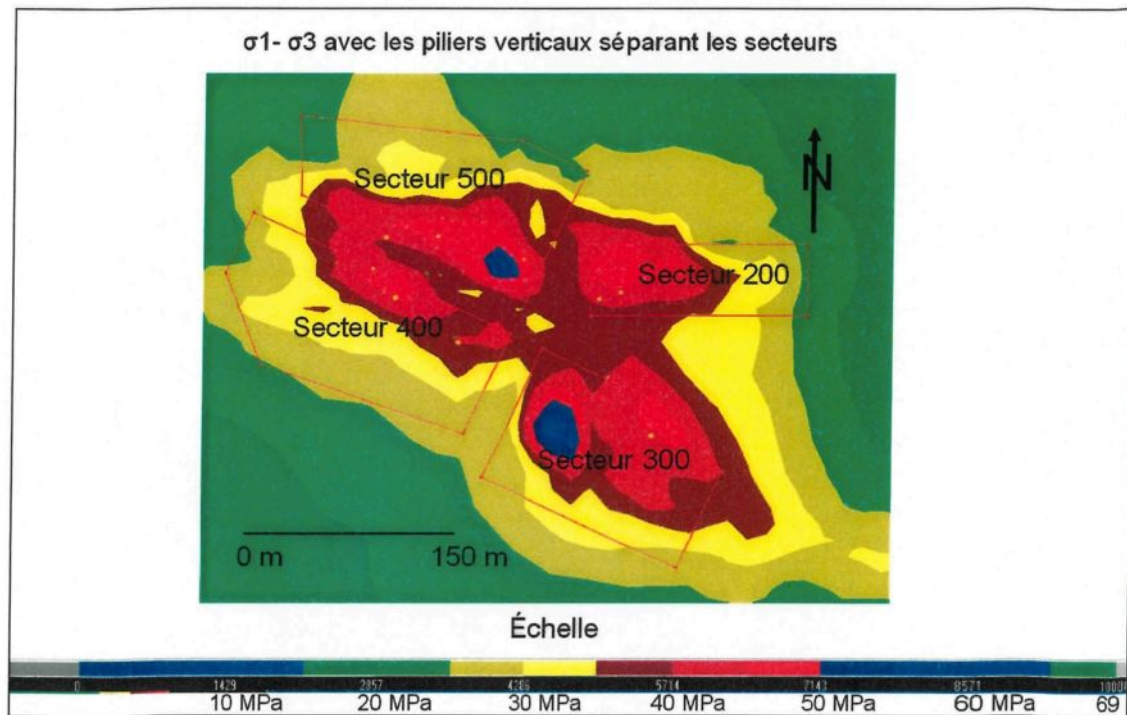


Figure 81: Valeurs de  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  avec les piliers verticaux entre les secteurs 200 à 500



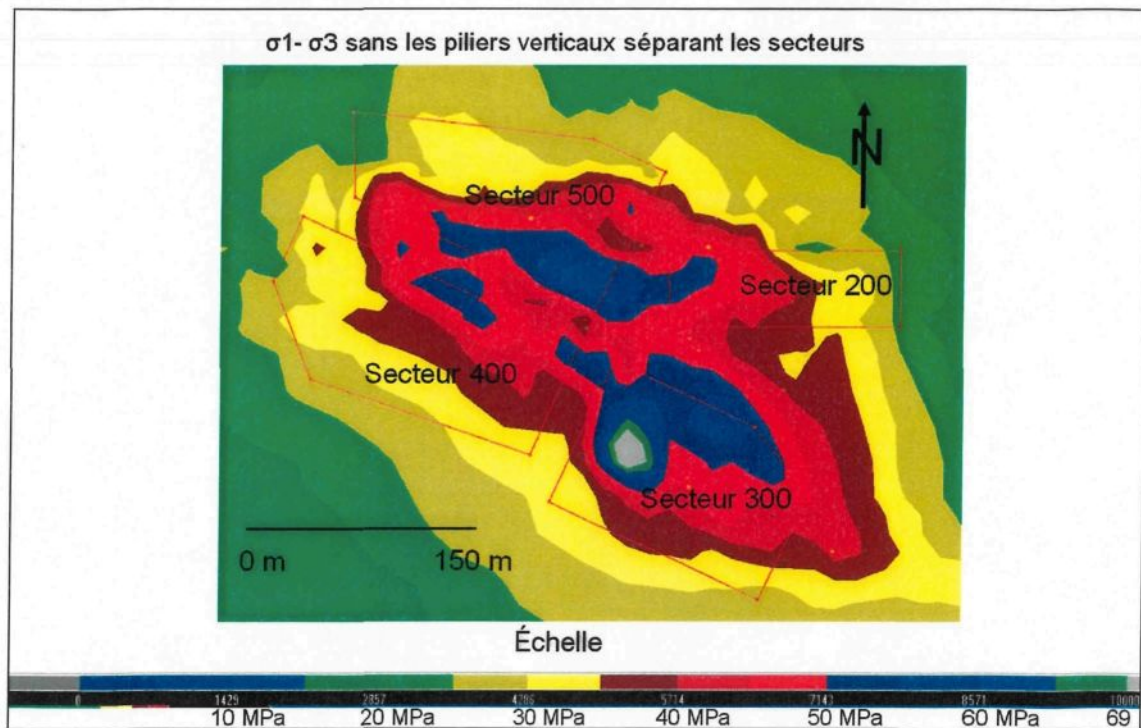


Figure 82: Valeurs de  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  sans les piliers verticaux entre les secteurs 200 à 500

En comparant les deux figures, on remarque que la présence des piliers verticaux permet de conserver une certaine indépendance entre les secteurs. De plus, on remarque que la zone la plus endommagée est celle située sous le chantier 14C-102-23, qui est un secteur où la stabilité a été grandement affectée par la présence de fragments de syénite. Donc, on observe que le troisième bloc minier a une grande influence sur le pilier horizontal. L'endommagement sera plus important dans le pilier où la concentration de chantiers est plus élevée au troisième bloc minier.

La simulation avec les piliers verticaux a permis d'observer leur mode de chargement. Les piliers orientés NE-SO sont soumis à un régime en compression, tandis que ceux E-O subissent une forte perte de confinement (voir figure 83).

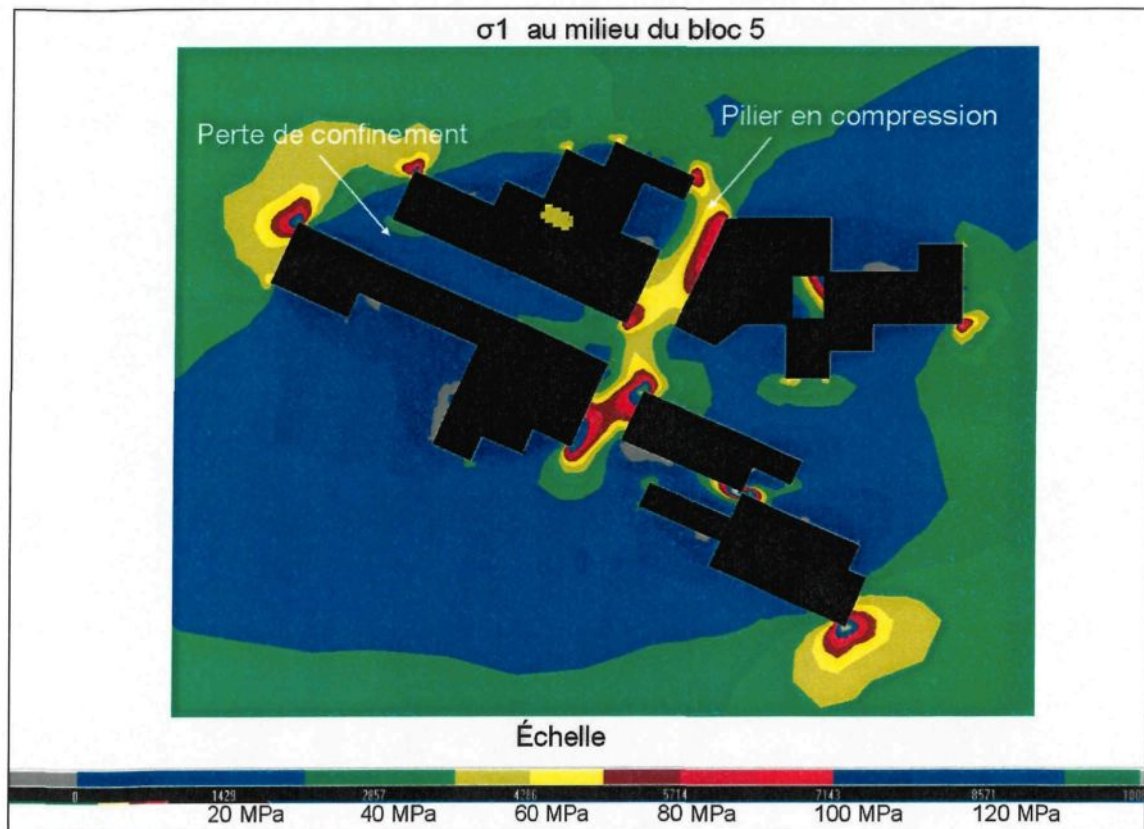


Figure 83: Contrainte principale dans les piliers verticaux

L'ajout de forages d'exploration a permis de mieux définir ces secteurs, et de constater qu'une partie du secteur 400 au quatrième bloc (près du pilier NE-SO entre les secteurs 300 et 400) n'est pas minéralisé. Donc, cela permettrait de laisser un pilier horizontal beaucoup plus épais à cet endroit. Par conséquent les piliers verticaux entre les



secteurs 400 et 500 aux blocs 5 et 6 pourraient être minés. Les figures 84 et 85 montrent deux nouvelles options moins conservatrices.

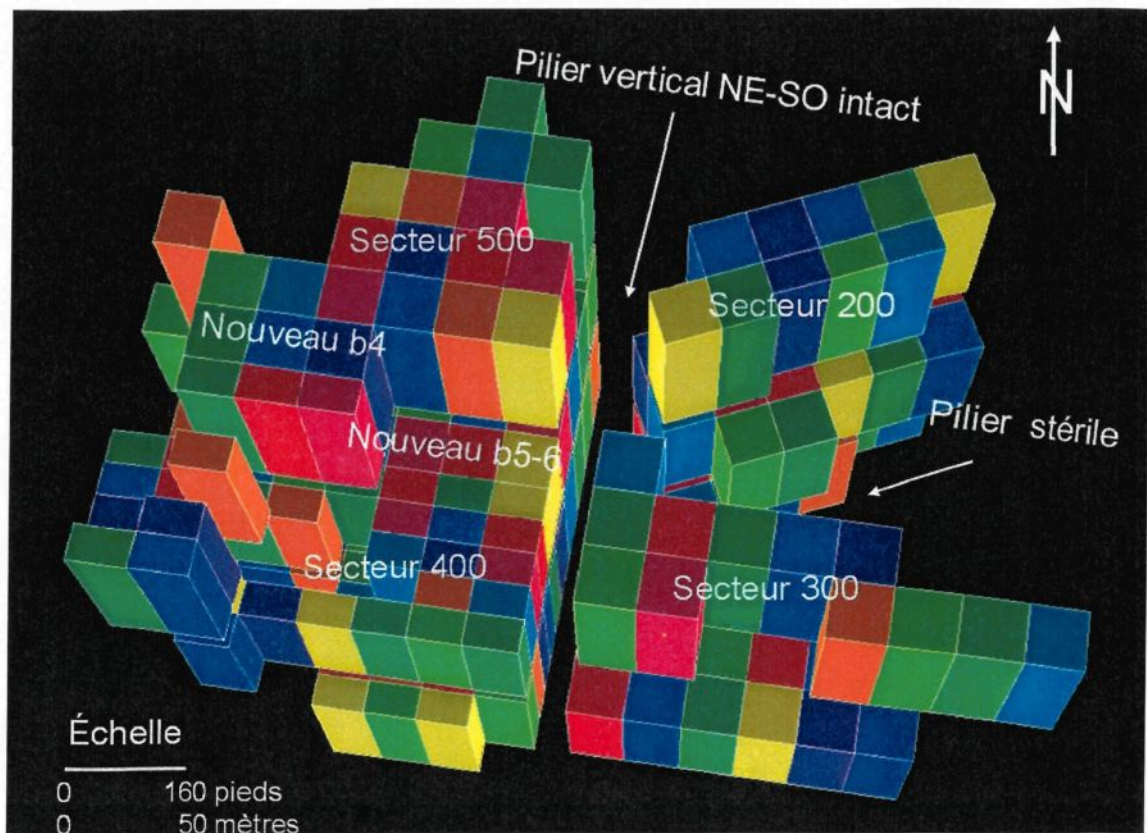


Figure 84: Absence de pilier vertical entre les secteurs 400 et 500 et pilier NE-SO intact

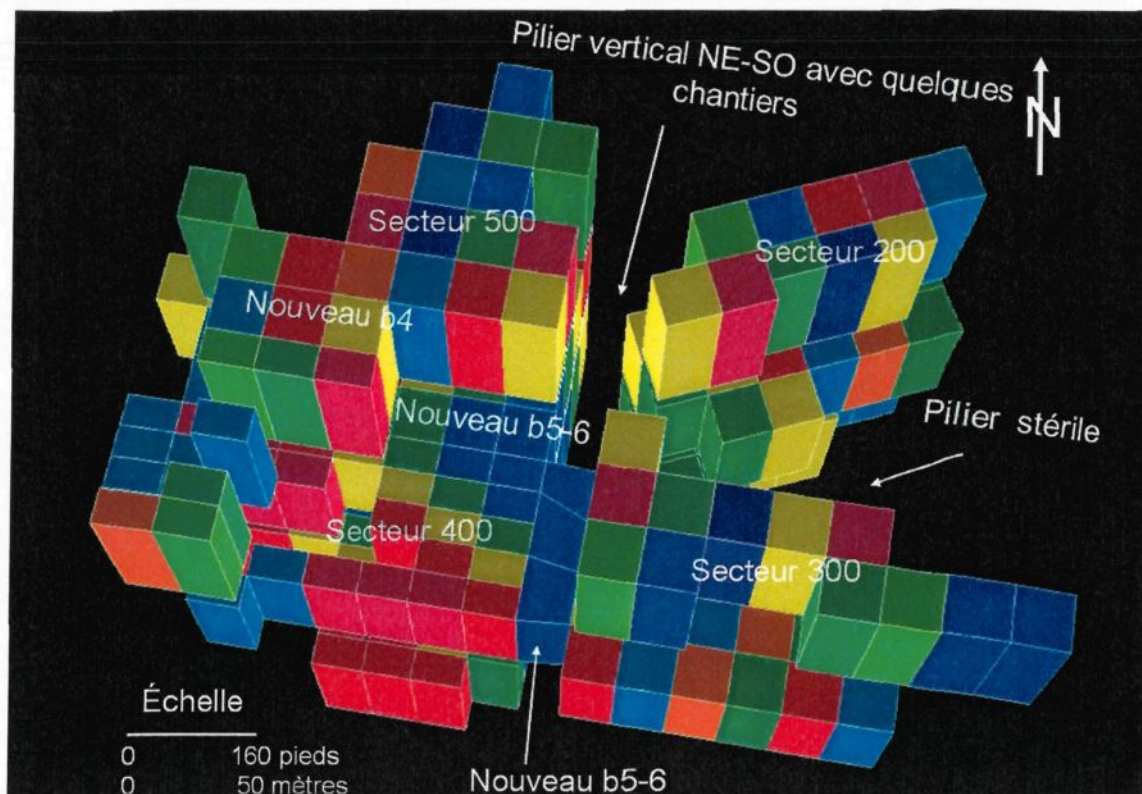


Figure 85: Absence de pilier vertical entre les secteurs 400 et 500 et pilier NE-SO avec quelques chantiers

Pour le reste de l'étude le scénario de la figure 85 sera utilisé. Toutefois, il est peu probable qu'il y ait des ouvertures dans le pilier vertical entre les secteurs 300 et 400 pour des raisons de rentabilité et de production. En effet, l'information disponible à partir des forages donne des teneurs plus faibles pour ces ouvertures : laisser ce pilier vertical intact permettrait de démarrer les activités de minage simultanément dans les secteurs 300 et 400 puisqu'ils seraient indépendants l'un de l'autre. Lors de la modélisation des ouvertures, le premier choix était de considérer des chantiers de 80 pieds de largeur. Donc, chaque étape de minage crée une ouverture de 80 pieds de largeur, par 80 pieds (24 mètres) ou 50 pieds (15 mètres) selon qu'elle se trouve dans la carbonatite ou dans la syénite. Les résultats sont



les mêmes pour les ouvertures de 50 pieds de largeur (nouvelle approche choisie) sauf que les niveaux de contraintes plus élevés sont atteints plus rapidement avec des ouvertures plus larges, puisqu'un moins grand nombre d'étapes de minages seront nécessaires pour couvrir une même zone minéralisée.

### 8.2.3 Évaluation du niveau de contraintes au-dessus des ouvertures du bloc 4

Une simulation numérique de tous les secteurs de la mine avec le scénario des piliers verticaux entre les secteurs 200 à 500 de la figure 85 a été réalisée, afin d'évaluer les distributions de contraintes dans le pilier horizontal entre les blocs d'exploitation 3 et 4 lors de la progression de la séquence de minage. Comme le nombre d'étapes de minage est limité dans le logiciel *Map3D* (Mine Modelling Pty Ltd, 2005), la séquence est plus détaillée au quatrième bloc minier que pour les blocs 5 et 6. En effet, plusieurs chantiers sont minés simultanément dans les blocs inférieurs, en respectant le principe de la méthode de minage, mais un seul chantier à la fois est miné pour le quatrième bloc minier de façon à observer l'influence de chacune des ouvertures sur l'évolution des contraintes dans le pilier horizontal. Le but est de déceler les zones où le niveau des contraintes est anormalement élevé, au point où le pilier risque de se détériorer, et ainsi observer si le modèle semble bien reproduire le report des contraintes aux endroits désirés et les zones de relâchement de contraintes. Donc, un graphique montrant  $\sigma_1$  moyen en fonction de  $\sigma_3$  moyen 30 pieds (9 mètres) au-dessus de chaque ouverture a été réalisé.

La surface de calcul du niveau de contrainte a été positionnée à la mi-hauteur dans le pilier horizontal entre le toit des chantiers du bloc 4 et le plancher de ceux du bloc 3. Cette distance varie entre 75 et 90 pieds selon les secteurs. Cela s'explique par le fait que les galeries dans la mine ont une certaine pente ce qui rend difficile le positionnement de la surface de calcul. Cette élévation a été choisie puisque les résultats préliminaires (figures 90, 92 et 93) montrent que le pilier horizontal est endommagé au moins jusqu'à sa mi-épaisseur. La figure 86 montre un exemple d'un secteur du bloc 4 où chaque chantier est numéroté et son étape de minage est identifiée (nombre entre les parenthèses).

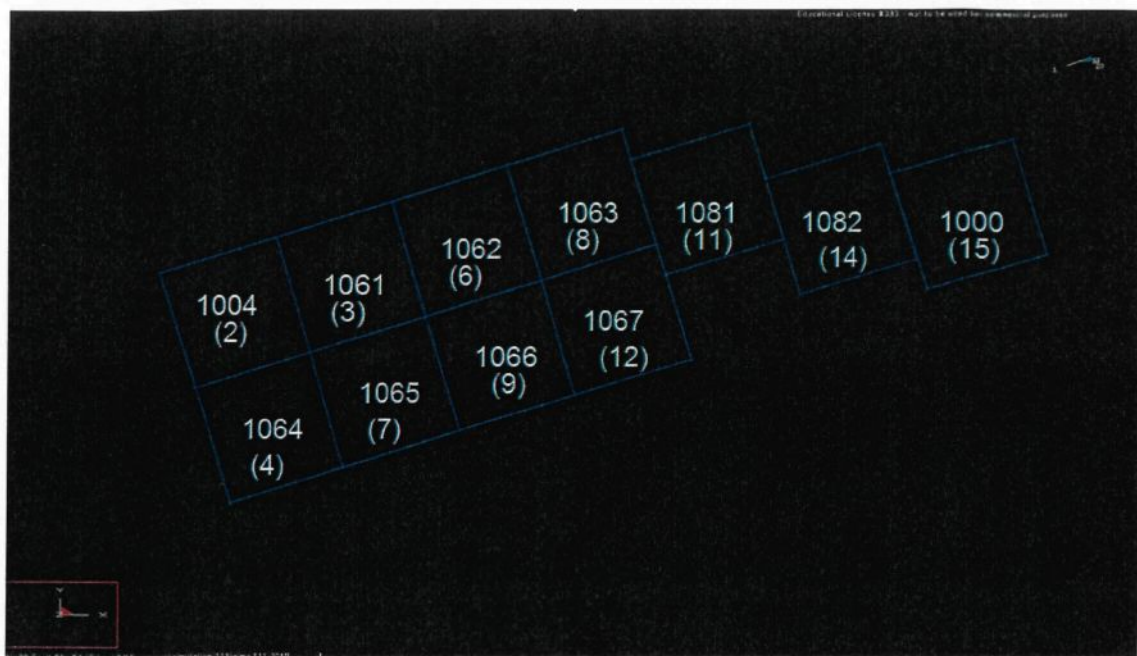


Figure 86: Exemple de numérotation et d'étape de minage de chacun des chantiers du bloc 4 d'un secteur donné

Les aspects suivants ont été observés sur les graphiques de  $\sigma_1$  vs  $\sigma_3$ . Tout d'abord, le niveau de contraintes initiales dans le pilier lorsqu'il n'y a pas encore d'ouverture créée au bloc 4, le niveau de contrainte dans le pilier au-dessus du prochain chantier à être miné, le niveau de contraintes au-dessus du chantier miné et l'évolution du champ de contraintes lorsque la séquence de minage continue. Sur les graphiques les critères d'endommagement de 20, 25 et 30 MPa sont tracés de façon à obtenir un ordre de grandeur des niveaux de contraintes mesurés. Enfin, une attention particulière sera portée au pilier sous les ouvertures du bloc 3.

#### 8.2.3.1 Secteur 100

Le secteur 100 est situé complètement au nord-est de la mine. La lentille minéralisée n'est pas épaisse comparativement aux autres secteurs (figure 87).

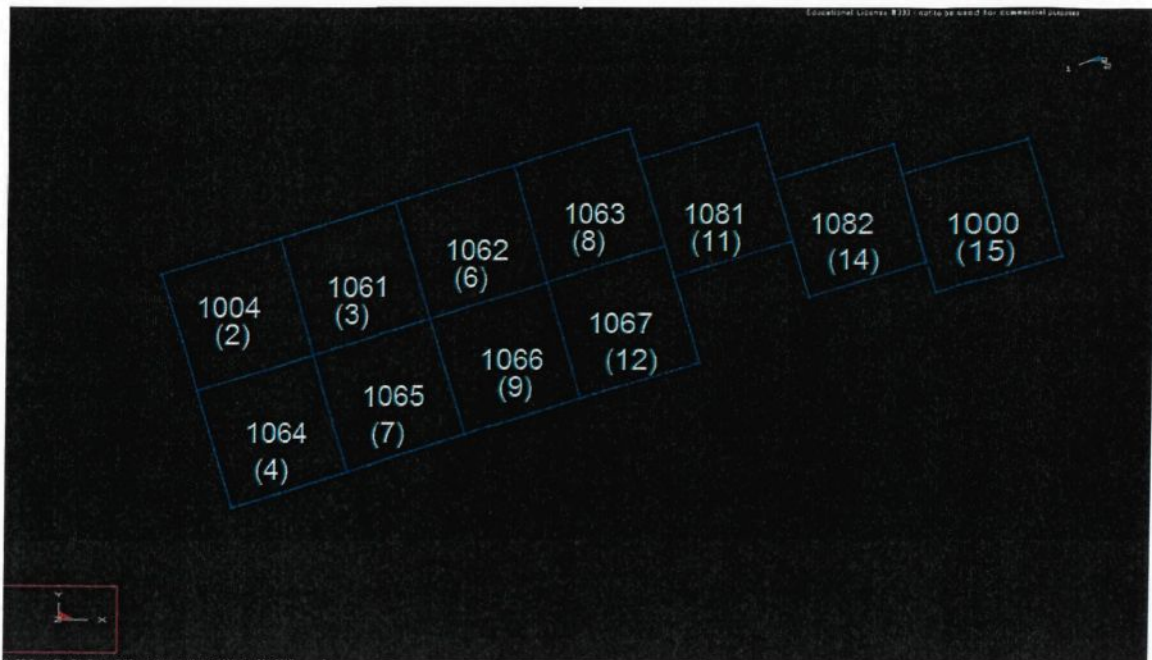


Figure 87: Numéro des ouvertures du secteur 100 avec leur étape de minage

En observant la séquence de minage et l'orientation des contraintes principales, on remarque que les chantiers situés dans la partie sud de ce secteur seront dans une zone de relâchement de contraintes, les chantiers au nord formant un écran par rapport au régime de contraintes dans le massif rocheux. Les graphiques des figures 88 et 89 le démontrent bien. Le premier montre la différence entre les sections du pilier au-dessus des chantiers 1062 et 1065. Le chantier 1062 est miné à l'étape 6 et le 1065 à l'étape 7. La section au-dessus du 1065 a perdu du confinement suite au minage de 1062. Le même phénomène se produit pour la section au-dessus des chantiers 1066 et 1063.

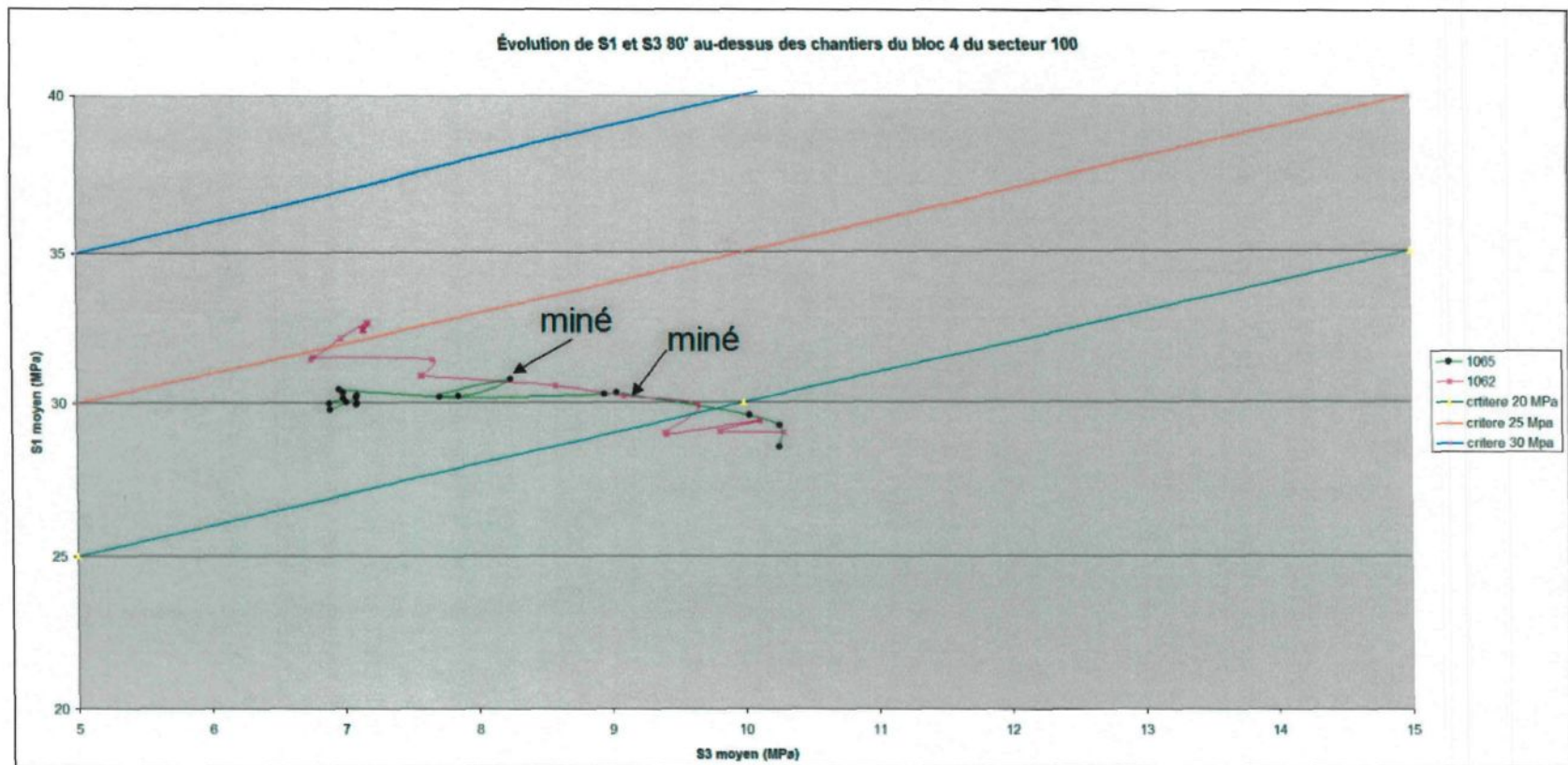


Figure 88: Évolution des contraintes au-dessus des ouvertures 1062 et 1065



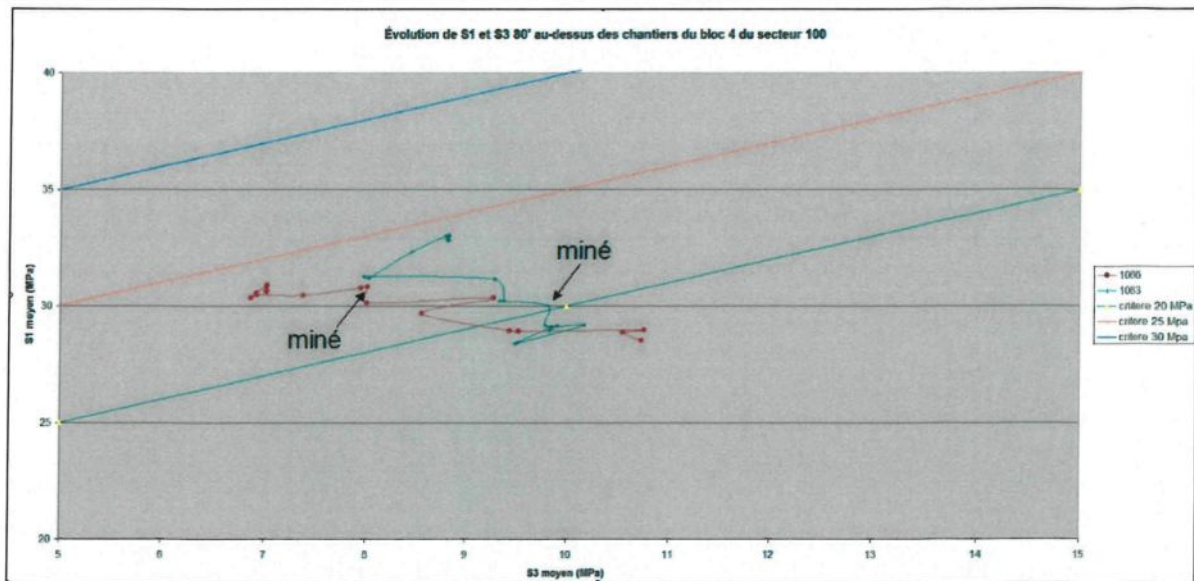


Figure 89: Évolution des contraintes au-dessus des ouvertures 1063 et 1066

Pour la section du pilier au-dessus des trois derniers chantiers de la séquence de ce secteur, la figure 90 montre une augmentation du niveau de contraintes dans le pilier. Ceci est normal puisque l'excavation progresse dans cette direction. De plus, il n'y a pas vraiment de perte de pression de confinement puisqu'aucune de ces ouvertures ne crée d'ombre à celle qui suit. Enfin, le degré d'endommagement du pilier devrait être contrôlé puisque le critère d'endommagement ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) ne dépasse pas 30 MPa.

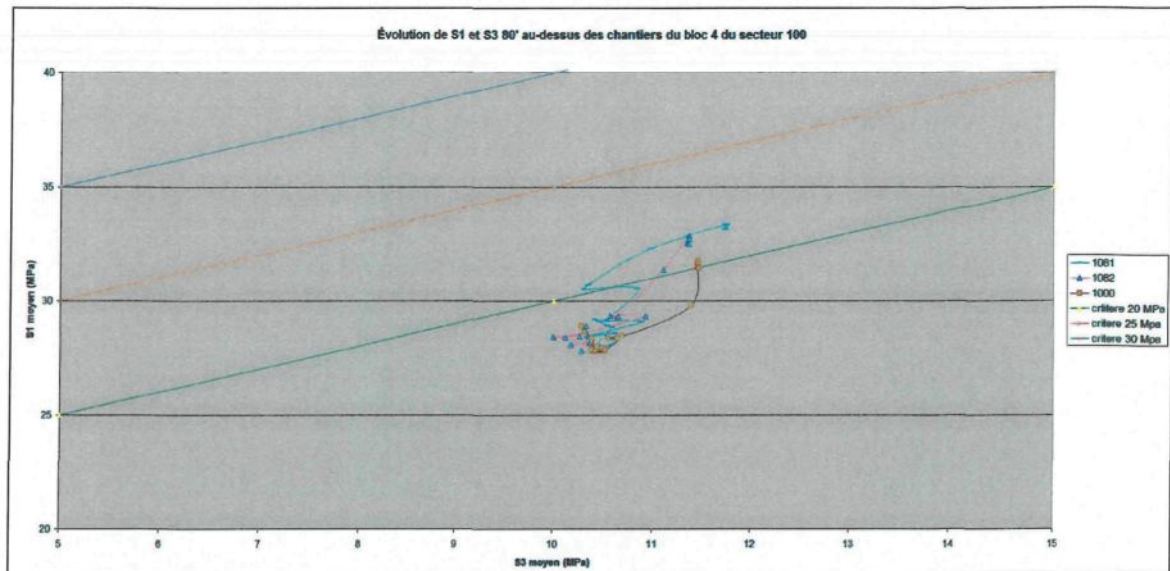


Figure 90: Évolution des contraintes au-dessus des ouvertures 1000, 1081 et 1082

#### 8.2.3.2 Secteur 200

Le secteur 200 est situé directement sous un secteur qui est très problématique au troisième bloc minier (chantier 14C-102-23 avec le gros effondrement de 116 pieds).

	1011 (8)	1030 (11)	1031 (14)	1032 (15)	1033 (16)
1013 (3)	1012 (5)	1010 (7)	1009 (10)	1006 (13)	

Figure 91: Numéro des ouvertures du secteur 200 avec leur étape de minage

L'analyse des contraintes dans le pilier au-dessus du secteur 200 montre que trois zones de concentration de contraintes différentes. Tout d'abord, la zone qui se situe au-dessus des chantiers 1011 à 1013 est soumise à une forte augmentation de contraintes et ce avant même que les premiers chantiers du bloc 4 ne soient minés (voir figure 92). L'influence des chantiers 14C-209-21 et 14C-102-23 n'est donc pas négligeable (chantier avec une géométrie complexe et un effondrement au toit de 116 pieds). Par la suite, on remarque que l'endommagement du pilier se poursuit et ce sur toute son épaisseur. Le danger est qu'un effondrement non contrôlé se produise et qu'il se propage jusqu'au chantier 14C-209-21 avant que le remblayage ne soit complété. Un autre facteur qui pourrait faciliter l'effondrement est la présence d'une zone de syénite bréchique dans ce secteur. C'est d'ailleurs un des facteurs qui a causé l'effondrement majeur au-dessus du chantier 14C-209-21. On pourrait donc envisager de laisser une épaisseur non dynamitée sous le niveau 1600 de façon à augmenter l'épaisseur du pilier horizontal localement ou de laisser un des trois chantiers en pilier vertical.



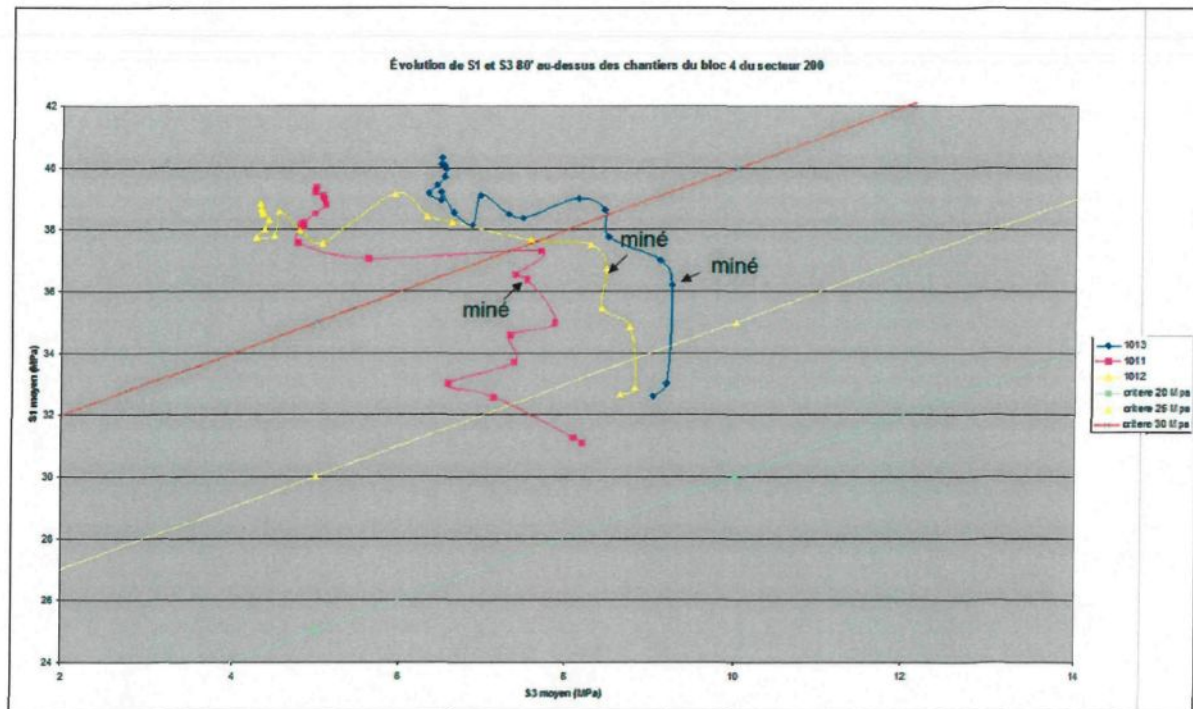


Figure 92: Évolution des contraintes au-dessus des ouvertures 1011, 1012 et 1013

La deuxième zone est celle au-dessus des chantiers 1010 et 1030 (figure 93). On remarque que le pilier est beaucoup plus endommagé au moment de miner ces ouvertures. Toutefois, en augmentant l'épaisseur du pilier horizontal au-dessus des chantiers 1011 à 1013, l'endommagement de ce secteur sera sans doute moins important. De plus, l'effet d'ombrage qu'il y avait dans le secteur 100 ne s'applique pas dans ce secteur puisque dans la séquence choisie les chantiers au sud sont minés en premier. Donc, dans ce secteur, le minage devrait se faire dans un massif dont l'état de contrainte est en compression.

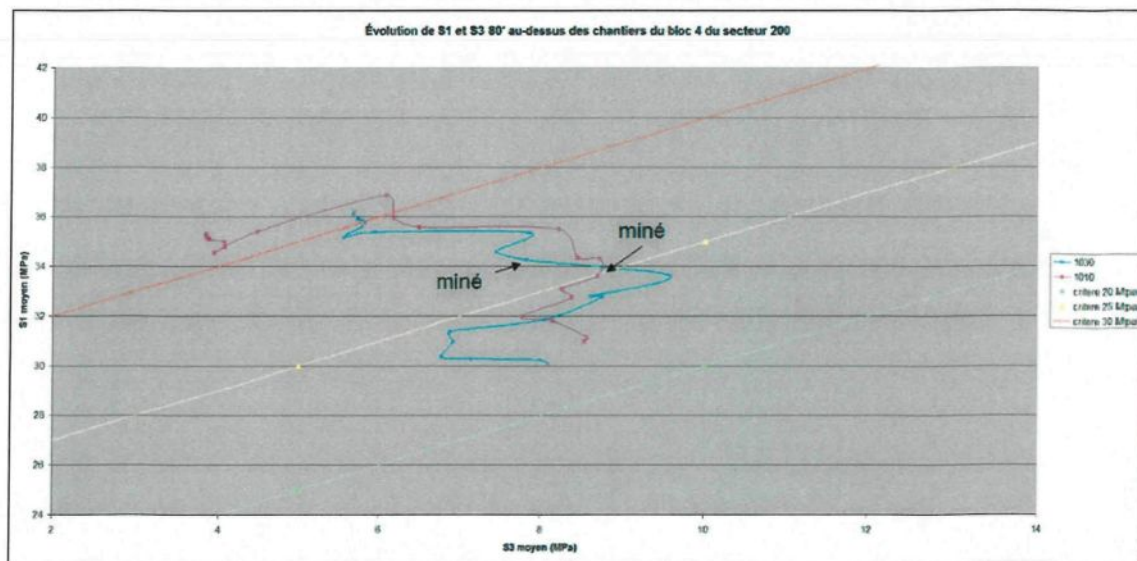


Figure 93: Évolution des contraintes au-dessus des ouvertures 1010 et 1030

Le graphique de la figure 94 représente le cheminement des contraintes au-dessus des premières ouvertures du secteur 200 au bloc 4. Dans cette simulation moins détaillée, les chantiers 1011, 1012 et 1013 n'ont pas été minés. Le but étant de vérifier l'effet sur le niveau de contrainte dans le pilier en-dessous d'une zone fortement exploitée. L'effet de ce nouveau pilier vertical est non négligeable. On remarque que l'augmentation de la contrainte principale et la perte de pression de confinement sont beaucoup moins élevées au-dessus des piliers 1011 à 1013 que lorsque ces zones sont minés (comparaison entre figures 92 et 94). De plus, la même conclusion peut être faite pour les chantiers 1010 et 1030 (figures 93 et 94).

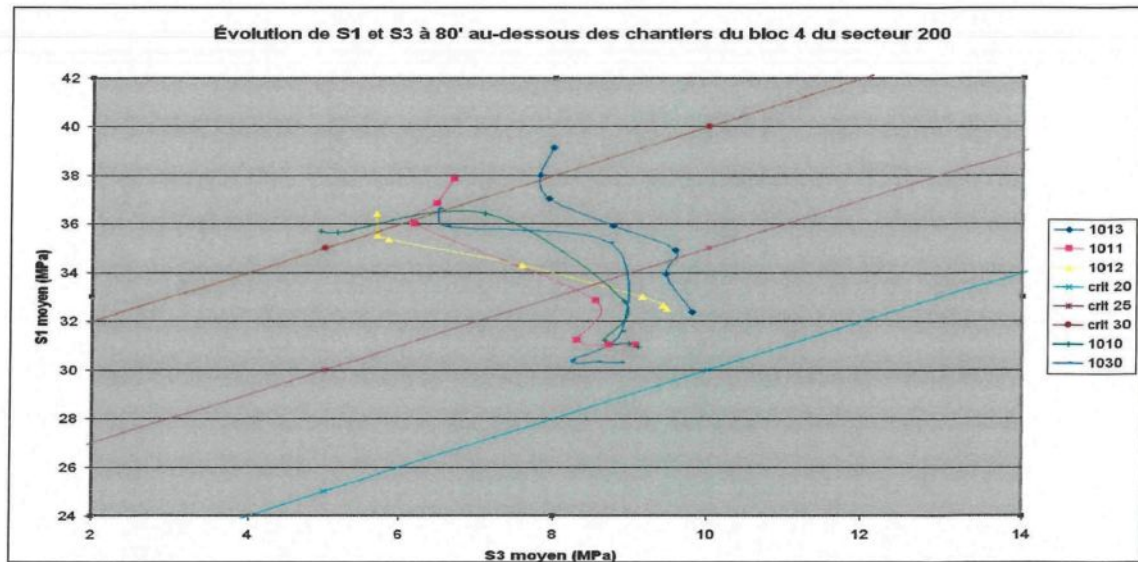


Figure 94: Évolution des contraintes au-dessus des ouvertures 1013, 1012, 1011, 1010 et 1030

Enfin, pour les cinq chantiers restant dans cette zone le graphique de la figure 95 montre que l'endommagement dans le pilier sera encore moins important qu'au-dessus des chantiers 1010 et 1030 : cela est sans doute en lien avec le fait qu'il n'y a aucun chantier dans ce secteur au bloc 3. Donc, l'influence du troisième bloc minier est importante sur l'évolution du niveau des contraintes dans le pilier entre les blocs 3 et 4.



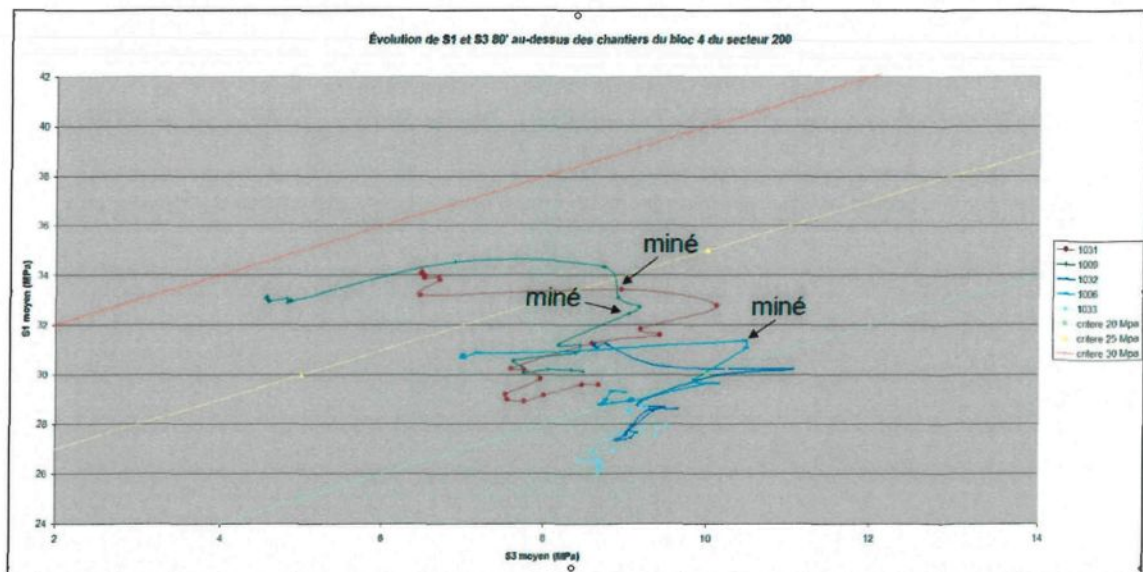


Figure 95: Évolution des contraintes au-dessus des ouvertures 1006, 1009, 1031, 1032 et 1033

### 8.2.3.3 Secteur 300

Le secteur 300 est un des moins problématiques puisqu'il est isolé des autres secteurs, qu'il n'est pas très large et qu'il n'y a qu'un seul petit chantier (14C-208-23) au bloc 3 (figure 96).

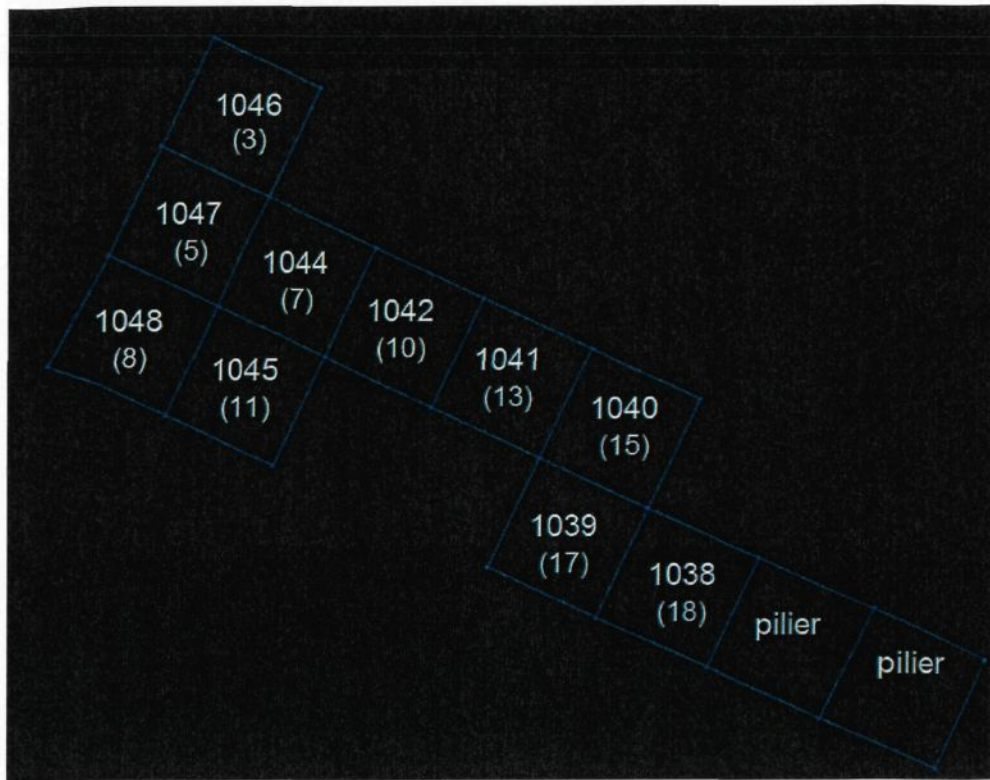


Figure 96: Numéro des ouvertures du secteur 300 avec leur étape de minage

La perte de contrainte de confinement dans le pilier sera beaucoup moins importante qu'au-dessus des autres secteurs,  $\sigma_3$  étant toujours aux alentours de 8 à 11 MPa (voir cheminement des contraintes à travers cette section du pilier horizontal, figures 97 à 99). De plus, sur les trois graphiques, on remarque que plus la séquence de minage avance vers l'est, plus le pilier emmagasine les accroissements de contraintes. Donc, la forme pyramidale de la séquence de minage permet de diriger les contraintes dans le pilier au-dessus des futures excavations et à l'est de ce secteur. Enfin, le pilier sera endommagé, mais comme il n'y a qu'une ouverture au bloc 3 cela est moins problématique pour la stabilité à long terme de la mine.

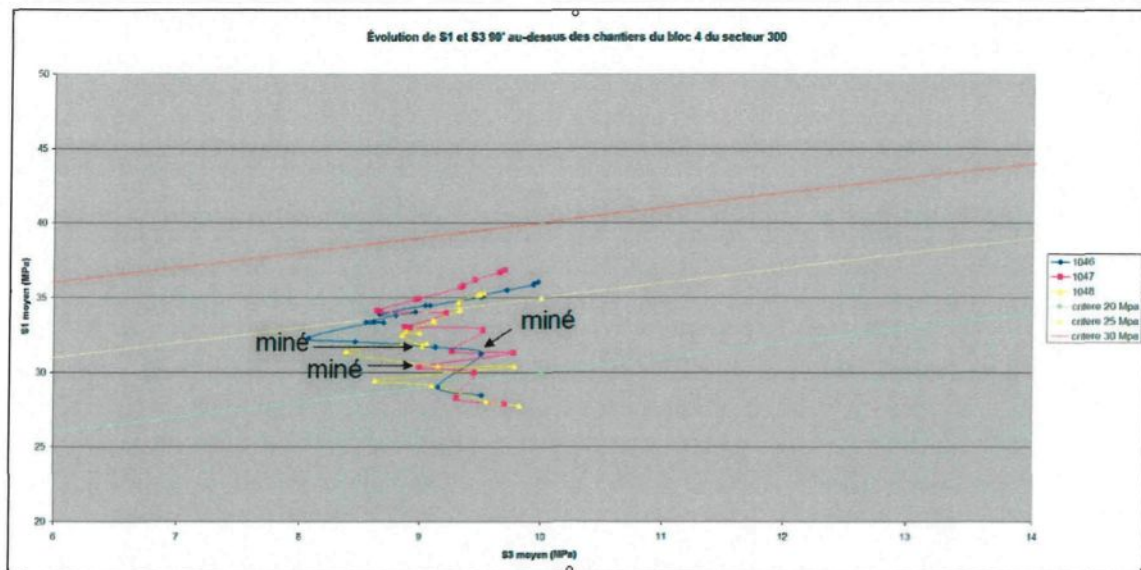


Figure 97: Évolution des contraintes au-dessus des ouvertures 1046, 1047 et 1048

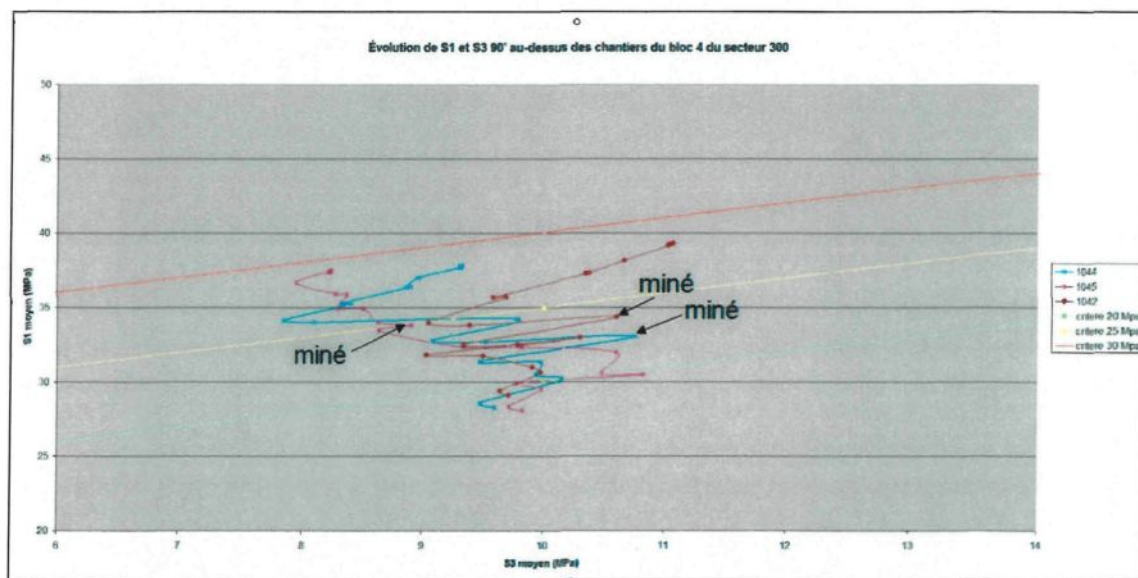


Figure 98: Évolution des contraintes au-dessus des ouvertures 1042, 1044 et 1045



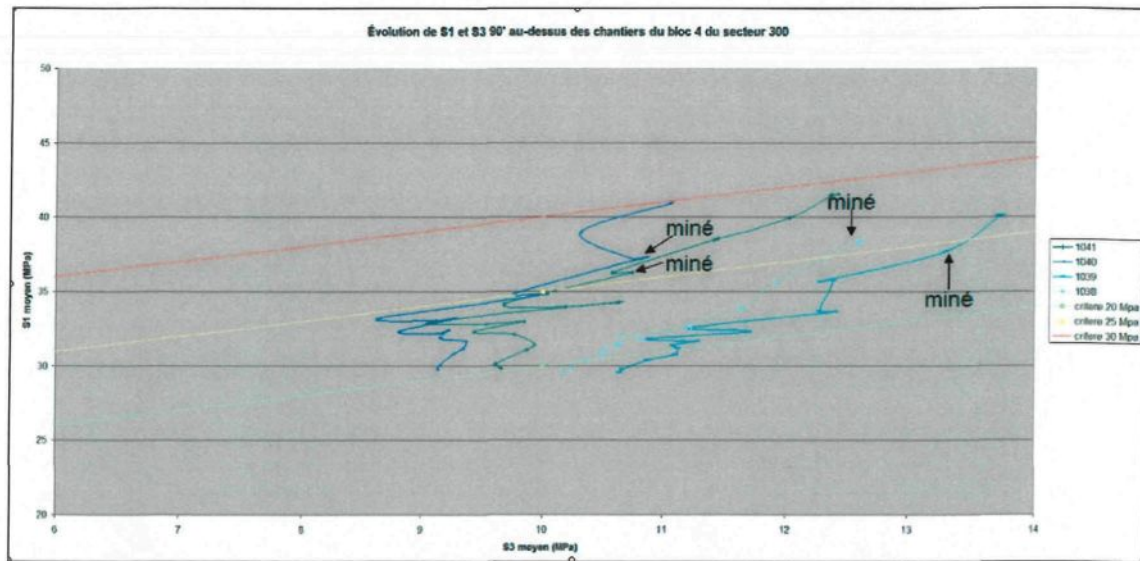


Figure 99: Évolution des contraintes au-dessus des ouvertures 1038 à 1041

#### 8.2.3.4 Secteur 400 et 500

Les secteurs 400 et 500 ont été regroupés, puisqu'il n'y a plus de pilier à l'endroit des chantiers 3030 à 3032 (figure 100) comme c'était le cas dans le design initial. Les premiers chantiers seront minés à partir du centre (milieu des secteurs 400 et 500).

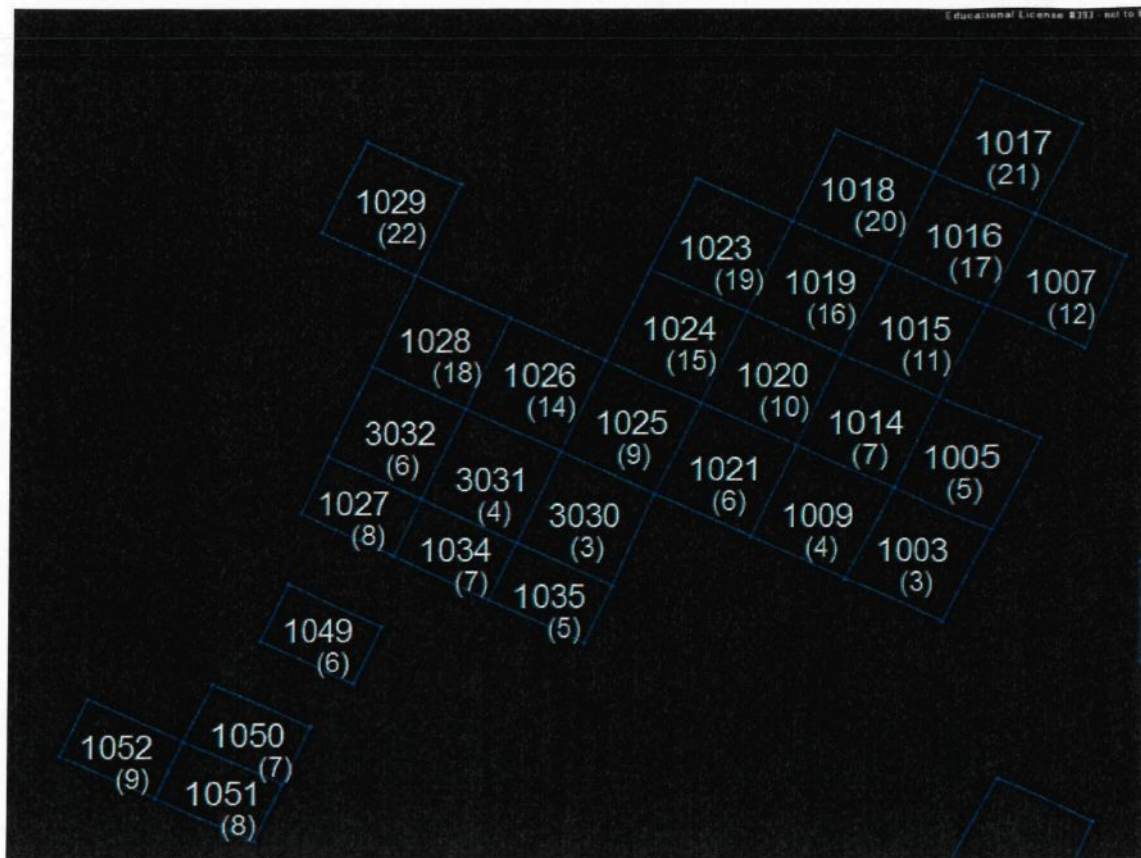


Figure 100: Numéro des ouvertures des secteurs 400 et 500 avec leurs étapes de minage

Une fois les premiers chantiers des blocs 6 et 5 minés, il sera alors possible d'excaver plusieurs chantiers et ce dans les trois secteurs connexes des blocs 5 et 6, soit le 300, le 400 et le 500 comme le montre le schéma de la figure 101.



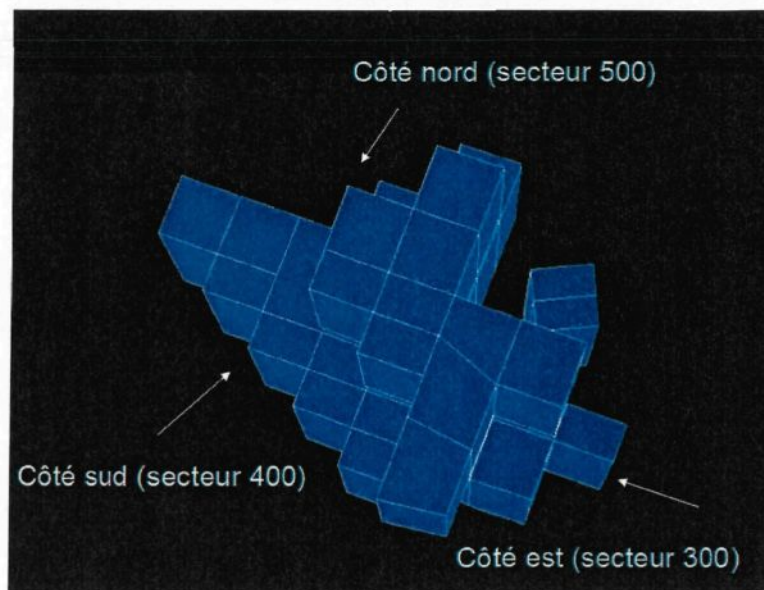


Figure 101: Début de la séquence pyramidale des secteurs 300, 400 et 500

L'analyse du cheminement des contraintes montre que les sections du pilier horizontal à l'extrémité est, soit au-dessus des chantiers 1003, 1005 et 1007 réagissent de la même façon (voir figure 102). Cette section du pilier est soumise à un niveau de contrainte relativement élevé, puisqu'elle est en bordure d'un pilier vertical qui est en compression au fur et à mesure que la séquence progresse. Effectivement, en plus de la contrainte principale qui favorise sa compression, le choix de la méthode de minage fait en sorte que les contraintes sont repoussées vers ce pilier. De plus, il n'y a pas beaucoup de perte de contrainte de confinement.

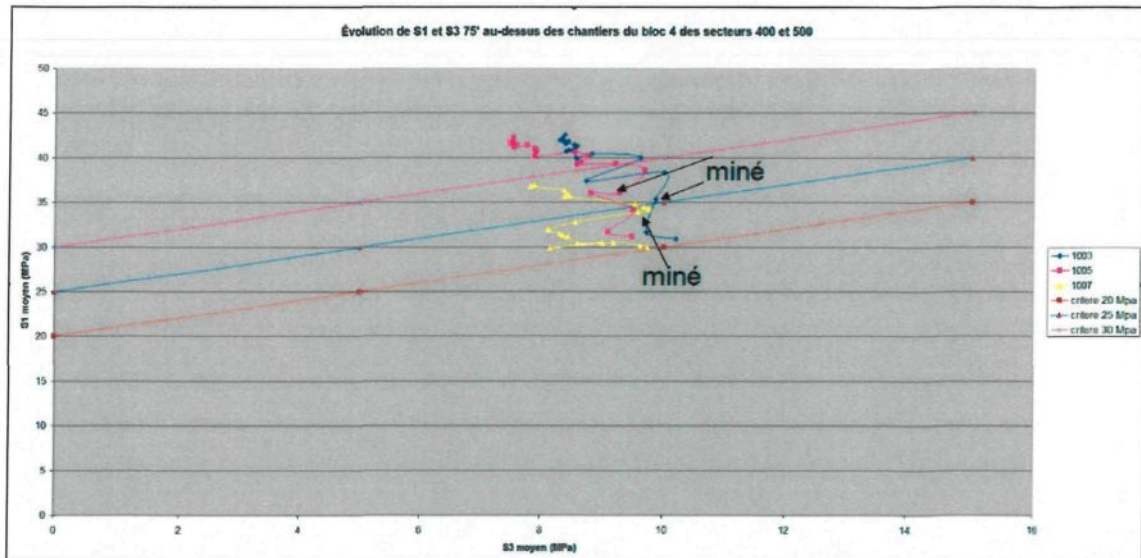


Figure 102: Évolution des contraintes au-dessus des ouvertures 1003, 1005 et 1007  
(bordure du pilier nord-sud)

Ensuite il est intéressant d'analyser ce qui se passe en début de séquence. Dans la simulation il y a deux séquences qui se déroulent simultanément au bloc 4 (voir figure 102 et 103). Les figures 102 à 104 montrent l'évolution des contraintes dans le pilier au-dessus des neuf chantiers.

#### Observations :

- 1) Le niveau de contraintes initiales dans le pilier est assez élevé et ce même s'il n'y a pas d'ouverture créée au bloc 4, conséquence des ouvertures au bloc 3 ;
- 2) Lorsque les chantiers 3030 et 3031 sont minés les contraintes dans le pilier augmentent (le pilier devrait être plus endommagé en observant les points par rapport aux critères d'endommagement) ;

- 3) Pour le chantier 1035 la contrainte principale augmente, mais il y a une zone d'ombre créée par les chantiers 3030 et 3031 ce qui réduit le confinement plus tôt dans la séquence au-dessus de cette ouverture comparativement à la section du pilier au-dessus des chantiers 3030 et 3031 ;
- 4) La diminution de contrainte de confinement dans la section du pilier au-dessus des chantiers 3030 et 3031 se produit lorsque les chantiers au sud (1035 et 1034 respectivement) sont minés ;

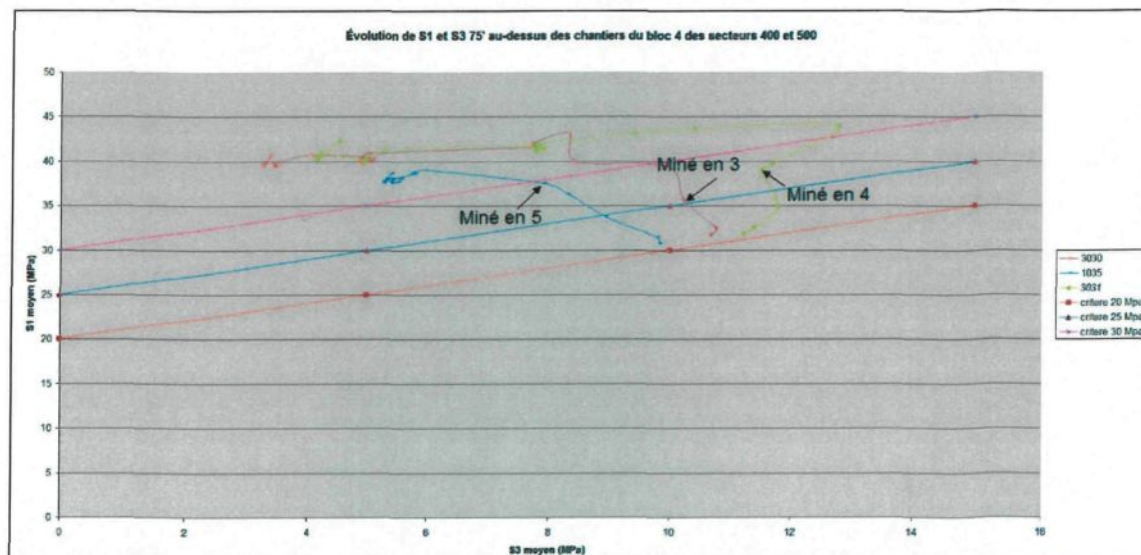


Figure 103: Évolution des contraintes au-dessus des ouvertures 1035, 3030 et 3031

- 5) La simulation prédit le report des contraintes en aval de la séquence de minage (voir le cheminement des contraintes au dessus du chantier 3032, figure 104). En effet, le niveau des contraintes dans cette partie du pilier ne cesse d'augmenter jusqu'à ce que le chantier 3032 soit miné ;



- 6) Il y a une perte de contrainte de confinement très tôt dans la séquence au-dessus des chantiers 1034 et 1027. Ceci est normal puisque les chantiers qui sont au nord de ces derniers font dévier le champ de contraintes présent dans le massif et créent une zone de relâchement.

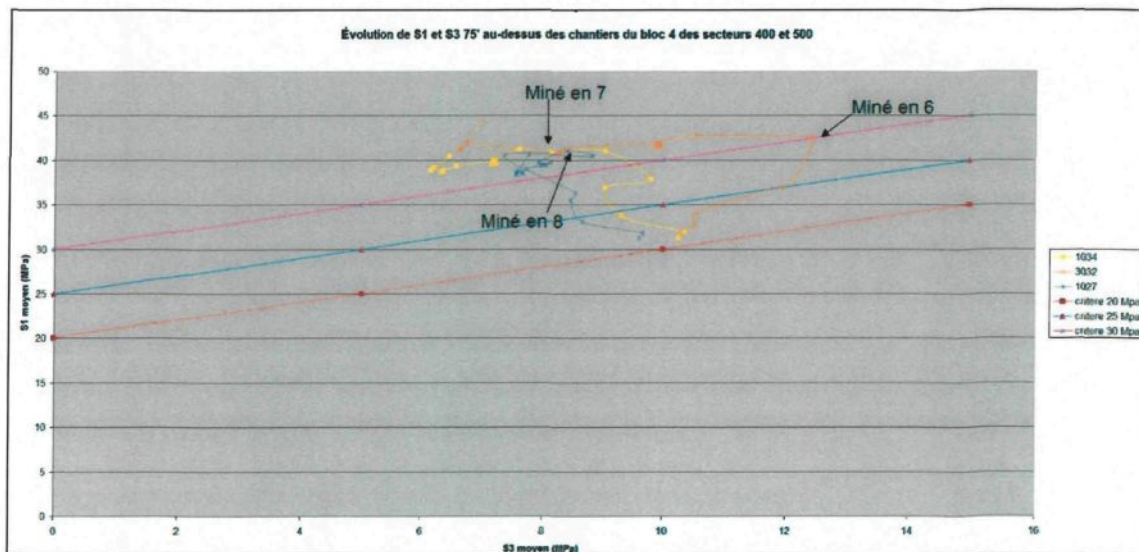


Figure 104: Évolution des contraintes au-dessus des ouvertures 1027, 1034 et 3032

Le secteur 500 devrait être le secteur qui aura le plus gros impact sur la stabilité du pilier horizontal puisqu'il est celui de plus grande dimension et qu'il se situe sous un des secteurs de la mine comptant le plus grand nombre de chantiers. La séquence de minage commence au sud-est avec le chantier 1003.

- 1) L'excavation des trois premiers chantiers (figure 105) ne fait qu'augmenter le niveau de contrainte dans le pilier. La section du pilier au-dessus des chantiers 1003 et 1005, qui est située juste à l'ouest du pilier vertical qui sépare ce secteur du

secteur 200, accumule beaucoup de contraintes et le relâchement est très faible. Ce pilier vertical sera très sollicité en compression (déjà démontré par d'autres simulations) ;

- 2) La partie du pilier au-dessus du chantier 1009 sera très affectée par l'excavation du chantier 1021 à l'étape 6. À partir de cette étape, le pilier sera endommagé sur presque toute sa hauteur en plus de subir une perte de confinement ; d'où l'importance de remplir le chantier au complet sans laisser de vide pour éviter l'effondrement d'une partie du pilier fracturé.

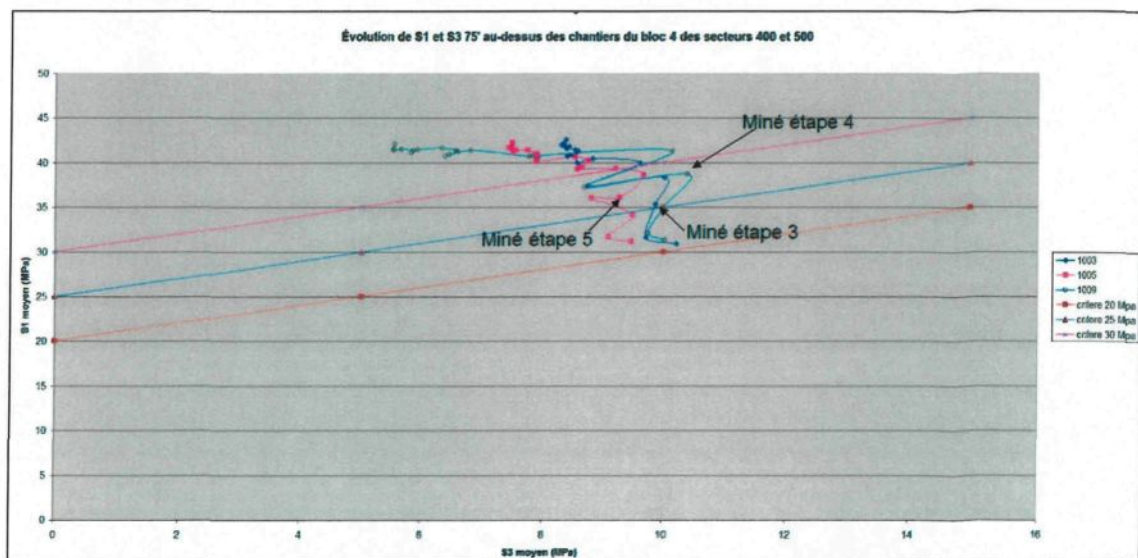


Figure 105: Évolution des contraintes au-dessus des ouvertures 1003, 1005 et 1009

La figure 106 montre ce qui se passe dans le pilier lorsque la séquence de minage a progressé (beaucoup de chantiers ont été minés dans une étape au bloc 4). Il s'agit de la section au-dessus des chantiers 1025, 1020, 1015 et 1007 qui sont minés aux étapes 9 à 12 respectivement.

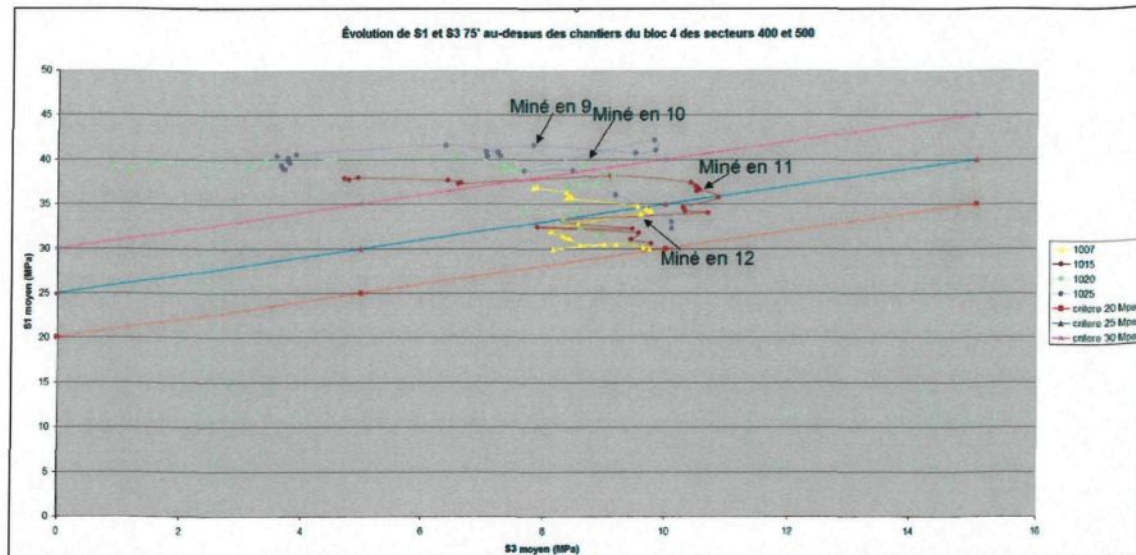


Figure 106: Évolution des contraintes au-dessus des ouvertures 1007, 1015, 1020 et 1025

- 1) On remarque que le pilier au-dessus du chantier 1025 a subi une augmentation de contraintes lors des premières étapes de minages due à l'excavation des ouvertures 3030 à 3031. Par la suite il y a eu une perte de confinement ;
- 2) Les portions du pilier au-dessus des trois autres chantiers accumulent les contraintes (niveau d'endommagement augmente) jusqu'à ce que ces chantiers soient minés. Par la suite il y a une perte de confinement ;
- 3) La portion du pilier au-dessus du chantier 1007 accumule les contraintes comme dans le cas des sections du pilier au-dessus des chantiers 1003 et 1005 et ce pour les mêmes raisons qui ont été mentionnées.



La figure 107 montre l'évolution des contraintes au-dessus des derniers chantiers de ce secteur soit 1028, 1023, 1018, 1017 et 1029.

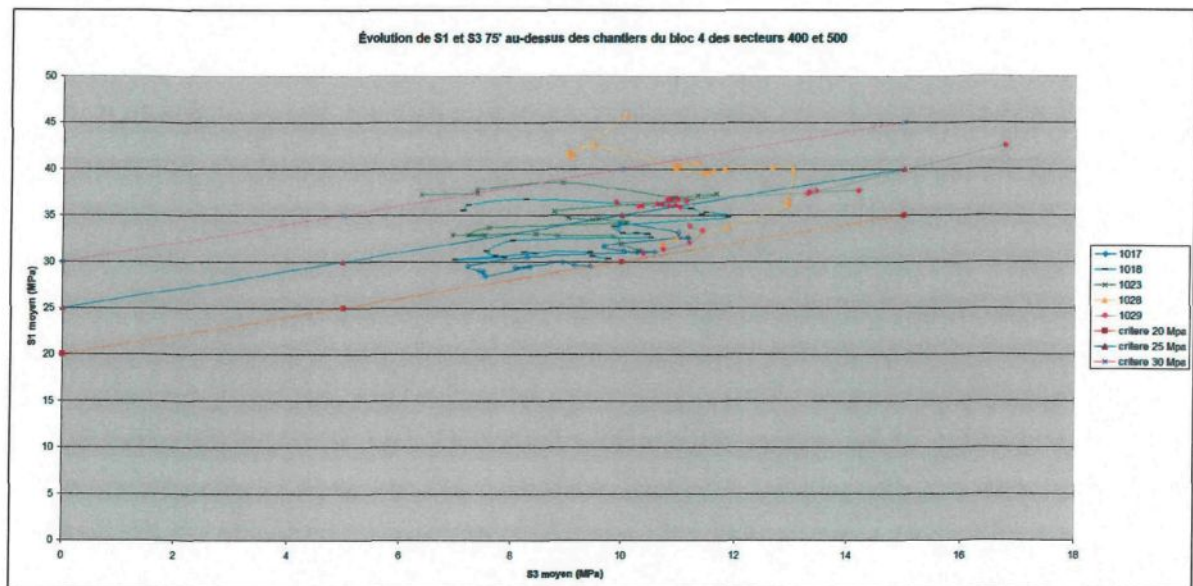


Figure 107: Évolution des contraintes au-dessus des ouvertures 1017, 1018, 1023, 1028 et 1029

En observant la section du pilier au-dessus des chantiers à l'extrémité ouest du secteur 500, on remarque que ce pilier devrait être moins endommagé à l'endroit de cette section qu'en son centre. De plus, la perte de confinement est moins importante dans cette section du pilier. Cela en raison de la diminution du nombre d'excavations au bloc 3 puisqu'il s'agit de la fin de la zone minéralisée.

#### 8.2.3.5 Secteurs 000 et 600

Les variations de contraintes au-dessus des ouvertures des secteurs 000 et 600 n'ont pas été étudiées en détail comme ce fut le cas des autres secteurs. Pour le secteur 600, la principale raison est que l'information quant à la position et le nombre de chantiers est très limitée puisque très peu de forages ont atteint cette zone. Pour ce qui est du secteur 000, il se peut que des chantiers soient minés de la façon traditionnelle en raison des délais causés par la nouvelle méthode de minage et l'urgence d'obtenir du minerai pour combler la diminution des réserves des blocs 1 à 3 en raison de l'augmentation de la production. Donc selon les décisions qui seront prises, ce secteur devra faire l'objet d'une étude plus approfondie. Toutefois, si la méthode de minage primaire est respectée l'exercice sera le même que pour les autres secteurs.

### 8.3 Évaluation des modes de rupture dans le pilier horizontal entre les blocs 3 et 4

Le fait de remblayer les chantiers va permettre de limiter les effondrements du pilier horizontal à condition que le chantier soit rempli dans un bref délai suivant le soutirage et que le remblai soit bien tassé au toit du chantier i.e. : à la base du pilier horizontal. De cette façon, les effondrements dans le pilier seront impossibles. Le massif rocheux sera fracturé et endommagé, mais la roche endommagée ne pourra pas bouger. Le seul moment où un



effondrement important pourrait survenir est lorsqu'un chantier est en phase de soutirage ou qu'il est en remblayage. L'effondrement pourrait être causé par la fracturation et/ou par les contraintes puisqu'au fur et à mesure que la séquence progresse dans les secteurs le niveau de contraintes augmente ce qui endommage le massif rocheux en y créant des zones de ruptures.

Lors de la cartographie du troisième bloc minier des familles de fractures sub-verticales et sub-horizontales ont été identifiées. Les risques d'effondrements reliés aux fractures sont toutefois les mêmes que pour les chantiers des blocs inférieurs, sauf que les instabilités structurales seront de plus faibles dimensions, comme le démontre la section 6.1, car les surfaces exposées sont elles-mêmes de plus faibles dimensions. Toutefois, la présence de joints aléatoires est toujours un facteur non négligeable qui pourrait rendre instable une partie du pilier. De plus, comme la séquence de minage se dirige vers le pilier horizontal entre les blocs 3 et 4, une accumulation de contrainte est à prévoir dans ce pilier. Cela aura comme conséquence d'endommager le massif rocheux, de briser les ponts rocheux entre les fractures et de prolonger les fractures existantes, ce qui accentue le risque de créer une masse rocheuse instable plus grande que prévu, puisqu'il y a une perte de cohésion dans le massif. Donc, même si les galeries de forage des chantiers du quatrième bloc minier ne seront pas réutilisées pour le soutirage, il est primordial d'assurer leur stabilité avec un support adéquat dans le but de préserver l'intégrité du pilier horizontal.

L'effet de bouchon (voir figure 108) est un mode d'effondrement qui aurait pu se produire si la méthode de minage traditionnelle avait été conservée (chantier ouvert) et que deux grands chantiers étaient alignés l'un au-dessus de l'autre.

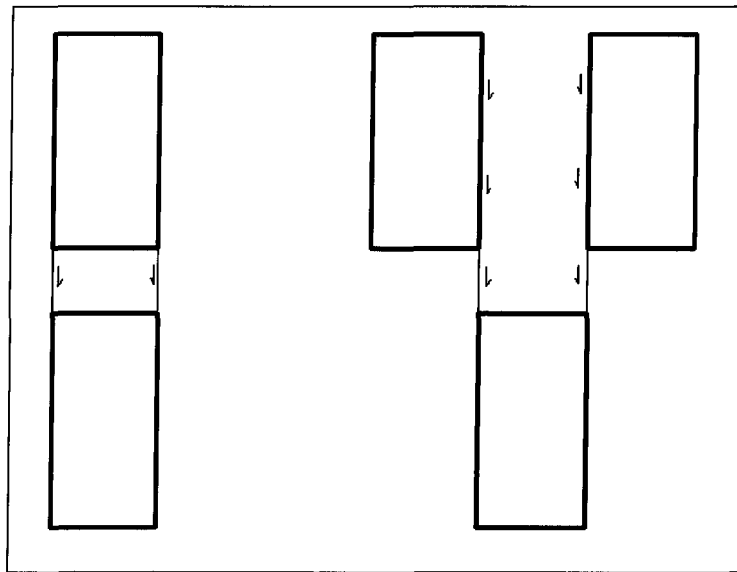


Figure 108: Instabilité par effet bouchon

Ces cas ont été étudiés avec le logiciel *CPillar* (Rock Engineering Group, 2007) commercialisé par la compagnie Rocscience. Différent scénarios ont été modélisés avec des massifs rocheux de différentes qualités et différents niveaux de contraintes. Des valeurs du rapport  $\sigma_H/\sigma_V$  allant de 2 à 0,5 ont été considérés, puisqu'il a été démontré que suite au minage, le régime de contraintes dans le massif rocheux varie (Kaiser et al. 2001). La dimension du pilier a été fixée à 15x25x46 mètres ce qui représente la dimension du pilier horizontal qui a le potentiel de glisser (bouchon) dans le chantier en exploitation. Dans tous

les scénarios simulés avec des chantiers de 50x80x300 pieds (15x25x92), le pilier ne s'est jamais avéré instable.

Enfin, l'extension en dôme qui se produit au-dessus des chantiers du bloc 3 pourrait se produire au toit des chantiers des blocs 4 à 6. Les causes potentielles sont la forte accumulation de contraintes ainsi que la présence de joints et/ou de contacts entre des fragments de syénites altérés et la carbonatite comme décrit au chapitre 5. Cette extension pourrait se produire et ce en dépit du fait que la taille des ouvertures ait été réduite de façon non négligeable et que du support soit prévu pour soutenir les toits. Si cela se produisait, il serait important de bien remblayer jusqu'au toit, donc de remblayer ce dôme. Pour ce faire il sera toujours possible de forer un trou à partir du niveau 1450 pour remblayer les chantiers du bloc 4.

#### 8.4 Analyse de stabilité du pilier de niveau et mesures correctives pour les instabilités

L'analyse de stabilité des chantiers et du pilier a démontré que les niveaux de contraintes attendues nécessitent un support artificiel. La section 7.3 montre une solution pour soutenir les toits des ouvertures. L'installation de câbles au toit des chantiers du bloc 4 devrait permettre d'éviter les effondrements du pilier. L'analyse du niveau de contraintes dans le pilier de la section 8.1 démontre qu'à certains endroits, notamment là où la concentration de chantiers au troisième bloc est importante, les contraintes devraient être

beaucoup plus élevées même en début de séquence. Donc, il serait justifiable de laisser certains chantiers en place à des endroits stratégiques ou de laisser un collet à ces chantiers. D'autres simulations devront être réalisées à ces endroits en plus des rétro-analyses de stabilité des premiers chantiers.

Une campagne d'instrumentation sera nécessaire. Des câbles instrumentés permettront de soutenir le toit des chantiers en plus de recueillir de l'information sur le comportement du massif rocheux. Des extensomètres seront installés dans le pilier horizontal à des endroits stratégiques en particulier sous les zones où de nombreuses ouvertures sont présentes au troisième bloc minier. Cela permettra de suivre la fracturation et les déplacements du massif rocheux et de vérifier si le critère d'endommagement est toujours valide. Il sera alors possible d'ajouter du support supplémentaire au toit des chantiers aux endroits où le massif risquera d'être plus endommagé. Enfin, des cellules servant à enregistrer les variations de contraintes seront installées à des endroits critiques pour valider les variations obtenues avec les simulations numériques.

Le pilier entre les blocs 3 et 4 sera soumis à un très haut niveau de contraintes. L'épaisseur de 46 mètres (150 pieds) ne permettra pas d'isoler le bloc 3 des autres blocs plus profonds. Au-dessus des secteurs 000 à 600, on peut conclure que le pilier sera endommagé sur toute son épaisseur. Les piliers verticaux assurent une base solide au pilier horizontal. L'ajout de forage de définition permettra de mieux définir chacun des secteurs ce qui permettra d'optimiser l'emplacement des piliers verticaux. Les simulations de

l'évolution des contraintes en suivant une séquence de minage primaire-primaire montre que les contraintes sont constamment repoussées vers le massif intact ce qui limitera les risques pour les travailleurs. Toutefois, il sera très important de continuer l'instrumentation du pilier horizontal pour corréler l'information des simulations numériques avec le comportement réel du massif rocheux.

## CHAPITRE 9

### DISCUSSION ET CONCLUSIONS

Une cartographie structurale a été menée dans plusieurs des galeries de différents secteurs des niveaux 1150 et 1450. La campagne de l'été 2000 était surtout concentrée dans la zone sud puisque les galeries de la zone nord n'étaient pas encore développées. L'ajout des traverses de la campagne de 2005 a permis de définir deux domaines où la fracturation est différente. Les deux zones montrent des familles avec des orientations différentes soit nord-sud pour la zone nord et est-ouest pour la zone sud, mais les caractéristiques des joints demeurent sensiblement les mêmes. Pour les futurs blocs d'exploitation il est impératif de continuer de faire de la cartographie structurale au fur et à mesure de la réalisation du développement. De cette façon, il sera possible de vérifier s'il y a un changement dans les orientations des fractures et/ou dans la densité de celles-ci, en plus de cibler les zones à fragments de syénite, dont la présence est l'une des causes très importantes dans les instabilités structurales. L'analyse structurale réalisée repose sur l'hypothèse que la fracturation dans les blocs de l'expansion est la même que celle du troisième bloc minier. Cette hypothèse devra être vérifiée, puisque la comparaison des résultats des campagnes de cartographie des blocs 1 et 2 avec celles du bloc 3 montre des différences dans les familles identifiées. En effet, la famille sub-horizontale a changé de direction dans les différents

blocs miniers. La famille NE-SO est présente dans les deux premiers blocs miniers et elle a légèrement changé de direction dans le troisième bloc pour devenir plus ENE-OSO. Pour le bloc 3 une nouvelle famille est apparue dans les deux zones soit une N-S sub-verticale pour la zone nord et une NO-SE sub-verticale pour la zone sud. Thivierge et al. (1983) ont proposé un modèle structural basé sur le refroidissement de la carbonatite pour expliquer la présence des joints sub-horizontaux et sub-verticaux. Toutefois, il ne faut pas oublier que 50% des joints restent aléatoires. Enfin, pour les blocs 4 à 6 l'objectif est de cartographier l'ensemble des niveaux. Des observations pourront être faites dans le but d'associer les discontinuités à un type de lithologie, des zones de transition entre deux lithologies, de la position géographique dans le gisement, etc.

Les résultats des essais géomécaniques sont très concluants. En effet, pour les mêmes lithologies les valeurs obtenues sont comparables à celles des diverses campagnes. Le seul point négatif est qu'il fut impossible d'obtenir des valeurs pour les essais de déformation. Jusqu'à présent, ces valeurs semblent plutôt élevées ( $E = 70 \text{ GPa}$  et  $\nu = 0,29$ ) relativement aux valeurs obtenues ailleurs sur d'autres types de roche comparables.

Les deux campagnes de mesures de contraintes *in situ* ont permis de déterminer le champ de contraintes naturelles dans le massif rocheux de la mine Niobec. La méthode de surcarottage qui fut employée dans les deux études a donné des résultats qui, de façon générale, concordent avec ceux obtenus ailleurs dans le Bouclier canadien. Tel que discuté dans le chapitre 5, les résultats de certains essais ont dû être rejetés en raison d'erreurs dans

les manipulations lors de l'essai ou parce que le champ de contraintes naturelles du massif rocheux était perturbé par des excavations situées trop près de l'essai. Des mesures furent réalisées jusqu'à une profondeur de 1450 pieds (442 mètres). Les résultats donnent un rapport  $\sigma_1/\sigma_3$  variant entre 2,9 et 3,4 ce qui est relativement élevé par rapport à ceux observés dans le reste du Bouclier canadien, à savoir un rapport de  $\sigma_1/\sigma_3$  autour de 2 en moyenne. Dans les simulations numériques, ce rapport a été fixé à 2,7. Par conséquent, pour des faibles profondeurs la différence entre les résultats de simulation avec *Map3D* (Mine Modelling Pty Ltd, 2005) et la théorie est faible, mais à plus grande profondeur la contrainte principale est beaucoup plus élevée et la contrainte mineure plus faible que les résultats obtenus ailleurs dans le Bouclier canadien. On remarque, dans le tableau 33, que la différence entre la contrainte principale majeure moyenne sur l'ensemble du Bouclier canadien et poids des terres et celles obtenues par les campagnes de mesures varie entre 0,7 et 3,2 MPa et entre 2,8 et 4,1 MPa pour la contrainte mineure. Au niveau 2400 l'écart est beaucoup plus grand : entre 6,1 et 9,9 MPa et entre 4,2 et 6,1 MPa pour les contraintes principales majeure et mineure respectivement.

Une analyse de stabilité structurale a été effectuée avec le logiciel *Unwedge*. Lors de la présentation des avantages et des inconvénients du logiciel, le point qui s'est avéré le plus négatif est le caractère très conservateur d'*Unwedge* quant au calcul de la dimension des blocs instables : les instabilités sont beaucoup trop grandes par rapport à la réalité. Toutefois, les résultats des rétro-analyses montrent que les calculs d'*Unwedge* sont souvent comparables à ceux obtenus dans les chantiers pour des dimensions de surfaces



équivalentes, particulièrement pour les murs. Pour les toits, l'effet des contraintes est non négligeable ce qui rend les résultats d'*Unwedge* trop faibles. En effet, pour les toits les rétro-analyses démontrent des effondrements beaucoup plus importants que les prévisions d'*Unwedge*.

### **Stabilité structurale de la zone sud**

Les effondrements les plus importants se produisent lorsque les murs est et ouest sont parallèles à l'axe long du chantier. En effet, dans le cas du mur est le volume moyen des blocs instables passe de 3 619 m<sup>3</sup> lorsque le mur a une largeur de 46 mètres à 218 m<sup>3</sup> lorsqu'il est de 16 mètres. Pour des dimensions et des orientations identiques, le mur est est plus stable que le mur ouest. Pour les murs nord et sud, les volumes des blocs instables diminuent pour les petites excavations. En effet, le volume moyen des blocs instables du mur sud passe de 3 223 m<sup>3</sup> à 765 m<sup>3</sup> et celui du mur nord 5 329 à 833 m<sup>3</sup> et ce pour des surfaces de 46 m à 16 m de largeur respectivement. Pour les murs sud et nord de la partie sud de la mine, *Unwedge* prédit que les murs nord des ouvertures sont plus problématiques avec des blocs instables de plus fortes dimensions. Toutefois, les rétro-analyses effectuées sur la stabilité des ouvertures démontrent que les murs sud des chantiers sont plus problématiques que les murs nord avec des effondrements en moyenne de 2 542 m<sup>3</sup> relativement à 1 104 m<sup>3</sup> pour les murs nord. Une des raisons qui pourrait expliquer la différence entre les calculs d'*Unwedge* et les rétro-analyses est que les combinaisons identifiées pour les murs sud, bien que moins néfastes sur la stabilité de ces parois, ont plus

de chance de se produire puisque les familles qui composent ces combinaisons sont plus importantes (plus de joints) d'après leur nombre sur le stéréogramme. Donc, les probabilités qu'elles forment des blocs instables sont plus élevées.

L'analyse détaillée, par *Unwedge*, des surfaces des ouvertures de la zone sud démontre que les murs ouest et nord sont ceux qui risquent d'être les plus affectés par les instabilités structurales. En effet, les volumes des blocs instables sont en moyenne supérieurs à ces surfaces. De plus, ces deux surfaces ont cinq (5) combinaisons de joints qui ont le potentiel de créer d'énormes blocs instables comparativement à 3 pour les surfaces est et sud. Pour la zone sud, selon les prévisions d'*Unwedge* il est légèrement plus avantageux, d'un point de vue structural, d'orienter les chantiers avec l'axe long dans la direction est-ouest.

### **Stabilité structurale de la zone nord**

À la lumière de l'analyse effectuée avec *Unwedge*, il est avantageux ici aussi de réduire la taille des ouvertures pour diminuer les volumes des blocs instables comme pour les excavations de la zone sud. Selon *Unwedge*, les surfaces est et nord sont celles qui ont le plus grand potentiel de créer des blocs instables. Selon cette analyse, il serait plus avantageux, d'un point de vue structural, d'orienter l'axe long des chantiers selon la direction nord-sud. Toutefois, les rétro-analyses démontrent que les volumes d'effondrement pour les murs est et ouest sont équivalents tout comme pour les murs nord

et sud. Enfin, lors de l'analyse structurale de la zone nord, des blocs instables de très grandes dimensions furent calculés. Il est toutefois presque impossible qu'un effondrement de l'ordre de 8 387 m<sup>3</sup> se produise. Toutefois, cela permet d'identifier les combinaisons qui ont un plus grand potentiel de créer des blocs instables.

Les résultats des analyses structurales des surfaces des quelques galeries de chantiers qui ont été cartographiées ont permis de vérifier que dans certains cas, la présence de familles aux orientations néfastes peut expliquer certains effondrements comme dans le cas du chantier 14C-203-15.

Les rétro-analyses de la mine Niobec sont intéressantes pour effectuer un suivi des excavations. Une des découvertes intéressantes est celle du critère d'endommagement des toits des ouvertures. Cela a permis de solutionner des problèmes reliés à la production. Le graphique de stabilité de Mathews permet d'évaluer les effondrements moyens sur chacun des murs des excavations avec une précision intéressante puisque seulement 13% des surfaces ont été moins stables que prévu. Toutefois, pour ce qui est des surfaces contenant de la syénite bréchique les rétro-analyses montrent qu'il est très difficile de prévoir leur comportement. Bien que le graphique de stabilité soit un bon outil, il est important de se rappeler qu'il s'agit d'une méthode empirique et qu'elle ne peut être fiable à 100% (voir annexe 8 sur les mises en garde de cette méthode). La prévision de stabilité des chantiers de l'expansion de la mine Niobec ne peut se baser entièrement sur le graphique de stabilité puisque les chantiers sont situés plus profondément dans le massif rocheux et que la

méthode d'exploitation n'est plus la même. L'analyse du niveau de contraintes est très importante. Ceci a permis de constater que le toit des ouvertures sera en post-rupture très tôt dans la séquence de minage. Donc, il est très important d'installer le soutènement nécessaire. Toutefois, il se peut que le niveau des contraintes soit moins élevé que prévu pour les raisons mentionnées au début de ce chapitre dans le paragraphe sur les mesures de contraintes *in situ*. De plus, le relâchement de contraintes est généralement plus élevé dans les simulations numériques qu'en réalité (Kaiser et al. 2001). Les résultats des simulations numériques devront être validés avec diverses observations sur le terrain.

Enfin, la partie sur l'évolution des pressions de terrain dans le pilier horizontal a permis de réaliser que celui-ci sera endommagé sur l'ensemble de son épaisseur et ce dans les secteurs du centre où plusieurs des excavations sont présentes au troisième bloc minier.

## **Conclusions et recommandations**

L'objectif général du projet qui était de développer une méthode d'analyse de stabilité du pilier horizontal entre les blocs d'exploitations 3 et 4 a été atteint en deux étapes. Tout d'abord, il a été nécessaire de caractériser les propriétés mécaniques du massif rocheux de la mine Niobec. Pour ce faire les résultats des diverses campagnes de cartographie et d'essais en laboratoire ont été regroupés. Ensuite, une série d'essais en laboratoire a été effectué sur des éprouvettes rocheuses provenant du massif rocheux sous le niveau 1600. Cela a permis de s'assurer que les propriétés géomécaniques sont

constantes en fonction de la profondeur. Par la suite, une revue des campagnes de mesures de contraintes *in situ* a été menée ; les résultats furent comparés avec ceux obtenus dans le Bouclier canadien. Donc, la première partie, qui est de caractériser le massif rocheux dans lequel sont implantés les ouvrages de la mine, a été complétée. Toutefois, il est très important de continuer cette caractérisation en profondeur dans le but de s'assurer que les propriétés du massif restent constantes ou de pouvoir prendre en considération dans le modèle de la mine tout changement observé dans les propriétés du massif. Enfin, il pourrait être intéressant de poursuivre l'analyse de réseaux de fractures dans le but de déterminer la géométrie du (des) bloc(s) unitaire(s) présents dans les diverses parties de la mine où les levés ont été réalisés.

La deuxième partie est composée des diverses analyses de stabilité. L'analyse structurale effectuée avec le logiciel *Unwedge* a permis d'identifier les combinaisons de joints qui sont néfastes à la stabilité des ouvertures. De plus, les résultats ont démontré qu'il était très avantageux de réduire les dimensions des ouvertures et d'orienter l'axe long des chantiers dans la direction nord-sud pour la zone nord et est-ouest pour la zone sud. Ces mesures permettent de diminuer le risque de créer des blocs instables et, le cas échéant de réduire leur taille. Pour les chantiers de l'expansion, il est nécessaire de continuer la cartographie structurale. Elle permet de connaître les familles de joints, et éventuellement d'en identifier des nouvelles, et d'identifier les joints aléatoires qui ont le potentiel de rendre instables les toits et/ou les murs des ouvertures. Enfin, lors de la cartographie structurale il serait aussi nécessaire de noter avec précision les zones de syénite bréchique

puisque leur présence rend la stabilité des ouvertures très aléatoire. De plus, il pourrait être intéressant de continuer le travail pour représenter, par le biais des simulations numériques, le comportement des zones de syénite bréchique entrepris il y a quelques années mais qui n'ont pas donné de résultats notables.

Les rétro-analyses effectuées sur la stabilité des ouvertures ont permis d'identifier un critère d'endommagement exprimé par  $\sigma_1 - \sigma_3 = 20-25$  MPa. Ce critère est très utile pour les dômes des chantiers du troisième bloc minier et pour le dimensionnement des piliers. De plus, les rétro-analyses ont permis à Niobec d'identifier ses propres zones de stabilité sur le graphique de Mathews, zones qui permettent d'évaluer les effondrements moyens sur les murs des excavations. Pour les prochains blocs d'exploitation, il est très important de poursuivre les rétro-analyses afin de suivre la stabilité des ouvertures, puisque la méthode de minage est très différente et que les excavations sont en plus grande profondeur.

Enfin, comme le projet d'expansion n'en est encore qu'à ses débuts, il est important de prévoir une campagne d'instrumentation pour valider et ajuster le modèle numérique et pour suivre l'état du pilier entre les blocs 3 et 4. Bien que les simulations numériques aient permis de localiser des secteurs problématiques sous des excavations du bloc 3, il est nécessaire d'observer directement ces effets sur le terrain. Donc, des instruments tels que des extensomètres, des trous d'observations, des cellules mesurant la variation de contraintes, etc. devront être installés dans le pilier de façon à suivre son comportement.

## RÉFÉRENCES

- ARCHAMBAULT, G.. 1978. Rapport interne sur la fracturation.
- ARJANG, J.. 1986. *In situ* measurement at Niobec mine. CANMET Laboratory.
- ARJANG, B., HERGET, G.. 1990. In situ ground stresses in the Canadian hardrock mines: An update. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol. 10, pp. 37-51.
- ASTM INTERNATIONAL. 1970. Annual book of ASTM standards. Philadelphia, Pa. : ASTM.
- BARTON, N., LIEN, R., LUNDE, J.. 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, 6 (4), pp. 189-236.
- BÉTOURNAY, M.C., GORSKY, B., SITUM, M.. 1986. Tetrauville limestone of the Niobec crown pillars comparison of strength and deformation properties from various tests. Division Report M&ET/MRL 86-144 (TR), Mining Research Laboratories, CANMET, Energy, Mines and Resources Ottawa, Canada, 14 p.
- BIENIAWSKI, Z.T.. 1976. Rock mass classification in rock engineering. In *exploration for engineering*. Proc. of symp., Cape Town, Balkema. Vol. 1, pp. 97-106.
- BOUCHARD, S.. 1991. Stabilité des ouvrages miniers. Québec: Éditions Odile Germain inc. 432 p.

- BRADY, B.H.G. et BROWN, E.T.. 2004. Rock Mechanics for Underground mining, 3<sup>e</sup> édition. Springer. 626 p.
- CORTHÉSY, R.. 2000a. Investigation géomécanique du 3<sup>e</sup> bloc minier. Essais en laboratoire-Mine Niobec. Centre de développement technologique de l'École Polytechnique.
- CORTHÉSY, R.. 2000b. Mesure de contraintes in situ, mine Niobec. Centre de développement technologique de l'École Polytechnique.
- CHRISTIANSSON, R., HUDSON, J.A.. 2003. ISRM Suggested Methods for rock stress - Part 4: Quality control of rock stress estimation. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 40, pp. 1021-1025.
- DESBIENS, S.. 1997. Étude géomécanique du massif de carbonatite de la Mine Niobec au niveau 1000 et analyse de stabilité. (Projet de fin d'études) Chicoutimi : Université du Québec à Chicoutimi. 115 p.
- DIEDERICHS, M.S. et KAISER, P.K.. 1996. Rock instability and risk analyses in open stope mine design. Canadian Geotechnical Journal, 33, pp. 431-439.
- DIEDERICHS, M.S., KAISER, P.K.. 1999. Tensile strength and abutment relaxation as failure control mechanisms in underground excavations. International journal of rock Mechanics and mining sciences, vol. 36, pp. 69-96.
- FRENETTE, P.. 2001. Dimensionnement des excavations à la mine Niobec à l'aide du logiciel FLAC 3D. Mémoire de maîtrise en sciences appliquées. Montréal : École Polytechnique de Montréal, 123 p.



- GEMCOMSOFTWARE. 2006. [En ligne] Vancouver, Canada. <http://www.gemcomsoftware.com/>. Consulté le 1<sup>er</sup> mai 2007. Note: Gemcom version 6.0.
- GERMAIN, P., HADJIGEORGIOU, J.. 1998. Influence of stope geometry on mining performance. CIM-AMG, Montréal, CD-ROM.
- GOODMAN, R.E. et SHI, G.H.. 1985. Bloc Theory and its Application to Rock Engineering. New Jersey: Prentice-Hall Inc. 338 p.
- GRENON, M. 2000. Conception des excavations minières à l'aide de la modélisation de réseaux de discontinuités. Thèse de doctorat en sciences appliquées. Québec : Université Laval, 163p.
- HADJIGEORGIOU, J et CHARETTE F.. 2009. Guide pratique du soutènement minier. 2<sup>e</sup> édition. Association minière du Québec. 161 p.
- HADJIGEORGIOU, J., LECLAIR, J., POTVIN, Y.. 1995. An update of the stability graph method for open stope design. 97<sup>th</sup> CIM-AMG, Rock Mechanics and Strata Control Session, Halifax, Nova Scotia.
- HAIMSON, B.C., CORNET, F.H.. 2003. ISRM Suggested Methods for rock stress - Part 3: hydraulic fracturing (HF) and/or hydraulic testing of pre-existing fractures (HTPF). International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 40, pp. 1011-1020.
- HENNING, J.G., KAISER, P.K.. 2002. Stability analysis of the pillars and walls at Niobec mine. Sudbury: Laurentian University. MIRARCO – Geomechanics Research Centre.

- HENNING, J.G., KAISER, P.K.. 2003. Visit to Niobec Mine, Mazarin Inc., Summary Memo. Sudbury: Laurentian University. MIRARCO – Geomechanics Research Centre.
- HOEK, E., BROWN, E.T.. 1980. Underground Excavations in Rock. London : Institution of Mining and Metallurgy. 527 p.
- HOEK, E. CARRANZA-TORRES, C., CORKUM, B.. 2002. Hoek-Brown criterion – 2002 edition. Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto, 2002, 1, 267-273.
- HOEK, E., KAISER, P.K., BAWDEN, W.F.. 2000. Support of Underground Excavations in Hard Rock. Taylor & Francis. 300p.
- HUDSON, J.A., CORNET, F. H., CHRISTIANSSON, R.. 2003. ISRM Suggested Methods for rock stress - Part 1: Strategy for rock stress estimation. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 40, pp. 991-998.
- HUSTRULID, W.A., BULLOCK, R.L.. 2001. Underground Mining Methods. Engineering Fundamentals and International Case Studies. Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Inc. 718 p.
- KAISER, P.K., FALMAGNE, V., SUORINENI, F.T., DIEDERICH, M., TANNANT, D.D.. 1997. Incorporation of rock mass relaxation and degradation into empirical stope design. 99<sup>th</sup> Canadian Institute of Mining AMG.
- KAISER, P.K., YAZICI, S., MALONEY, S.. 2001. Mining-induced stress change and consequences of stress path on excavation stability - a case study. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 38, pp. 167-180.

- LABRIE, D.. 1987. Étude de stabilité à la mine Niobec. Projet STM-526, Centre de Recherches Minérales, Supplément No. 4 : Essais en laboratoire.
- LABRIE, D.. 1989. Étude de stabilité à la mine Niobec : Investigations géomécaniques et relevés structuraux. Rapport de division MRL 89-11 (TR), Laboratoires de recherche minière, CANMET, Énergie, Mines et Ressources Canada, Ottawa.
- LABRIE, D.. 1997. Caractérisation et instrumentation du pilier horizontal situé entre les niveaux 600 et 700 de la zone 102 à la mine Niobec. Rapport LMSM 96-083 (RC), Laboratoires de recherche minière, CANMET, Énergie, Mines et Ressources Canada, Ottawa.
- LABRIE, D., CONLON, B.. 2005. Essais de compression sur le matériau de la mine Niobec, Saint-Honoré (Saguenay), Québec – résultats finaux. Projet 603 017. 9 p.
- LAJOIE, P. L.. 2006 Relevé des discontinuités géomécaniques en profondeur à la mine Niobec. (Projet de fin d'études). Chicoutimi : Université du Québec à Chicoutimi. 27 p.
- LAUBSCHER, D.H. TAYLOR, H.W.. 1976. The importance of geomechanics classification of jointed rock masses in mining operation. Proc. of the symp. on exploration for rock engineering, Johannesburg, Nov. 1976.
- MARTIN, C.D., KAISER, P.K., CHRISTIANSSON, R.. 2003. Stress, instability and design of underground excavations. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, vol. 40, pp. 1027-1047.
- MATHEWS, K. E., HOEK, E., WHYLLIE, D.C., STEWART, S.B.V.. 1980. Prediction of stable excavation for mining at depths below 1000 metres in hard rock. CANMET

Report DSS Serail No. OSQ80-00081, DSS File No. 17SQ.23440-0-9020, Department of Energy, Mines and Resources, Ottawa, 39 pages.

MILNE D. ET PAKALNIS, R.C.. 1997. Theory behind empirical design techniques. 12<sup>e</sup> Colloque en contrôle de terrain (Val d'Or, Quebec : Association minière du Québec, 1997). 20 p.

MINE MODELLING PTY LTD. 2005. [En ligne] Victoria, Autralie. <http://www.map3d.com/>. Consulté le 1<sup>er</sup> mai 2008. Note: dernière mise à jour du logiciel: 23 mars 2007.

NICKSON, S.D.. 1992. Cable Support Guidelines for Underground Hard Rock Mine Operations, Mémoire de maîtrise: Department Mining and Mineral Engineering. British Columbia: University of British Columbia, 276 p.

PASTEC. 2007. Preliminary laboratory evaluation of Niobec Mine tailings for suitability as a paste backfill. Project 07-1900-0033.

POTVIN, Y.. 1988. Empirical Open Stope design in Canada. Thèse de doctorat, Department of mining and mineral process engineering. British Columbia : University of British Columbia, 350 p.

ROCK ENGINEERING GROUP. 2007. CPillar, Probabilistic analysis of crown pillar and roof stability. University of Toronto. Note: Cpillar version 3.0.

ROCSCIENCE. 2006. [En ligne] Toronto, Canada. <http://www.rocscience.com/>. Consulté le 1<sup>er</sup> mai 2007. Note : Unwedge version 3.0, Dips version 5.0 et Roclab version 1.0.

- SJÖBERG, J., CHRISTIANSSON, R., HUDSON, J.A.. 2003. ISRM Suggested Methods for rock stress - Part 2: overcoring methods. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol.40, pp. 999-1010.
- STEWART, S.B.V., FORSYTH, W.W.. 1995. The Mathews' method for open stope design. *CIM Bulletin*, 88 (992), pp. 45-53.
- SUORINENI, F.T., TANNANT, D.D., KAISER P.K.. 1999. Fault factor for the stability graph method of open-stope design. *Trans. Instn. Min. Metall. (Section A : Min. Industry)* 108, pp. A92-A104.
- THIVIERGE, S.. 1979. Études des fractures à la mine Niobec. (Projet de fin d'études). Chicoutimi : Université du Québec a Chicoutimi.
- THIVIERGE, S., ROY, D.W., CHOWN, E.H., GAUTHIER, A.. 1983. Évolution du complexe alcalin de St-Honoré (Québec) après sa mise en place. *Mineralium Deposita*, vol. 18, pp. 267-283.
- TREMBLAY, D. 1993. Caractérisation hydrogéologique du massif rocheux à la Mine Niobec, St-Honore, Québec. Chicoutimi : Université du Québec a Chicoutimi. (Mémoire de maîtrise). 169 p.
- TRUEMAN, R., MAWDESLEY C.. 2003. Predicting cave initiation and propagation. *CIM Bulletin*, 93 (1071), pp. 54-59.
- VUTUKURI, V.S., LAMA, R.D., SALUJA, S.S.. 1974-1978. *Handbook on Mechanical Properties of Rocks*. Bay Village, Ohio : Trans Tech. 4 volumes.

## ANNEXE 1

### FEUILLE DE RELEVÉ DE JOINTS

Figure A1 : Feuille de relevé de joints

**Relevé géomécanique - Mine Niobec -**

No.de Galerie \_\_\_\_\_

Date \_\_\_\_\_

Niveau \_\_\_\_\_

Par \_\_\_\_\_

Orientation du  
mur \_\_\_\_\_

#	Dir.	Pen.	Cont.	Nb.	Distance (pieds)	Espac. (pieds)	Jr	Ja	Eau o/n	Termi 0-1-2	Géologie	Rempli	Commentaires
1													
2													
3													
4													
5													
6													
7													
8													
10													

## ANNEXE 2

### PARAMÈTRES DE CARACTÉRISATION DES JOINTS ET DIFFÉRENTS FACTEUR DE L'ABAQUE DE MATHEWS



Figure A2.1 : Critère du « Jr »


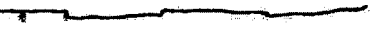
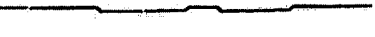
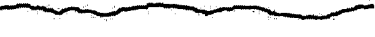





Description	Profile	$J_r$	JRC 200mm	JRC 1 m
Rough		4	20	11
Smooth		3	14	9
Slickensided		2	11	8
	Stepped			
Rough		3	14	9
Smooth		2	11	8
Slickensided		1.5	7	6
	Undulating			
Rough		1.5	2.5	2.3
Smooth		1.0	1.5	0.9
Slickensided		0.5	0.5	0.4
	Planar			

Figure 5.2: Relationship between  $J_r$  in the  $Q$  system and JRC for 200 mm and 1000 mm samples (After Barton, 1987).

Tirée de : Bouchard (1991) tableau 5.10 de la page 237

Figure A2.2 : Critère du « Ja »

250 CHAPITRE 5

**Tableau 5.11**  
**Détermination de la valeur de  $J_a$  de la classification NGI**

Description ou observations sur les discontinuités	Valeurs	
	$J_a$	Angle de friction résiduel approximatif* $\phi_r$ (°)
<b>a) Contact roc-roc</b>		
Remplissage cicatrisé parfaitement; dur, non amollissable et imperméable, par exemple du quartz cristallisé	0,75	—
Parois des discontinuités non altérées; juste un peu de ternissure à la surface	1,0	25 – 35
Parois des discontinuités légèrement altérées; présence de couches minérales fines non amollissables, de particules sableuses, de roches broyées sans argile, etc.	2,0	25 – 30
Couches fines de matériau silteux ou sablo-argileux; la fraction argileuse est peu abondante et ne s'amollit pas	3,0	20 – 25
Couches fines de matériau amollissable ou d'argile, dont l'angle de friction est réduit; par exemple: kaolinite, mica, chlorite, talc, gypse, graphite, etc. Petites quantités d'argiles gonflantes	4,0	8 – 16
<b>b) Contact roc-roc avant 10 cm (fig. 5.12)</b>		
Particules sableuses, roche broyée sans argile, etc.	4,0	25 – 30
Remplissage continu (< 5 mm d'épaisseur) de matériau argileux solidement consolidé et non amollissable	6,0	16 – 24
Remplissage continu (< 5 mm d'épaisseur) de matériau argileux moyennement ou peu consolidé et amollissable	8,0	12 – 16
Remplissage continu (< 5 mm d'épaisseur) d'argiles gonflantes comme la montmorillonite; la valeur de $J_a$ est fonction du % d'argile gonflante, de l'accès aux eaux souterraines, etc.	8 – 12	8 – 12
<b>c) Aucun contact roc-roc après 10 cm (fig. 5.12)</b>		
Zones ou bandes de roche désintégrée grossièrement avec argiles bien consolidées et non amollissables	8,0	16 – 24
Zones ou bandes de roche désintégrée grossièrement avec argiles moyennement ou peu consolidées et amollissables	8,0	12 – 16
Zones ou bandes de roche désintégrée grossièrement avec argiles gonflantes comme la montmorillonite; la valeur de $J_a$ dépend du % d'argile gonflante, de l'accès aux eaux souterraines, etc.	8 – 12	8 – 12
Zones ou bandes de silt ou de sable argileux, l'argile étant non amollissable et en petite quantité	5,0	—
Zones ou bandes épaisses et continues d'argiles bien consolidées et non amollissables	10,0	16 – 24
Zones ou bandes épaisses et continues d'argiles moyennement ou peu consolidées et amollissables	13,0	12 – 16
Zones ou bandes épaisses et continues d'argiles gonflantes comme la montmorillonite; la valeur de $J_a$ dépend du % d'argile, de l'accès aux eaux souterraines, etc.	13 – 20	6 – 12

\* La valeur de l'angle de friction résiduel est donnée seulement à titre indicatif. Pour des renseignements plus complets, voir le chapitre 3.

Tirée de : Hoek et al. (1980) tableau 4.6 des pages 41 et 42

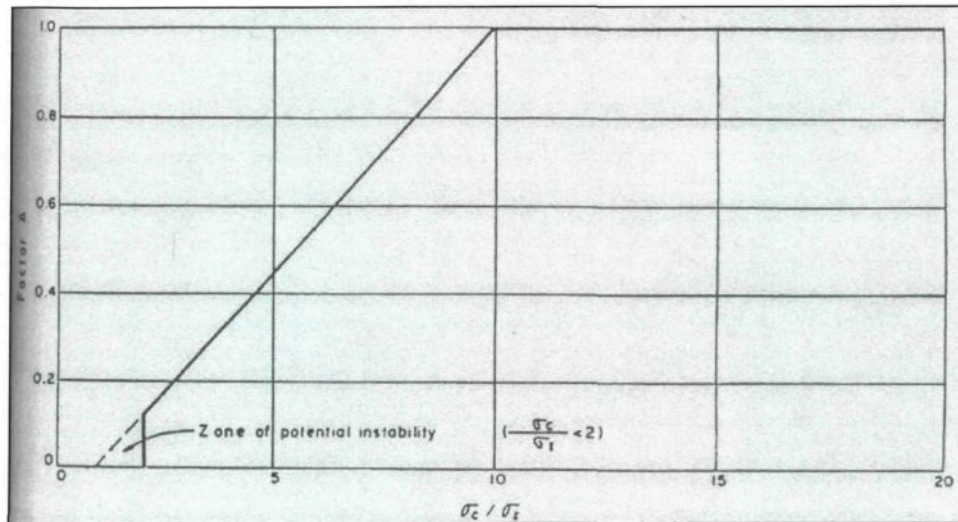
Figure A2.3 : Critère du « Jn »

Indice des familles de joints		J <sub>n</sub>
A	Roc massif, peu ou pas de joints	0.5-1
B	Une famille de joints	2
C	Une famille de joints et autres joints mineurs (erratiques)	3
D	Deux familles de joints	4
E	Deux familles de joints et autres joints mineurs (erratiques)	6
F	Trois familles de joints	9
G	Trois familles de joints et autres joints mineurs (erratiques)	12
H	Quatre familles de joints ou plus, joints mineurs, fissuration du type « cubes de sucre », etc. (erratiques)	15
I	Roc broyé, meuble	20

Tirée de : Hadjigeorgiou et Charette (2009) annexe A page viii

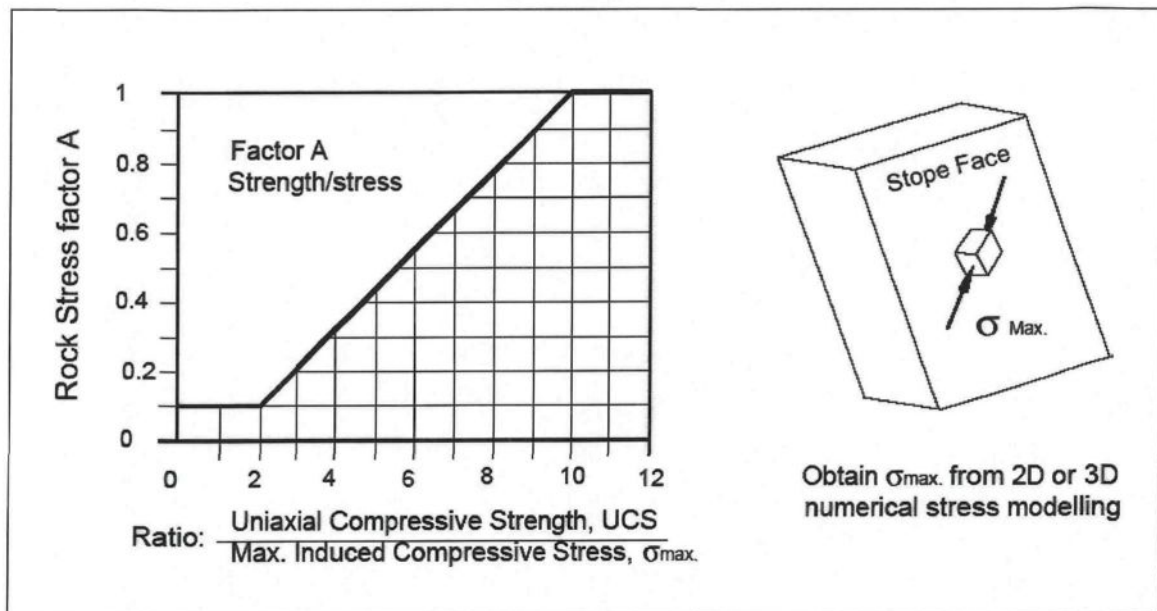
Figure A2.4 : Comparaison du facteur A entre Mathews et Potvin

Facteur A selon Mathews



Tirée de Potvin (1988)

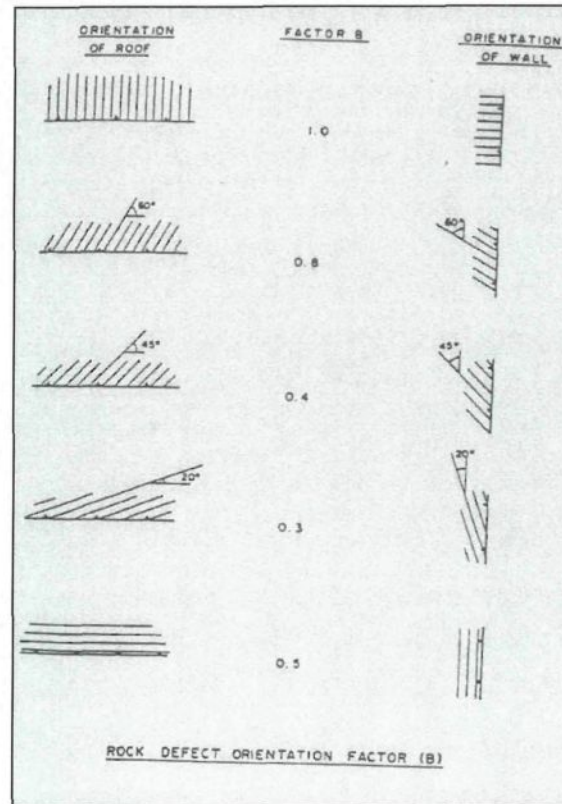
Facteur A selon Potvin



Tirée de :Potvin (1988)

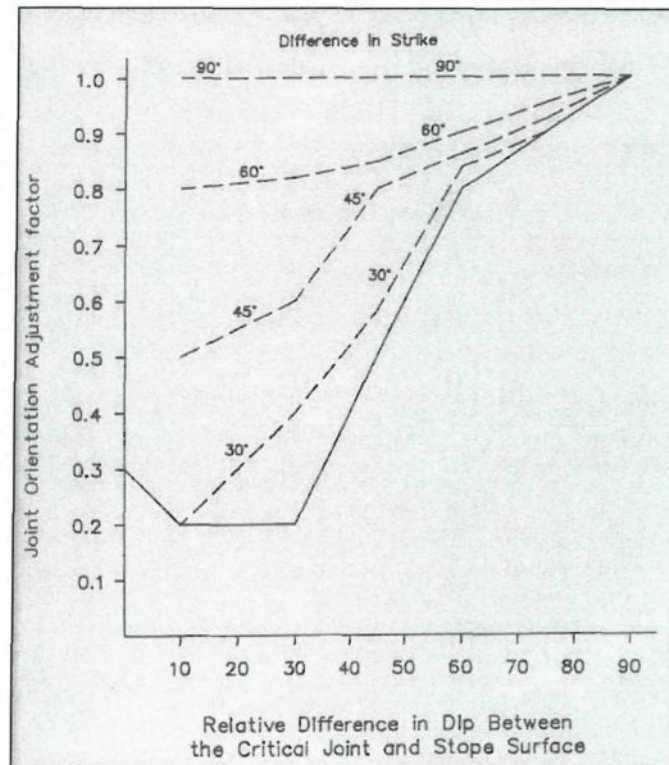
Figure A2.5: Comparaison du facteur B entre Mathews et Potvin

Facteur B selon Mathews



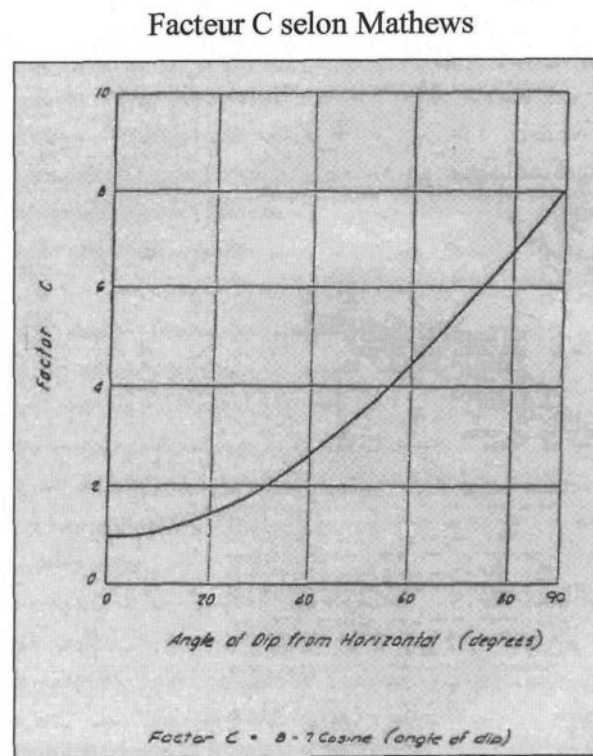
Tirée de Potvin (1988)

# Facteur B selon Potvin



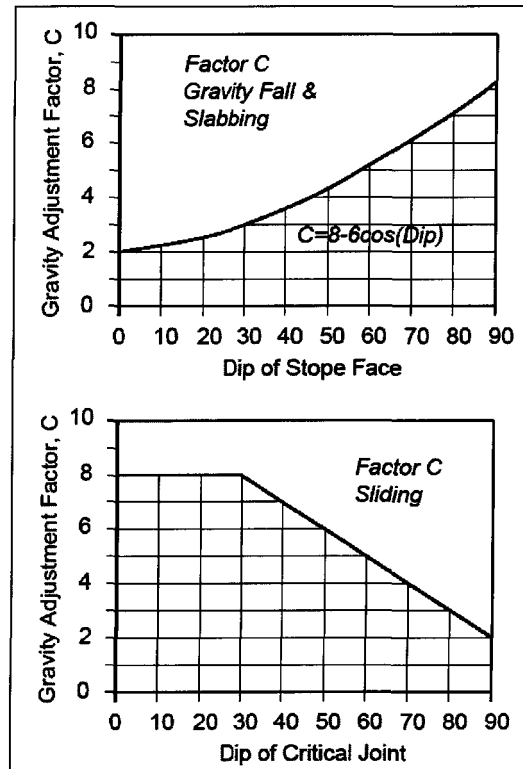
Tirée de Potvin(1988)

Figure A2.6: Comparaison du facteur C entre Mathews et Potvin



Tirée de Potvin (1988)

### Facteur C selon Potvin



Tirée de Potvin (1988)



## ANNEXE 3

### LOCALISATION DES LENTILLES MINÉRALISÉES ET DES ZONES CARTOGRAPHIÉES

Figure A3.1: Endroits cartographiés au niveau 1150 lors des campagnes de 2000 et 2005

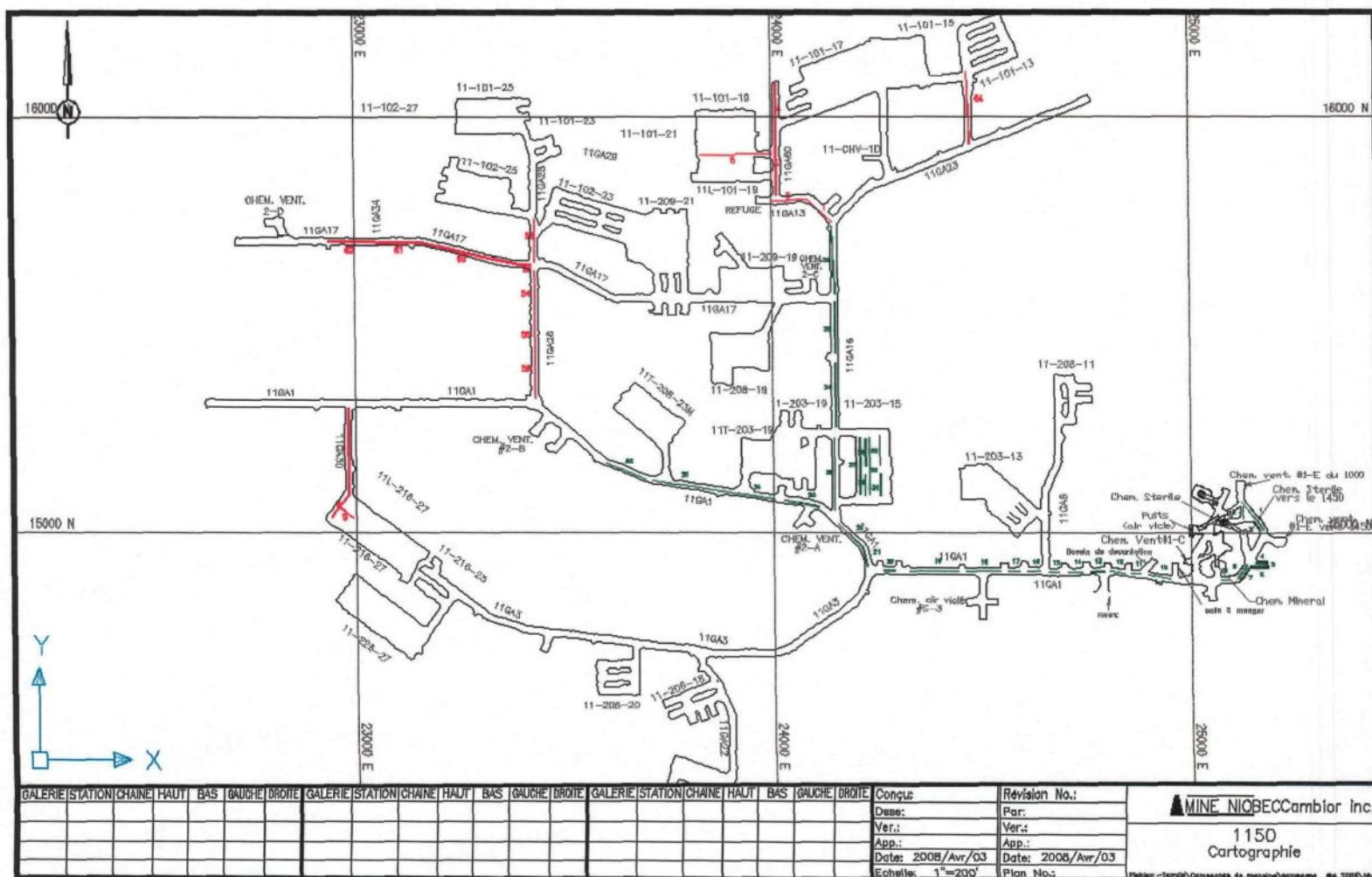


Figure A3.2: Endroits cartographiés au niveau 1450 lors des campagnes de 2000 et 2005

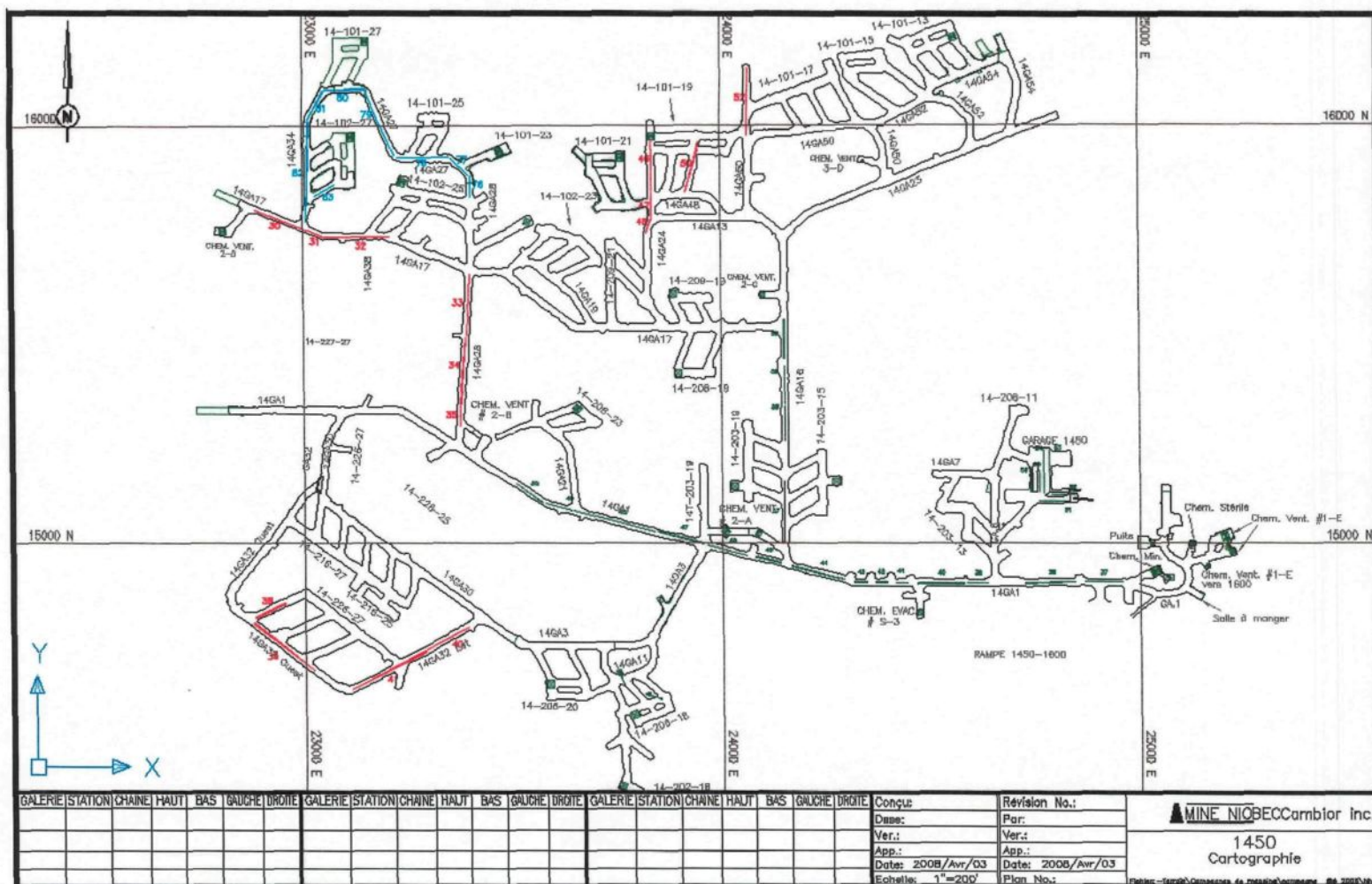
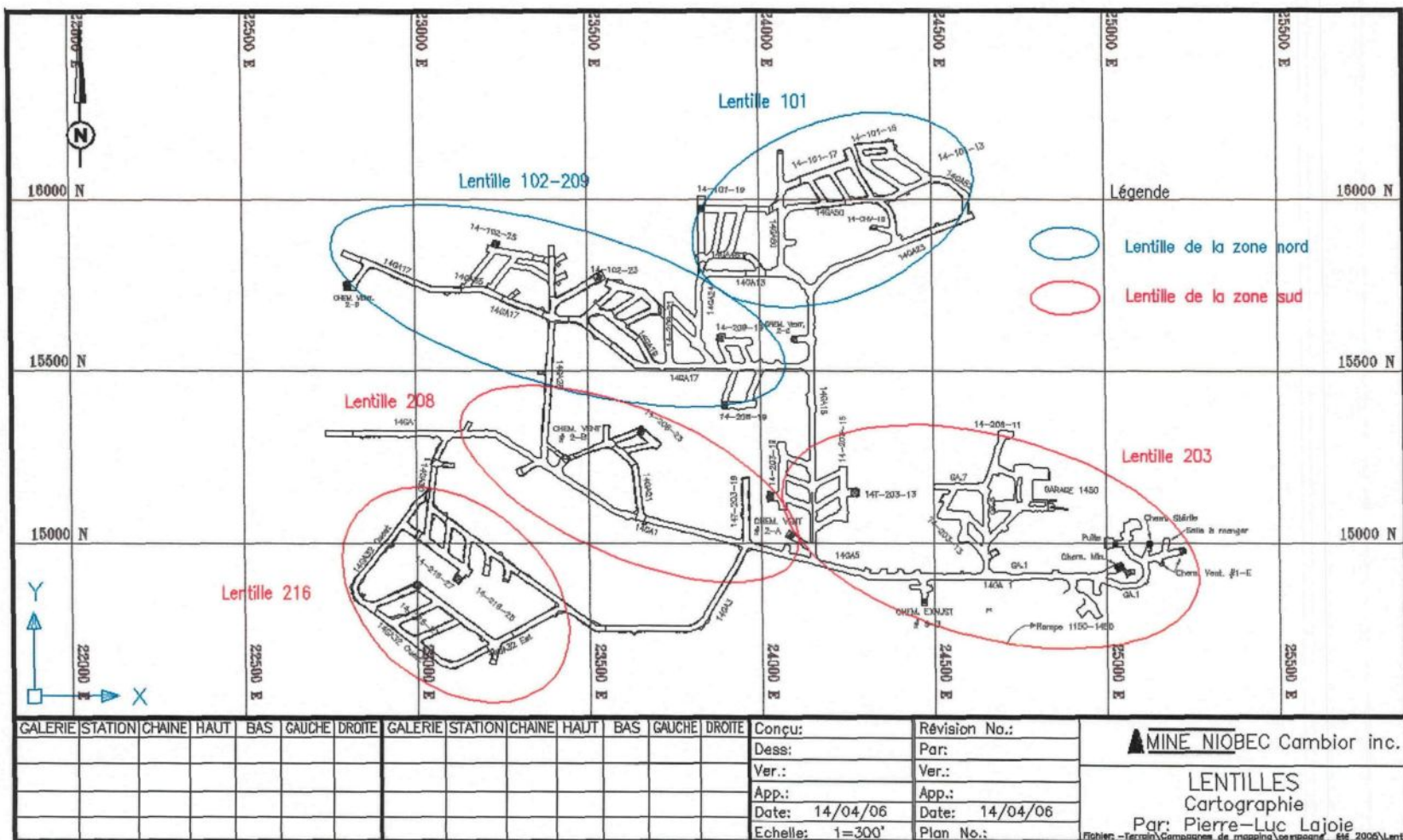


Figure A3.3: Emplacement des lentilles minéralisées de la mine Niobec



## ANNEXE 4

### DESCRIPTIONS DES FORAGES GÉOTECHNIQUES

## Section A4.1 : Description du forage PL-1

### **Forage PL-1**

**0'-50'** : Carbonatite dolomitique à grain moyen de couleur blanche, foliée. 3 à 4% de fragments de 3 à 7 mm de magnétite et de biotite.

RQD : 93%

Code : C3A

**50'-70'** : Carbonatite dolomitique à grain moyen blanche teinté rose. Zone plus fracturée. 2-3% de magnétite et de biotite. Fragment de minéraux accessoires de 1-2 mm.

RQD : 85%

Code : C3B

**70'-85'** : Carbonatite dolomitique à grain moyen blanche légèrement verdâtre avec des veinules rouge brique. Roche hématitisée avec une très haute concentration de magnétite 30 à 35%. Les fragments de minéraux accessoires ont une grosseur de 3 à 5 mm.

RQD : 85%

Code : C3B

**85'-120'** : Carbonatite dolomitique à grains moyens blanche teintée rose, légèrement foliée. Fragment de magnétite et de biotite ont une grosseur de 1 à 4 mm et ont une concentration de 7-8%. Quelques bandes de 5 à 8 cm où la concentration en minéraux accessoires est plus élevée.

RQD : 94%

Code : C5bio-C3A

## **Échantillons**

### **Forage PL-1**

No. 1 : 11 à 12 pieds  
No. 2 : 21,5 à 23 pieds  
No. 23: 47 à 48 pieds  
No. 3: 57,5 à 59 pieds  
No. 4: 72,6 à 73,6 pieds  
No. 22: 75 à 76,5 pieds  
No. 5: 88,1 à 89 pieds  
No. 6: 90 à 91 pieds  
No. 14: 91 à 91,5 pieds  
No. 15: 93,5 à 94 pieds  
No. 16: 94,5 à 95 pieds  
No. 17: 95 à 95,5 pieds  
No. 7: 100,6 à 101,7 pieds  
No. 8: 104 à 104,8 pieds  
No. 20: 108 à 108,5 pieds  
No. 21: 108,5 à 109 pieds  
No. 9: 110,6 à 111,5 pieds  
No. 18: 111,5 à 112 pieds  
No. 19: 112 à 113,5 pieds  
No. 10: 117,3 à 118,8 pieds  
No. 11: 80 à 81 pieds  
No. 12: 107,6 à 108,3 pieds  
No. 13: 36,5 à 38 pieds



## Section A4.2 : Description du forage PL-2

### **Forage PL-2**

**0'-11'** : Carbonatite dolomitique avec peu de minéraux accessoire.

RQD : pas valable, car c'est le début du trou

Code : C5

**11'-19'** : Sel. Bande de roche contenant beaucoup de sel. La carbonatite est très altérée et de couleur rouge vin foncé. Beaucoup de fragments.

RQD : 0, rx très fragmentée

Code : C5

**19'-29'** : Carbonatite dolomitique teinté rose légèrement foliée. Contenant de la biotite très fine en concentration de 1-2%. Beaucoup de fines veinules avec les éponges altérées en chlorite.

RQD : 95%

Code : C5 à C3A

**29'-55'** : Carbonatite dolomitique à grain moyen, blanche légèrement foliée. Biotite, grains fins à 1 cm de grosseur 1-2%. 20% de fragments de syénite cm totalement altérés en chlorite. Bande de 52' à 55' de chlorite noire.

RQD : 90%

Code : C3AS

**55'-75'** : Carbonatite dolomitique à grain moyen blanche teinté rose. Zone plus fracturée. 2-3% de magnétite et de biotite. Fragment de minéraux accessoires de 1-2 mm.

RQD : 85%

Code : C3B



**75'-91'** : Carbonatite dolomitique à grain moyen légèrement foliée, blanche tachetée noire.

Grain de biotite dispersée dans la roche de 1-5 mm de grosseur. 4-5% de pyrite.

RQD : 94%

C5-C5bio

**91'-111,5'** : Carbonatite dolomitique rouge vin fortement hématitisée. Pas de minéraux accessoires. Bande de 93' à 96' avec des fragments cm de chlorite.

RQD : 93%

Code : C5

**111,5'-125'** : Carbonatite dolomitique blanche teinté rose légèrement foliée avec quelques petites veinules hématitisées. Biotite dispersée de 1 à 4 mm de grosseur pour 2-3%. 10% de bandes de 5 à 7 cm de chlorite.

RQD : 96%

Code : C5-C5bio

**Note :** La roche contient beaucoup de veinules parallèles et perpendiculaires au forage. Les épontes des veinules sont souvent altérées en chlorite avec de la biotite. Donc, dans son ensemble la roche est moyennement fissurée.

## **Échantillons**

### **Forage PL-2**

No. 1: 27,5 à 28,5 pieds

No. 2: 36,3 à 37,3 pieds

No. 16: 40 à 41 pieds

No. 3: 42,3 à 43,3 pieds

No. 4: 49 à 49,7 pieds

No. 5: 53 à 53,5 pieds

No. 6: 67,5 à 68 pieds

No. 7: 72 à 72,8 pieds

No. 8: 75,3 à 76 pieds

No. 9: 90,3 à 91 pieds

No. 10: 91 à 92 pieds

No. 11: 108 à 109 pieds

No. 12: 113,4 à 114,5 pieds

No. 13: 116 à 117 pieds

No. 17: 117 à 118 pieds

No. 14: 118,5 à 119,7 pieds

No. 15: 121,2 à 122,5 pieds

## ANNEXE 5

### RÉSULTATS DES ESSAIS EN LABORATOIRE

Tableau A5.1: Résultats détaillés des essais Brésilien

Forage	Échantillon	Profondeur (en pieds)	Durée de l'essai (min)	Commentaire sur l'essai	Épaisseur (en mm)	Diamètre (en mm)	Diamètre (en mm)	Rapport Epais/Diam	Description particulière	Code géologique	Force appliquée (lb force)	otension (Mpa)
PL-1	6c	90-91,3	08:19	Rupture en plein centre de l'échantillon	25.13	46.80	46.84	0.54	Légèrement foliée, 3-4% de minéraux accessoires	C3A	3 825	9.21
					25.12	46.81	46.81					
					25.125	46.82						
PL-1	7c	100,6-101,7	10:24	Rupture en plein centre de l'échantillon	25.11	46.76	46.83	0.54	1-2% de minéraux accessoires	C3A	3 750	9.03
					25.18	46.76	46.81					
					25.145	46.79						
PL-1	7d	100,6-101,7	08:50	Rupture en plein centre de l'échantillon	26.91	46.87	46.91	0.57	1-2% de minéraux accessoires	C3A	4 700	10.54
					26.95	46.90	46.92					
					26.93	46.90						
PL-1	10c	117,3-118,8	12:00	Rupture en plein centre de l'échantillon	27.43	46.87	46.87	0.59	2% de fragment de 3-4 mm de grosseur de magnétite	C3B	3 650	8.03
					27.5	46.84	46.86					
					27.465	46.86						
PL-1	19c	112-113,5	04:35	Rupture en plein centre de l'échantillon	26.62	46.81	46.78	0.57	3-4% de fragment de 3-4 mm de grosseur de magnétite	C3B	3 300	7.49
					26.66	46.84	46.81					
					26.64	46.81						
PL-2	8b	104-104,8	07:14	Rupture en plein centre de l'échantillon	25.96	46.75	46.79	0.56	5% de pyrite, 1-2% d'apatite	C3B	3 175	7.40
					25.98	46.81	46.82		2-3% de minéraux accessoires			
					25.97	46.79						
PL-2	9b	110,6-111,5	08:38	Rupture en plein centre de l'échantillon	25.55	46.83	46.79	0.55	Légèrement foliée, 3% de biotite	C3A	3 500	8.28
					25.59	46.82	46.80					
					25.57	46.81						
PL-2	14c	91-91,5	04:37	Rupture en plein centre de l'échantillon	27.44	46.80	46.79	0.59	1% de pyrite, 2-3% de magnétite	C3B	2 550	5.62
					27.53	46.74	46.76					
					27.485	46.77						
PL-2	16b	94,5-95	04:00	Rupture en plein centre de l'échantillon	26.21	46.72	46.78	0.56	2-3% de bte et de magnétite	C3A	2 550	5.89
					26.26	46.76	46.81					
					26.235	46.77						

Tableau A5.2 : Résultats détaillés des essais de flexion

Forage	Échantillon	Profondeur (en pieds)	Durée de l'essai (en min)	Diamètre (en mm)	Diamètre (en mm)	Description particulière	Code géologique	Force appliquée (lb force)	$\sigma_{tension}$ (Mpa)
PL-1	10a	117,3- 118,8	05:30	46.73	46.72	Légèrement foliée, 2-3% de de bte et de mg	C3B	1 750	21.55
				46.74	46.76				
				46.74					
PL-1	19a	112-113,5	04:15	46.75	46.74	25-30% de magnétite	C3B	775	9.54
				46.74	46.75				
				46.75					
PL-1	8	104-104,8	04:10	46.76	46.77	7-8% de mg de 4-5 mm de grosseur	C3B	1 500	18.44
				46.78	46.75	Micro-fissures près des surfaces			
				46.77					
PL-1	6a	90-91,3	13:00	46.74	46.79	2 micro-fissures oblique sur l'échantillon	C3A	2 350	28.90
				46.75	46.76	2-3% de bte de moins de 1 mm de grosseur			
				46.76					
PL-1	22b	75-76,5	03:15	46.73	46.76	Contact entre une zone très concentrée en mg de 4-5	C3B	700	8.62
				46.73	46.77	mm de grosseur et une autre de faible concentration			
				46.75					
PL-2	2a	36,3-37,3	03:22	46.88	46.90	30% de fragments de syénite totalement chloritisés	C3AS	700	8.55
				46.86	46.86	Veinules de pyrite le long des fragments			
				46.88					
PL-2	6	67,5-68	03:15	46.79	46.75	Pas foliée, veinule de pyrite, 1-2% de bte de moins	C3A	950	11.67
				46.81	46.76	1 mm de grosseur, 3 micro-fissures sur la longueur de l'échantillon			
				46.78					
PL-2	7	72-72,8	04:26	46.77	46.75	Micro-fissures obliques sur l'échantillon	C3B	1 000	12.28
				46.79	46.80				
				46.78					
PL-2	10	91-92	03:26	46.81	46.82	Présence de micro-fissures altérées en hématite	C3B	1 350	16.53
				46.84	46.83				
				46.83					
PL-2	12a	113,4- 114,5	02:35	46.79	46.82	Fortement foliée, 3-4% de pyrite, petite géode (2-4 mm)	C3B	950	11.65
				46.80	46.78	Micro-fissures altérées en hématite			
				46.80					
PL-2	13a	116-117	08:14	46.88	46.80	3-4% de bte, pas de foliation	C3B	1 225	14.99
				46.86	46.82	5-6 micro-fissures			
				46.84					

**Tableau A5.3 : Résultats détaillés des essais de compression uniaxiale (UCS)**

Forage	Échantillon	Profondeur (en pieds)	Durée de l'essai (min)	Commentaires sur l'essai	Longueur (en mm)	Diamètre (en mm)	Diamètre (en mm)	Rapport d'allongement	Description particulière	Code géologique	Force (lb force)	$\sigma_1$ (Mpa)
PL-1	1a	11-12	06:45	Rupture le long de la veine de pyrite et de la mini géode	101.25	46.71	46.70	2.17	5% de pyrite	C3A	38 000	83.40
					101.35	46.72	46.73		une des faces est très poreuse (mini géode)			
					101.30	46.72						
PL-1	1b	11-12	07:48	Rupture en cône	102.09	46.70	46.71	2.18	pas de foliation, 1-2% de bte et magnétite	C3A	59 900	131.46
					102.04	46.80	46.70		veine de pyrite près de l'une des faces			
					102.07	46.73						
PL-1	2b	21,5-23	06:02	Plan de rupture oblique	101.29	46.72	46.69	2.17	roche très légèrement foliée	C3A	60 000	131.68
					101.17	46.69	46.70					
					101.23	46.70						
PL-1	2c	21,5-23	04:00	Plan de rupture oblique	100.88	46.72	46.69	2.16	Petite veinule hématitisée qui recoupe l'une des faces	C3A	46 300	101.61
					100.68	46.71	46.71					
					100.78	46.71						
PL-1	5a	88,1-89	03:48	Rupture dur l'une des fissures à la base de l'éprouvette	101.34	46.79	46.76	2.17	4-5% de bte et de magnétite	C3B	32 400	71.11
					101.57	46.76	46.78		Micro-fissures hématitisées le long de l'éprouvette			
					101.46	46.77						
PL-1	7b	100,6-101,7	05:15	Plan de rupture en plein centre de l'éprouvette sur la longueur	101.26	46.80	46.76	2.16	3 micro-fissures oblique sur l'échantillon	C3B	39 500	86.69
					101.20	46.77	46.77		1 des faces a une écaille			
					101.23	46.78						
PL-1	17	95-95,5	09:12	Plan de rupture oblique	100.65	46.74	46.78	2.15	2-3 % de bte et de magnétite	C3B	64 400	141.34
					100.58	46.73	46.77		pas de foliation			
					100.62	46.76						
PL-1	13a	36,5-38	05:03	Rupture le long de la foliation, qui est inclinée à 60°	101.62	46.71	46.72	2.18	Foliation est inclinée à 60°	C3A	42 300	92.83
					101.60	46.69	46.68					
					101.61	46.70						
PL-1	23c	47-48	10:00	Rupture a produit un système de fractures conjugués	100.61	46.84	46.92	2.14	8-10% de bte et de magnétite	C3B	55 000	120.71
					100.59	47.00	46.91		Écaille le long d'une des faces			
					100.60	46.92						
PL-1	14	91-91,5	08:30		102.10	46.80	46.79	2.18	2-3 % de bte et de magnétite et 2% d'apatite	C3B	66 400	145.73
					102.11	46.80	46.80		Légèrement foliée			
					102.11	46.80						
PL-1	11a	80-81	03:30	Rupture le long d'une micro-fissure hématitisée	101.10	46.75	46.74	2.16	1-2% de bte	C3A	25 600	56.18
					100.96	46.73	46.76		beaucoup de micro-fissures fortement hématitisée			
					101.03	46.75						
PL-1	11b	80-82	04:00	Rupture le long d'une micro-fissure hématitisée très tôt dans l'essai	100.83	46.75	46.77	2.16	roche altérée à 30% en hématite, 1-2% bte et magnétite	C3A	25 000	54.87
					100.89	46.79	46.79		Pyrite en trace, 1% d'apatite			
					100.86	46.78						

PL-1	4b	72,6-73,6	05:06		101.10	46.65	46.70	2.17	roche altérée à 25-30% en hématite	C3B	37 500	82.30
					101.15	46.68	46.72					
					101.13	46.69						
PL-1	19b	112-113,5	06:06	Rupture en cône avec des plans de rupture à 80°	101.99	46.79	46.80	2.18	Micro-fissures qui traversent la longueur de l'échantillon	C3B	39 400	86.47
					102.05	46.80	46.84					
					102.02	46.81						
PL-1	12a	107,6-108,3	07:16	Rupture sur un plan sub-vertical sur 85°	100.72	46.74	46.75	2.16	Carb. Dol. blanche teintée rose sans minéraux	C5	44 000	96.57
					100.78	46.77	46.72		accessoires			
					100.75	46.75						
PL-1	23a	47-48	06:45		102.39	46.76	46.74	2.19		C3A	54 200	118.95
					102.44	46.73	46.70					
					102.42	46.73						

Forage	Échantillon	Profondeur (en pieds)	Durée de l'essai	Commentaires sur l'essai	Longueur (en mm)	Diamètre (en mm)	Diamètre (en mm)	Rapport d'allongement	Description particulière	Code géologique	Force (lb force)	σ1 (Mpa)
2	1	27,5-28,5	02:30	Rupture le long d'une micro-fissure chloritisée oblique à l'échantillon	100.93	46.76	46.8	2.16	Micro-fissure qui découpe une des faces de l'échantillon	C3A	13 800	30.2864
					101.01	46.71	46.81					
					100.97	46.77						
2	2b	36,3-37,3	05:06	Plan de rupture très chloritisé et sur la zone de syénite bréchique	100.79	46.82	46.79	2.16	1% pyrite	C3AS	28 600	62.7675
					100.69	46.83	46.78					
					100.97	46.805						
2	8a	75,3-76	13:00	Rupture en forme de cône	101.81	46.7	46.76	2.16	5% d'amas de pyrite de 2 à 8 mm de grosseur	C5	61 900	135.85
					101.68	46.74	46.79					
					100.97	46.7475						
2	9a	90,3-91	06:40	Plan de rupture oblique	102.15	46.75	46.88	2.16	4-5% de fragments de 4 cm de chlorite, 3% bte	C3AS	47 700	104.686
					102.19	46.82	46.88		Micro-fissure altérée en hématite sur une des faces			
					100.97	46.8325						
2	5	53-53,5	03:30	1ere rupture sur une micro-fissure près de l'une des faces et 2e sur plan à 60°	100.89	46.67	46.8	2.16	30% de chlorite	C3AS	15 800	34.6758
					100.78	46.61	46.73		Fracture légèrement sur l'une des faces			
					100.97	46.7025						
2	11a	108-109	07:00	Rupture le long de la zone chloriteuse	101.88	46.68	46.73	2.16	Échantillon composé d'une zone chloriteuse sur toute sa longueur	CI	37 500	82.3001
					101.81	46.61	46.75					
					100.97	46.6925						
2	11b	108-109	09:30		101.68	46.72	46.69	2.16	Présence d'un contact entre de la carbonatite altérée et non-altérée, micro-fissure qui traverse l'échantillon	SC5	49 800	109.295
					101.8	46.7	46.72					
					100.97	46.7075						
2	15a	121,2-122,5	06:15	Rupture sur un plan incliné	101.03	46.78	46.82	2.16	2 micro-fissures légèrement chloritisées	C5-C5bio	47 400	104.027
					100.92	46.86	46.84					
					100.97	46.825						
2	15b	121,2-122,5	05:05		100.61	46.93	46.97	2.15	Présence de petites géodes ouvertes de 2-3 mm le long de l'échantillon	C5-C5bio	41 200	90.4204
					100.55	46.94	46.95					
					100.97	46.9475						
2	15c	121,2-122,5	05:30	Rupture le long d'une micro-fissure qui recoupe l'une des faces	100.49	46.94	46.93	2.15	Présence de veinules de pyrite et de bte	C5-C5bio	45 000	98.7601
					100.6	46.95	46.92					
					100.97	46.935						



Tableau A5.4: Résultats détaillés des essais de compression triaxiale

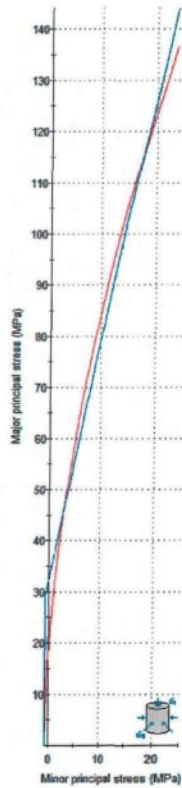
Forage	Échantillon	Profondeur (pieds)	Durée de l'essai (min)	Essai	Commentaires sur l'essai	Longueur (mm)	Diamètre (mm)	Diamètre (mm)	Rapport d'allongement	Description particulière	Code géologique	Force (lb force)	σ <sub>1</sub> (Mpa)
PL-1	3b	57,5-59	09:45	Triaxial 3 (σ <sub>3</sub> = 1000 psi)	Plan de rupture incliné à 60°	100.97	46.65	46.72	2.16	5-7% de bte et de mg de 1 à 7 mm de grosseur	C3B	74 900	164.4
						101.07	46.67	46.69		Apatite 2%, pas de foliation			
						101.02	46.6825						
PL-1	3a	57,5-59	13:25	Triaxial 3 (σ <sub>3</sub> = 3000 psi)	Système de fracture conguguées inclinées à 70°	100.64	46.7	46.67	2.16	5-7% de bte et de mg de 1 à 7 mm de grosseur	C3B	114 000	250.2
						100.59	46.69	46.65		Apatite 2%, pas de foliation			
						100.615	46.6775						
PL-1	3c	57,5-59	09:53	Triaxial 3 (σ <sub>3</sub> = 5000 psi)	Plan de rupture incliné à 65°	100.73	46.72	46.68	2.16	5-7% de bte et de mg de 1 à 7 mm de grosseur	C3B	110 000	241.4
						100.69	46.73	46.71		Apatite 2%, pas de foliation			
						100.71	46.71						
PL-1	23b	47-48	11:29	Triaxial 3 (σ <sub>3</sub> = 7000 psi)	Plan de rupture incliné à 70°	101.18	46.73	46.72	2.17	3-4% de mg de 1 à 4 mm de grosseur	C3B	157 000	344.6
						101.15	46.71	46.73		Légèrement foliée			
						101.165	46.7225						
PL-1	9b	110,6-111,5	08:57	Triaxial 4 (σ <sub>3</sub> = 1000 psi)	Plan de rupture sub-vertical 85°	100.8	46.76	46.74	2.16	1% de mg et trace d'apatite	C3A	90 000	197.5
						100.83	46.74	46.76					
						100.815	46.75						
PL-1	9a	110,6-111,5	07:55	Triaxial 4 (σ <sub>3</sub> = 3000 psi)	Plan de rupture le long d'un contact entre une carb. rosée et une verdâtre. Contact incliné à 50°	100.89	46.77	46.76	2.16	pas de minéraux accessoires	C5	67 000	147.0
						100.95	46.79	46.75					
						100.92	46.7675						
PL-1	10b	117,3-118,8	11:25	Triaxial 4 (σ <sub>3</sub> = 5000 psi)	Plan de rupture incliné à 75°	100.56	46.77	46.74	2.15	5-7% de mg et bte, légèrement foliée	C3B	126 000	276.5
						100.51	46.74	46.76		1% d'apatite			
						100.535	46.7525						
PL-1	21	108,5-109	10:23	Triaxial 4 (σ <sub>3</sub> = 7000 psi)	Plan de rupture incliné à 60°	102.32	46.76	46.75	2.19	5-7% de mg et bte, légèrement foliée	C3B	150 000	329.2
						102.24	46.73	46.74					
						102.28	46.745						
PL-1	18	111-112	07:23	Triaxial 5 (σ <sub>3</sub> = 1000 psi)	Plan de rupture sub-vertical à 80°	101.8	46.75	46.74	2.18	pas de foliation, 1% de mg et de bte de 3-4 mm de grosseur, 1% de pyrite	C3A	70 500	154.7
						101.88	46.75	46.75					
						101.84	46.7475						
PL-1	6b	90-91,3	08:28	Triaxial 5 (σ <sub>3</sub> = 3000 psi)	Plan de rupture incliné à 65°	101.19	46.76	46.78	2.16	Légèrement foliée, 2% de bte et de mg de 1-2 mm de grosseur, micro-fissures inclinées sur l'échantillon	C3A	116 000	254.6
						101.22	46.77	46.78					
						101.205	46.7725						
PL-1	6a	90-91,3	09:25	Triaxial 5 (σ <sub>3</sub> = 5000 psi)	Plan de rupture incliné à 60°	102.48	46.78	46.79	2.19	Légèrement foliée, 2% de bte et de mg de 1-2 mm de grosseur, micro-fissures inclinées sur l'échantillon	C3A	131 000	287.5
						102.55	46.76	46.77					
						102.515	46.775						
PL-1	15	93,5-94	09:30	Triaxial 5 (σ <sub>3</sub> = 7000 psi)	Plan de rupture vertical à 90°	101.83	46.8	46.78	2.18	2% de bte et de mg de 1-2 mm de grosseur	C3A	155 000	340.2
						101.89	46.76	46.76		liation verticale sur toute la longueur de l'éprouvette			
						101.86	46.775						

Forage	Échantillon	Profondeur (en pieds)	Durée de l'essai (min)	Essai	Commentaire sur l'essai	Longueur (en mm)	Diamètre (en mm)	Diamètre (en mm)	Rapport d'allongement	Description particulière	Code géologique	Force (lb force)	$\sigma_1$ (Mpa)
PL-2	17	117 à 118	12:00	Triaxial 1 ( $\sigma_3 = 3000$ psi)	Rupture en biseau sur une micro-fissure, 1 plan à 80°(sur micro-fissure) et l'autre à 60°	101.94	46.82	46.83	2.18	4-5% bte de 1-3 mm, 2% de chlorite 1-2 mm	C5	88 700	194.7
						101.94	46.75	46.83		Contient 3-4 micro-fissures chloritisées			
						101.94	46.8075						
PL-2	13b	116 à 117	14:38	Triaxial 1 ( $\sigma_3 = 5000$ psi)	L'essai s'est très bien déroulé, plan de rupture à 60° le plan contient de l'apatite ce qui donne l'allure de la craie	102.27	46.88	46.89	2.18		C5	88 000	193.1
						102.2	46.88	46.89					
						102.235	46.885						
PL-2	14a	118,5 à 119,7	14:47	Triaxial 1 ( $\sigma_3 = 7000$ psi)	L'essai s'est très bien déroulé, plan de rupture à 60°. Le plan contient 40% de zones chloriteuses	101.61	46.84	46.82	2.17		C5	115 000	252.4
						101.72	46.85	46.83					
						101.665	46.835						
PL-2	4a	49 à 49,7	13:00	Triaxial 2 ( $\sigma_3 = 1000$ psi)	L'essai s'est très bien déroulé, plan de rupture à 60°. Ne s'est pas rupturer sur une micro-fissure	101.92	46.89	46.88	2.17	4 à 5 micro-fissures chloritisées	C3AS	39 400	86.5
						101.9	46.91	46.89					
						101.91	46.8925						
PL-2	4b	49 à 49,7	19:00	Triaxial 2 ( $\sigma_3 = 2500$ psi)	L'essai s'est très bien déroulé, plan de rupture à 60°. Ne s'est pas rupturer sur une micro-fissure	101.91	46.87	46.85	2.17	4 à 5 micro-fissures chloritisées	C3AS	96 000	210.7
						101.93	46.85	46.87					
						101.92	46.86						
PL-2	16a	40 à 41	10:15	Triaxial 2 ( $\sigma_3 = 5000$ psi)	L'échantillon ne s'est pas très bien rupturé. Plan de rupture incliné à 80° pas continu et sur une des faces.	101.25	46.87	46.86	2.16	0 % de fragments de syénite totalement chloritisés	C3AS	103 000	226.1
						101.28	46.84	46.91		de 3 à 10 mm			
						101.265	46.87						
PL-2	3a	42,3 à 43,3	11:25	Triaxial 2 ( $\sigma_3 = 7000$ psi)	L'échantillon ne s'est pas très bien rupturé. Plan de rupture perpendiculaire à la longueur de l'échantillon	101.76	46.81	46.75	2.18		C3AS	96 700	212.2
						101.88	46.79	46.73					
						101.82	46.77						

## Section A.5.5 : Enveloppe de rupture des essais triaxiaux

### Forage PL-1

#### Essai triaxial 1



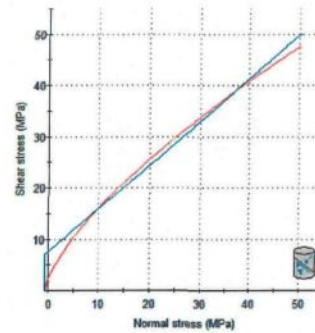
Essai triaxial 1 mine Niobec (Forage PL-1)

**Hoek-Brown Classification**  
intact uniaxial comp. strength ( $\sigma_{ci}$ ) = 96.051 MPa  
GSI = 70  $m_i$  = 15.624 Disturbance factor (D) = 1  
intact modulus ( $E_i$ ) = 70000 MPa

**Hoek-Brown Criterion**  
 $m_b$  = 5.362  $s$  = 0.0357  $a$  = 0.501

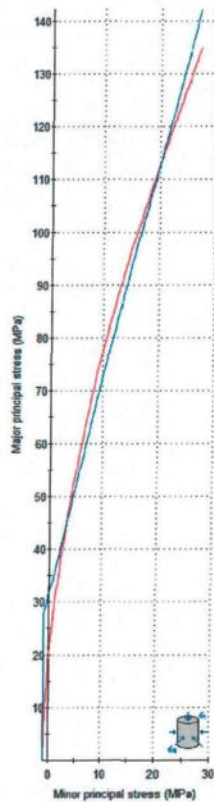
**Mohr-Coulomb Fit**  
cohesion = 7.470 MPa friction angle = 40.28 deg

**Rock Mass Parameters**  
tensile strength = -0.640 MPa  
uniaxial compressive strength = 18.060 MPa  
global strength = 32.250 MPa  
deformation modulus = 51296.99 MPa



# Essai triaxial 2

Essai triaxial 2 (Forage PL-1)

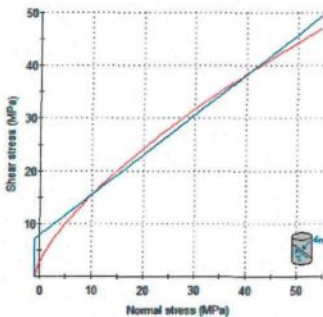


**Hook-Brown Classification**  
 intact uniaxial comp. strength ( $\sigma_{ci}$ ) = 108.822 MPa  
 GSI = 70  $m_i$  = 11.042 Disturbance factor (D) = 1  
 intact modulus ( $E_i$ ) = 70800 MPa

**Hook-Brown Criterion**  
 $m_b$  = 3.752  $a$  = 0.6357  $a$  = 0.591

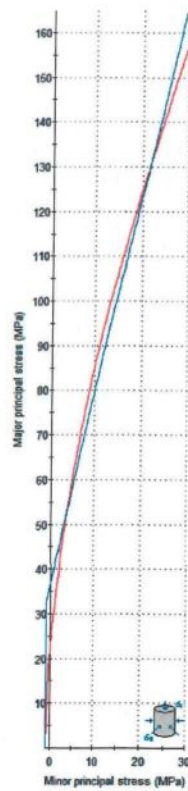
**Mohr-Coulomb Fit**  
 cohesion = 7.884 MPa friction angle = 37.20 deg

**Rock Mass Parameters**  
 tensile strength = -1.626 MPa  
 uniaxial compressive strength = 20.461 MPa  
 global strength = 31.764 MPa  
 deformation modulus = 51296.99 MPa



## Essai triaxial 3

Essai triaxial 3 (Forage PL-1)

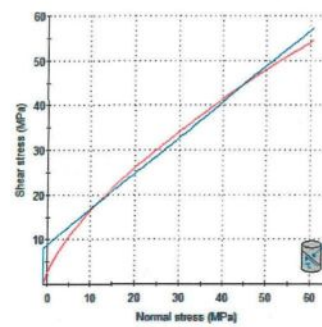


**Hoek-Brown Classification**  
 intact uniaxial comp. strength ( $\sigma_{ci}$ ) = 118.648 MPa  
 GSI = 70  $m_i$  = 12.982 Disturbance factor ( $D$ ) = 1  
 intact modulus ( $E_i$ ) = 70000 MPa

**Hoek-Brown Criterion**  
 $m_b$  = 4.419  $s$  = 0.0357  $a$  = 0.501

**Mohr-Coulomb Fit**  
 cohesion = 8.865 MPa friction angle = 38.59 deg

**Rock Mass Parameters**  
 tensile strength = -0.958 MPa  
 uniaxial compressive strength = 22.309 MPa  
 global strength = 36.630 MPa  
 deformation modulus = 51296.98 MPa

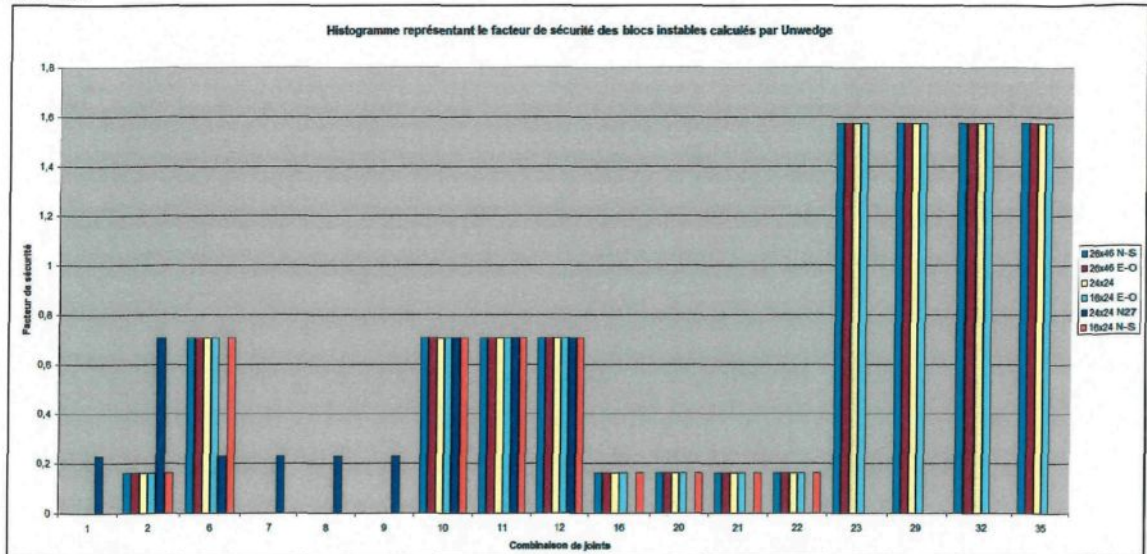


## ANNEXE 6

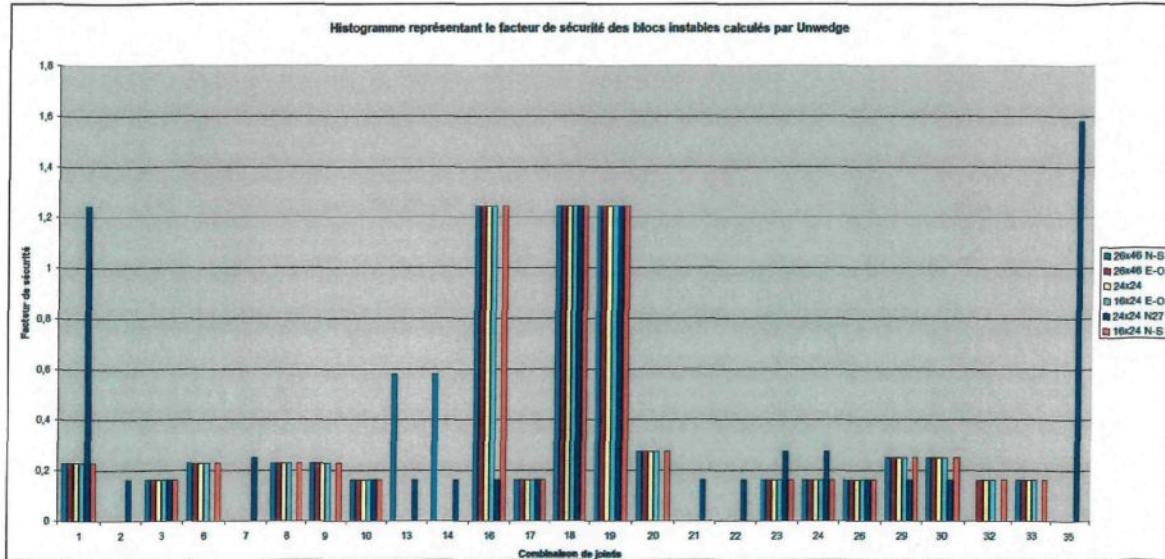
### HISTOGRAMMES DES DIFFÉRENTS PARAMÈTRES DES INSTABILITÉS STRUCTURALES DE LA ZONE SUD

## Section A6.1: Histogrammes des facteurs de sécurité des blocs instables de la zone sud

### Mur est

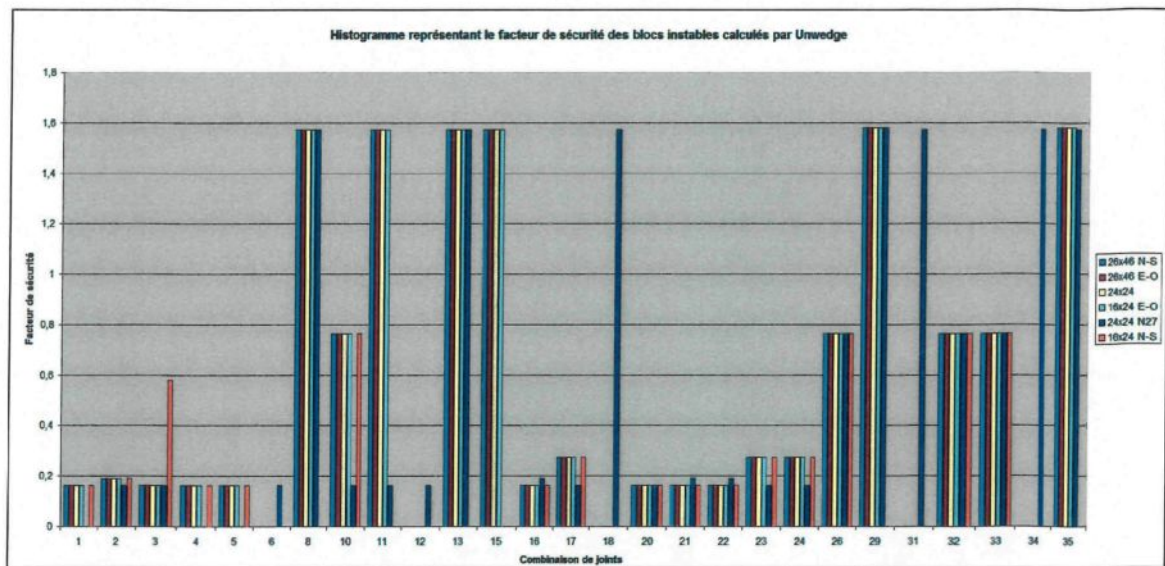


### Mur Ouest

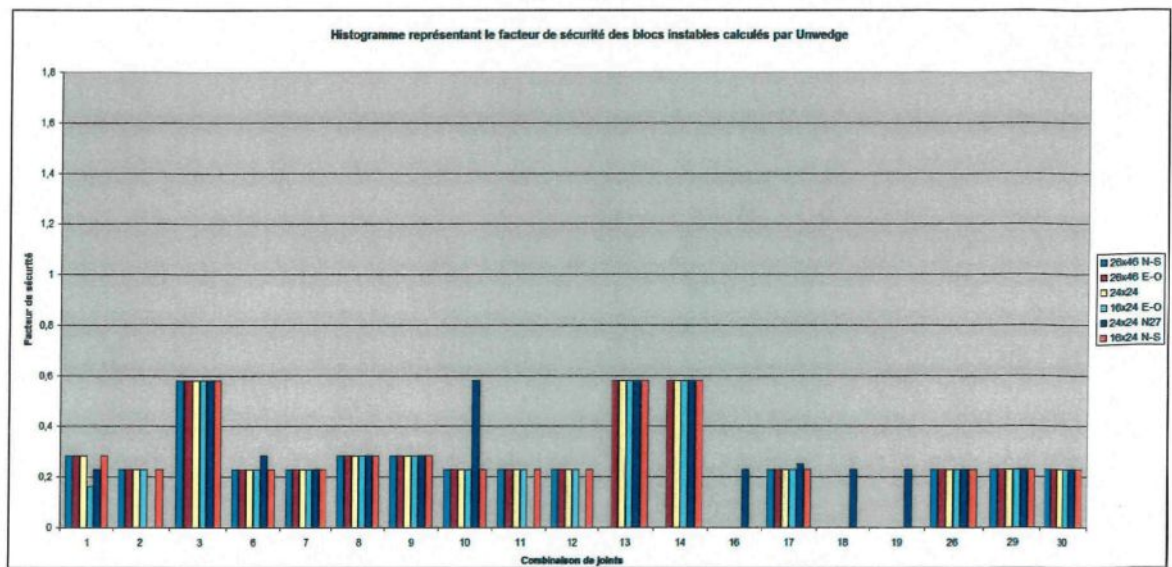




## Mur Nord

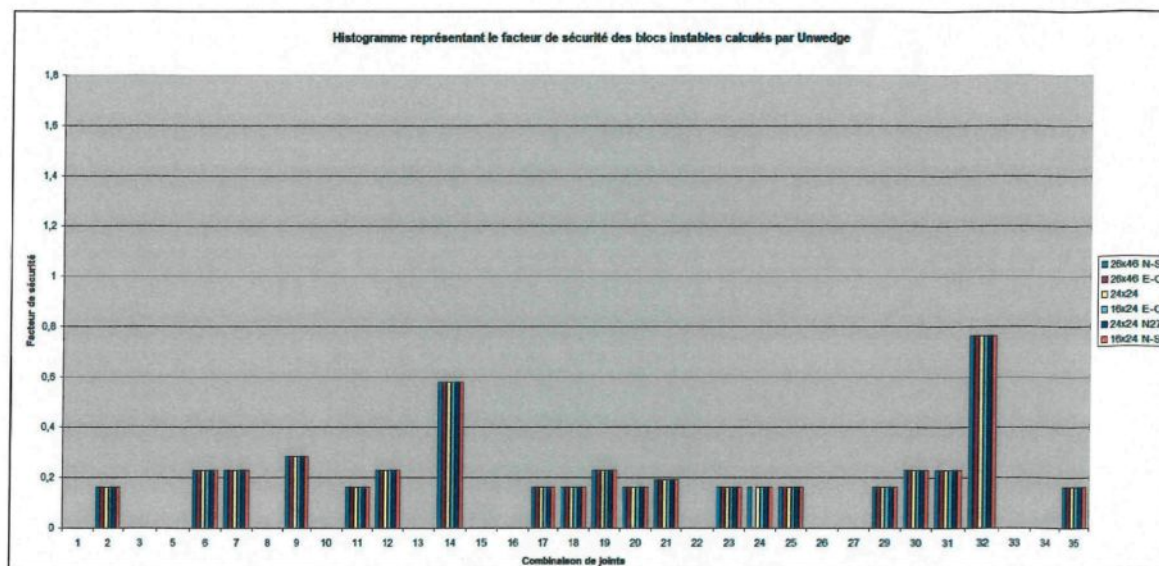


## Mur sud



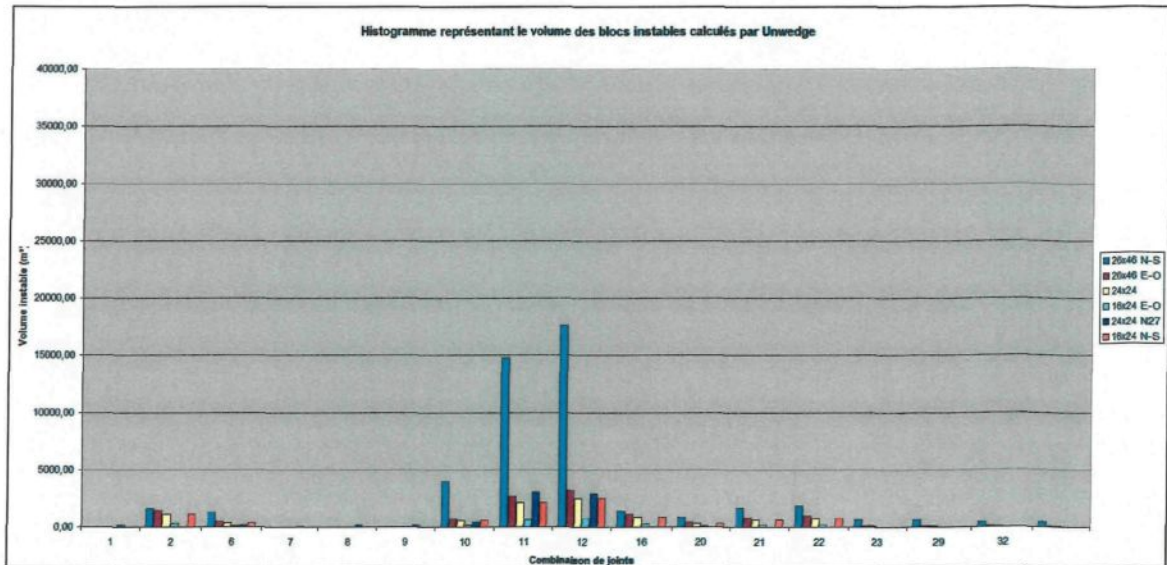


## Toit

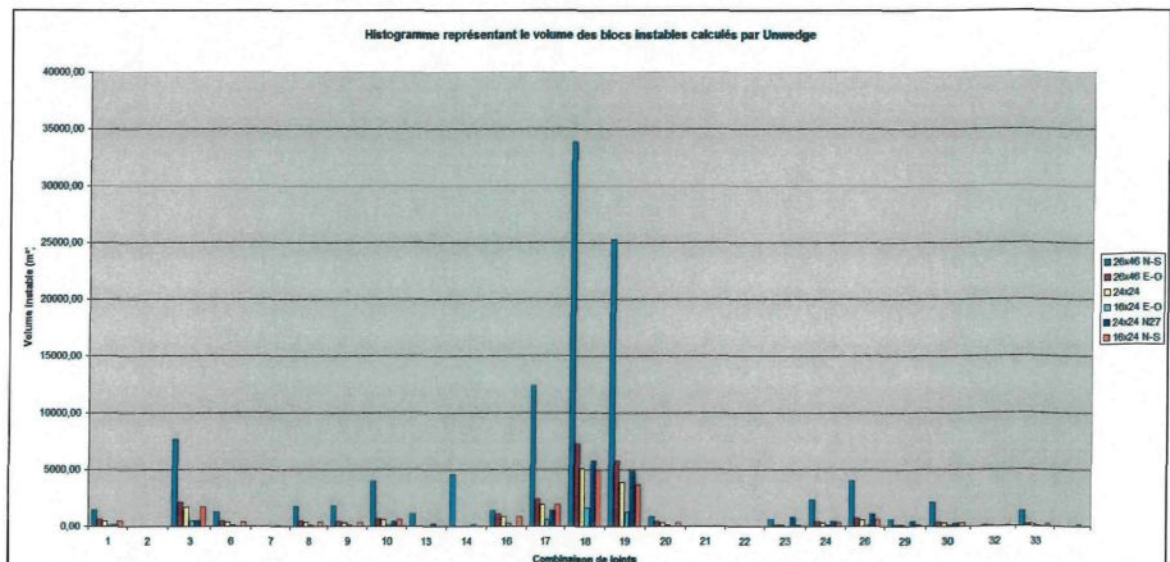


## Section A6.2: Histogrammes des volumes d'effondrements des blocs instables de la zone sud

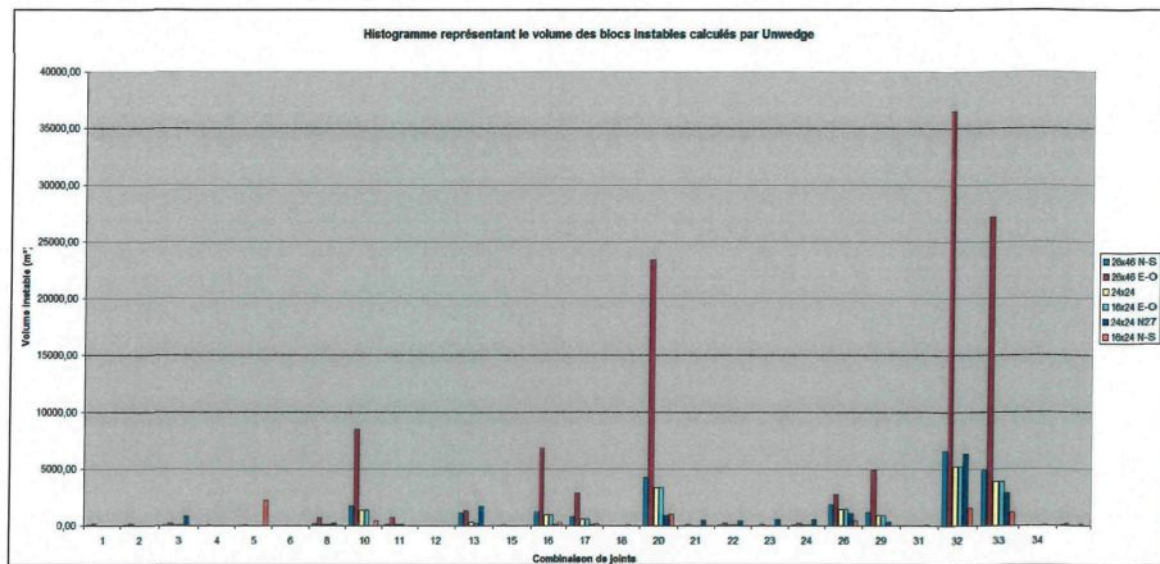
Murs est



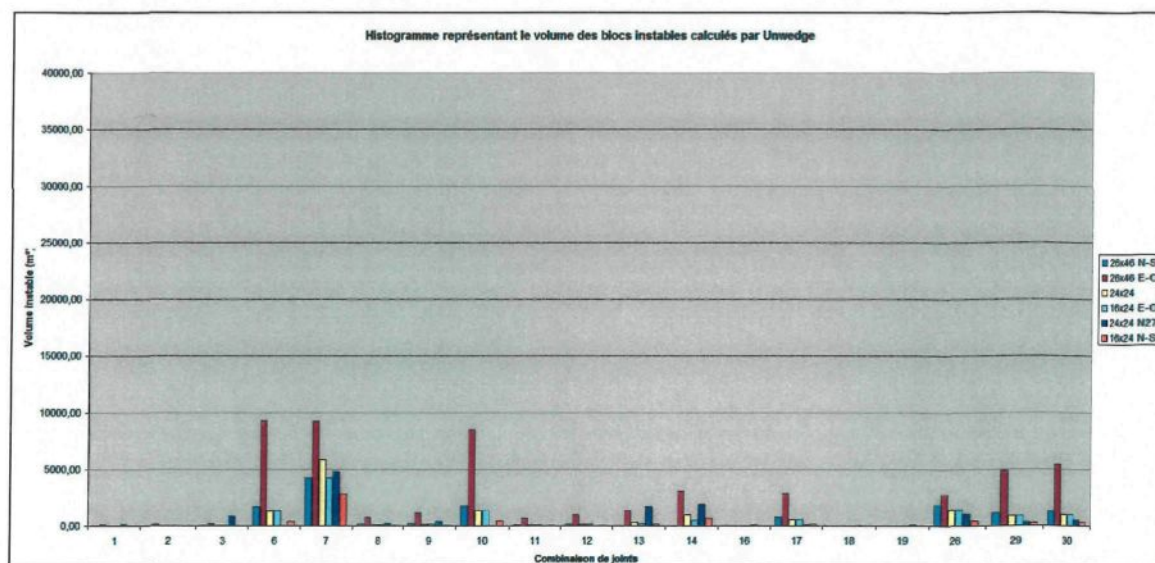
Mur ouest



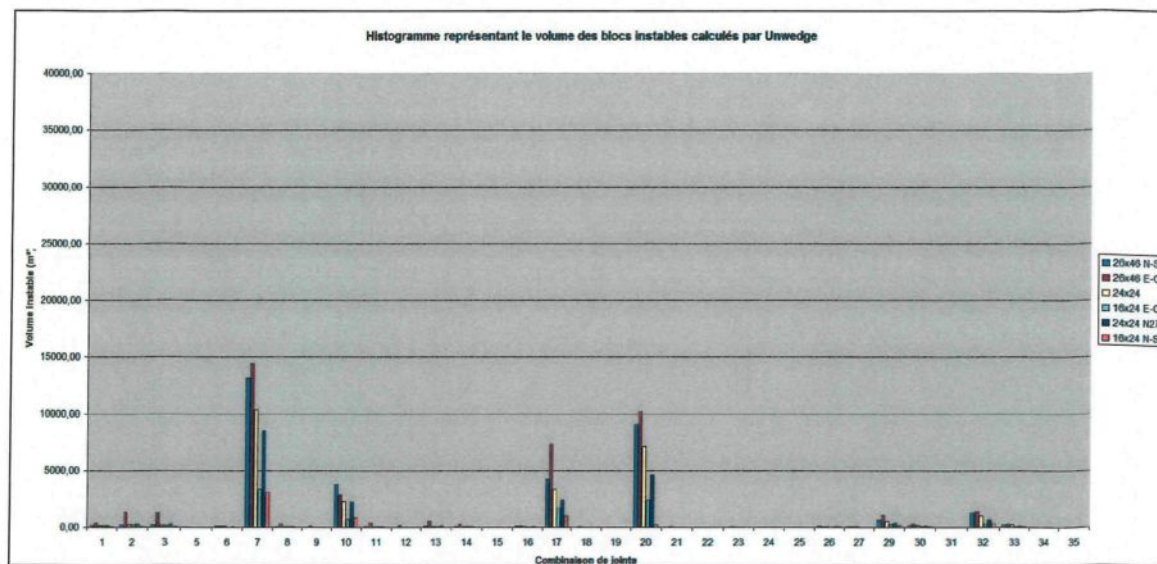
## Mur nord



## Mur sud



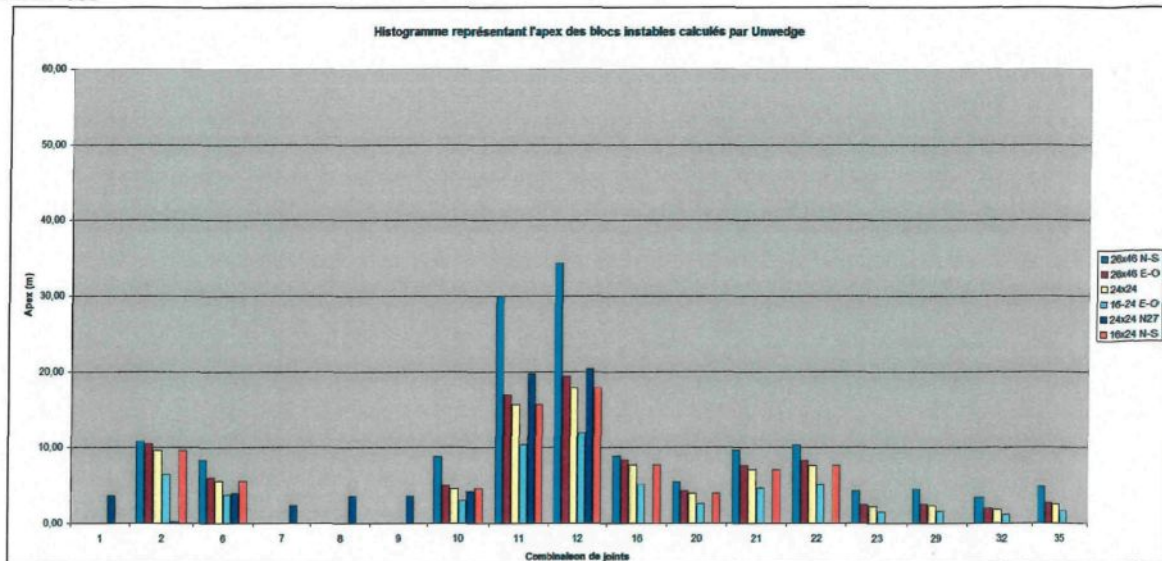
## Toit



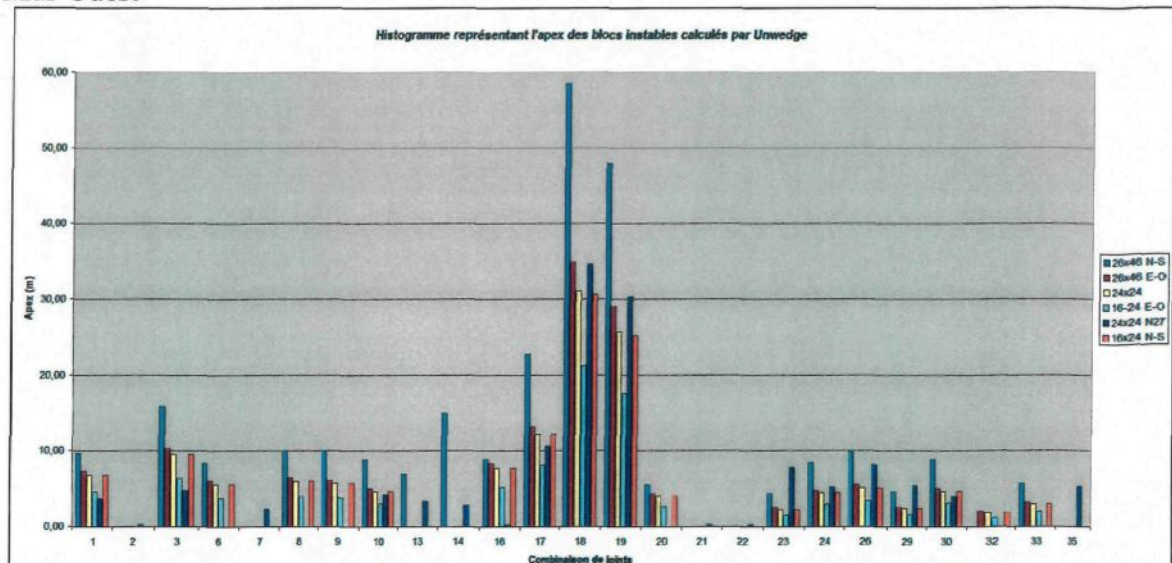


### Section A6.3: Histogrammes de la profondeur maximale (apex) des effondrements de blocs instables de la zone sud

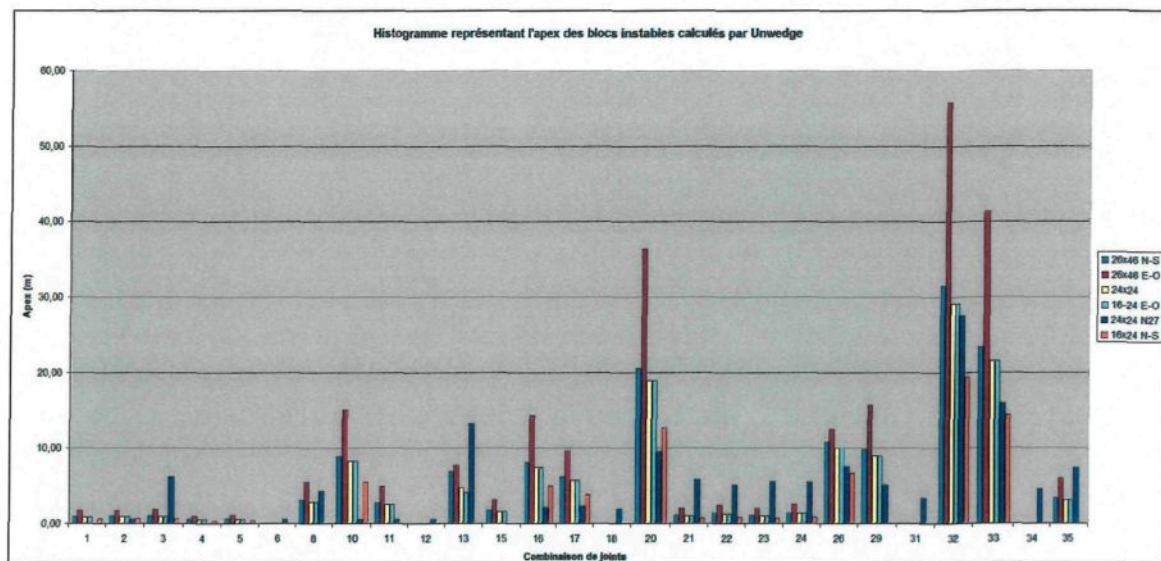
#### Mur est



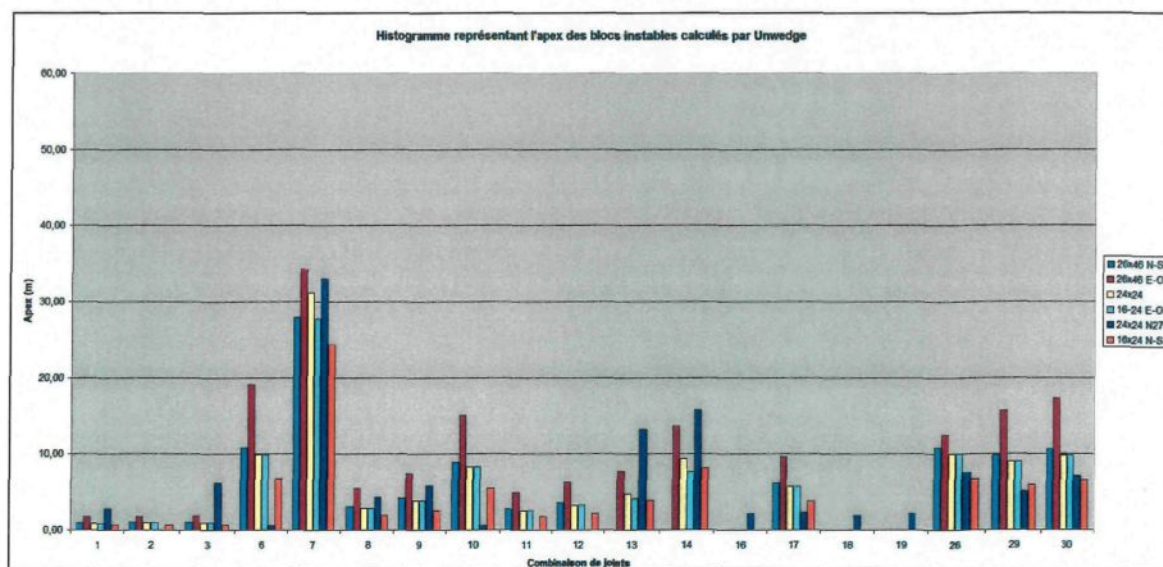
#### Mur Ouest



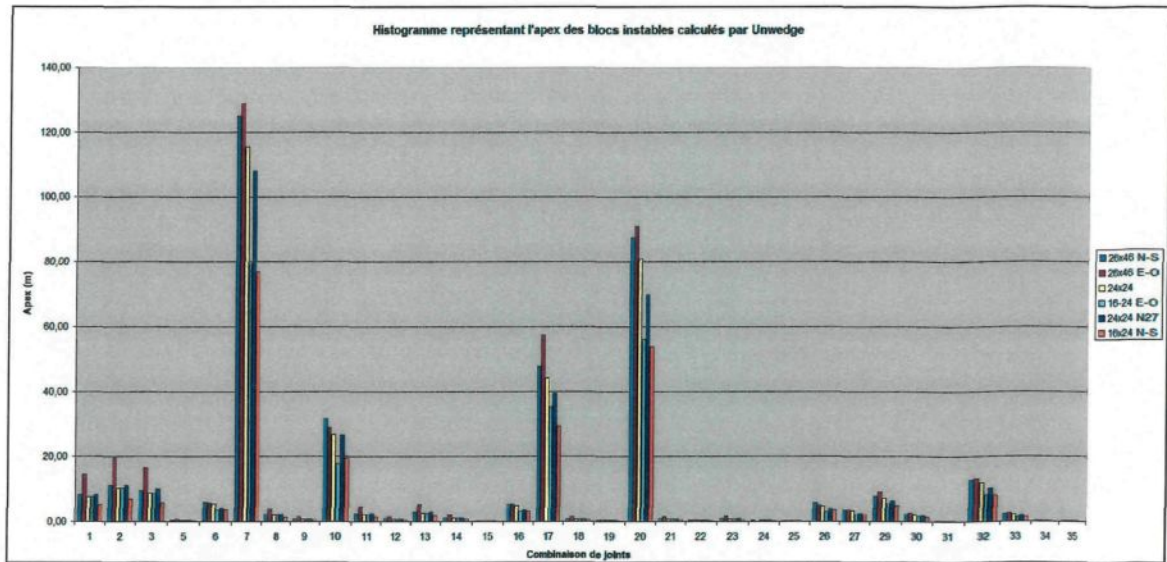
## Mur Nord



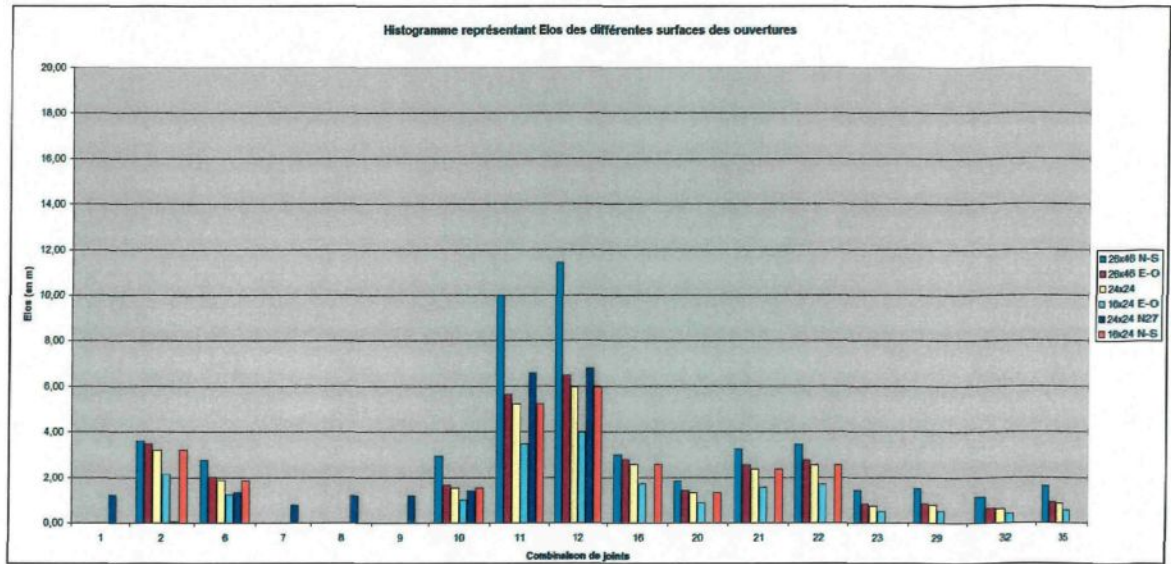
## Mur Sud



## Toit

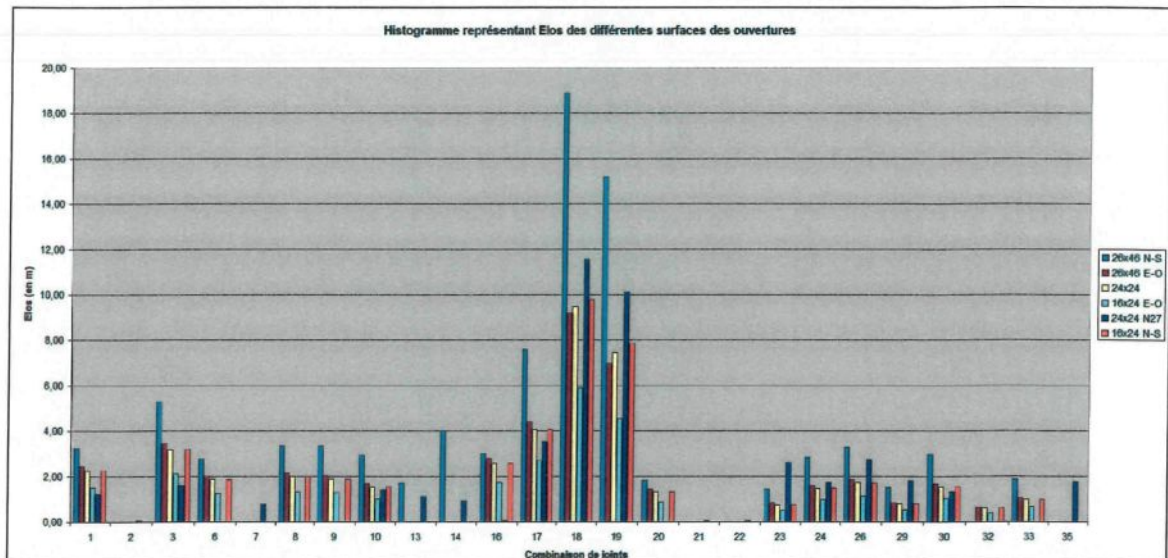


## Section A6.4: Histogrammes de la profondeur moyenne des blocs instables de la zone sudMur Est



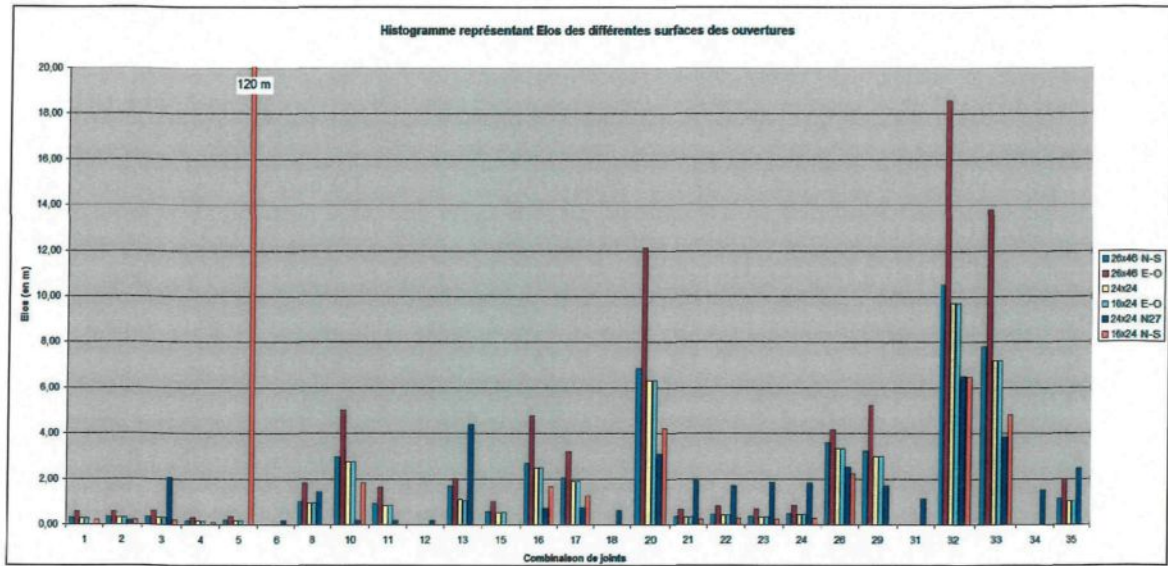
## Mur Ouest



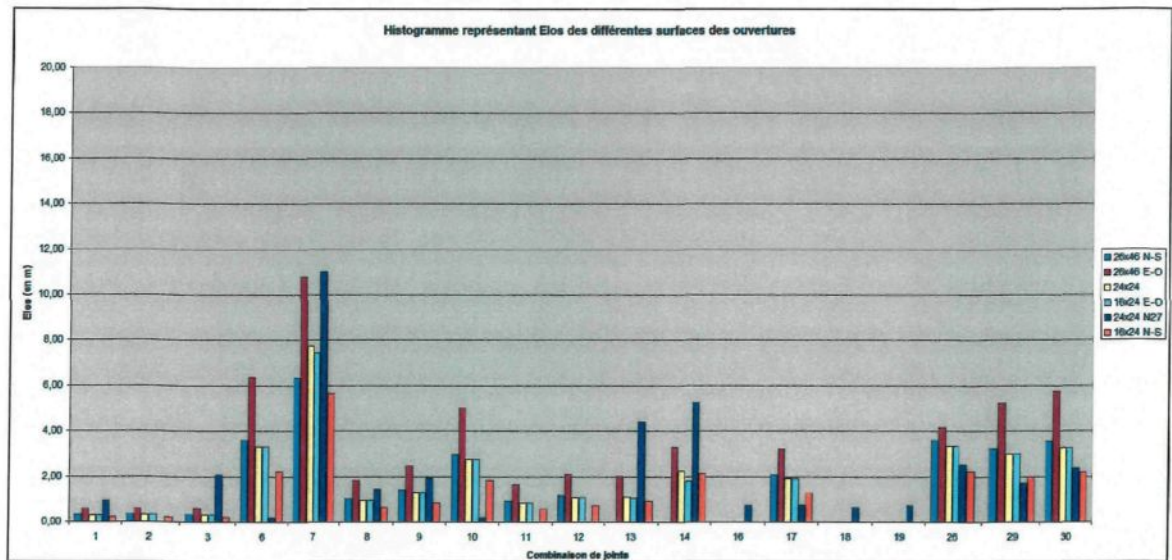




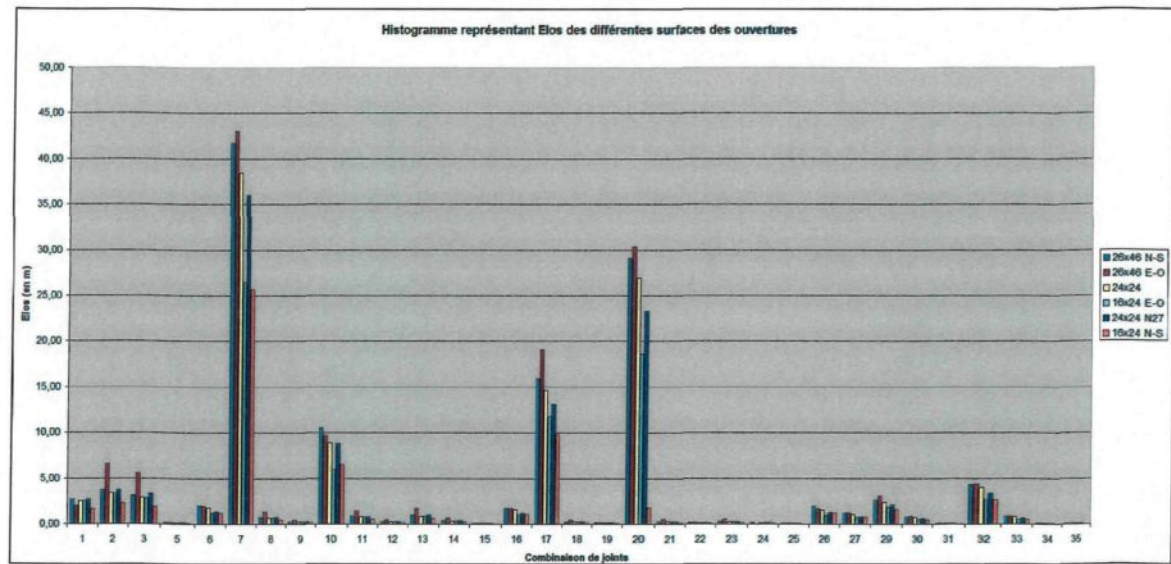
## Mur Nord



## Mur Sud



## Toit

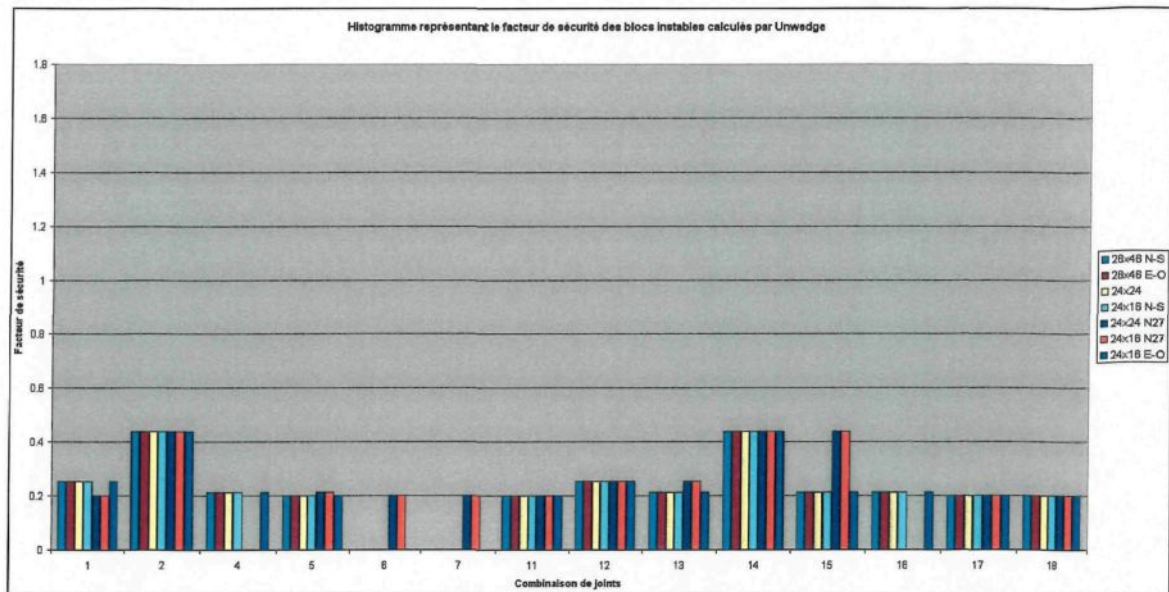


## ANNEXE 7

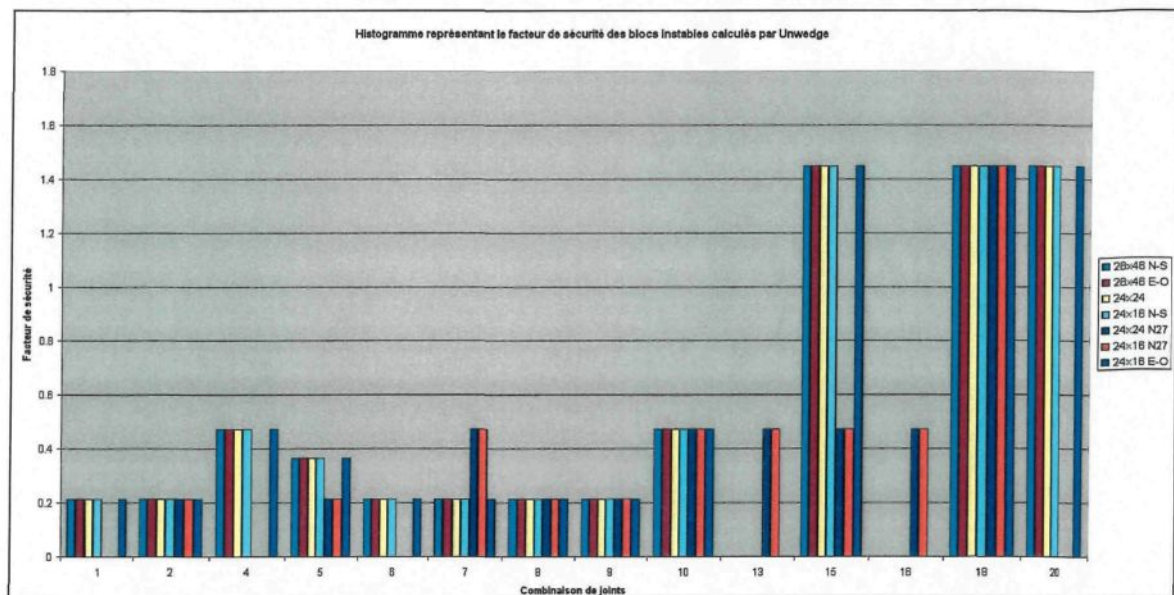
### HISTOGRAMMES DES DIFFÉRENTS PARAMÈTRES DES INSTABILITÉS STRUCTURALES DE LA ZONE NORD

## Section A7.1 : Histogrammes des facteurs de sécurité des blocs instables de la zone nord

### Mur est

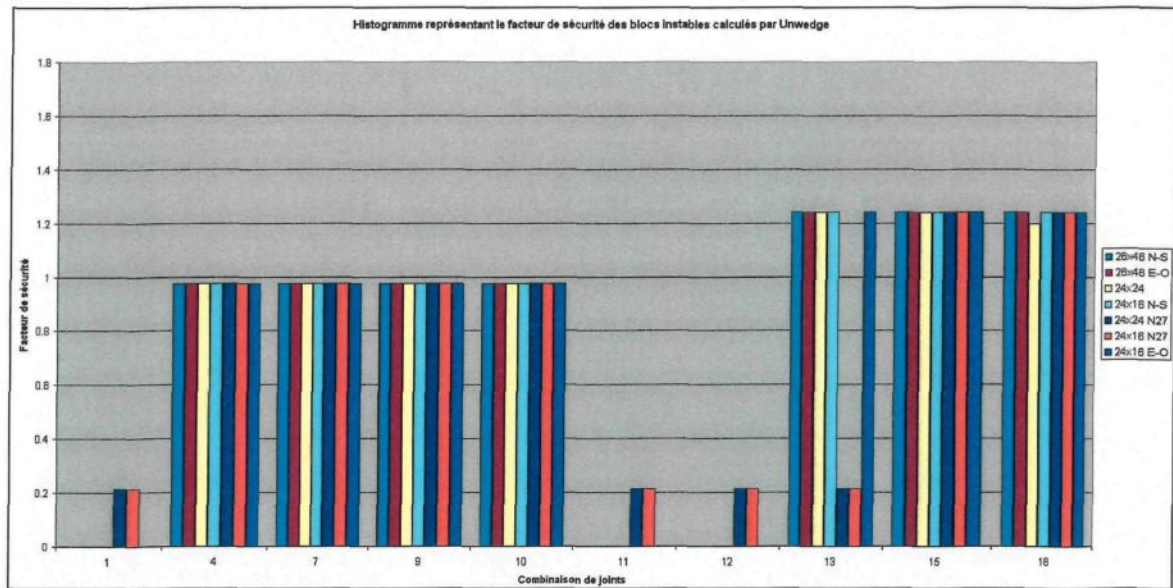


### Mur ouest

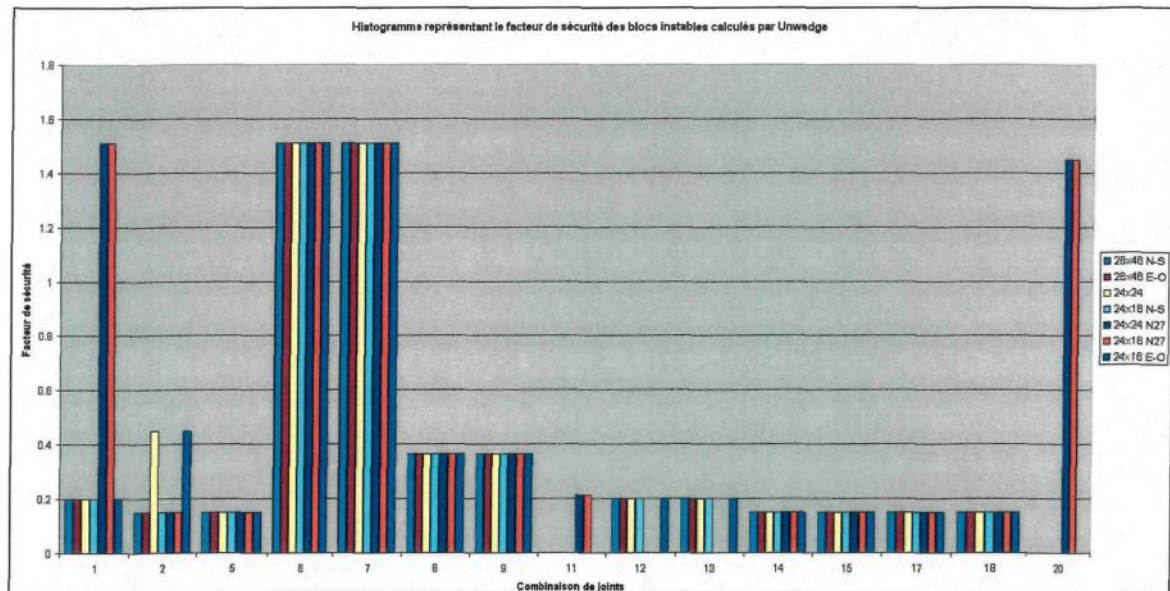




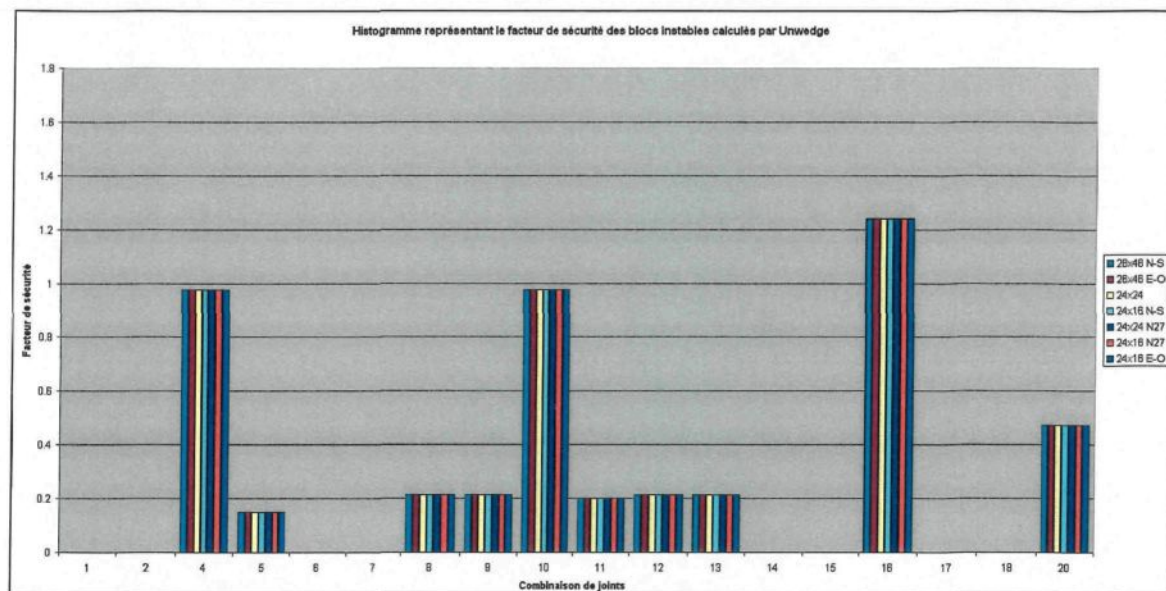
## Mur Nord



## Mur sud

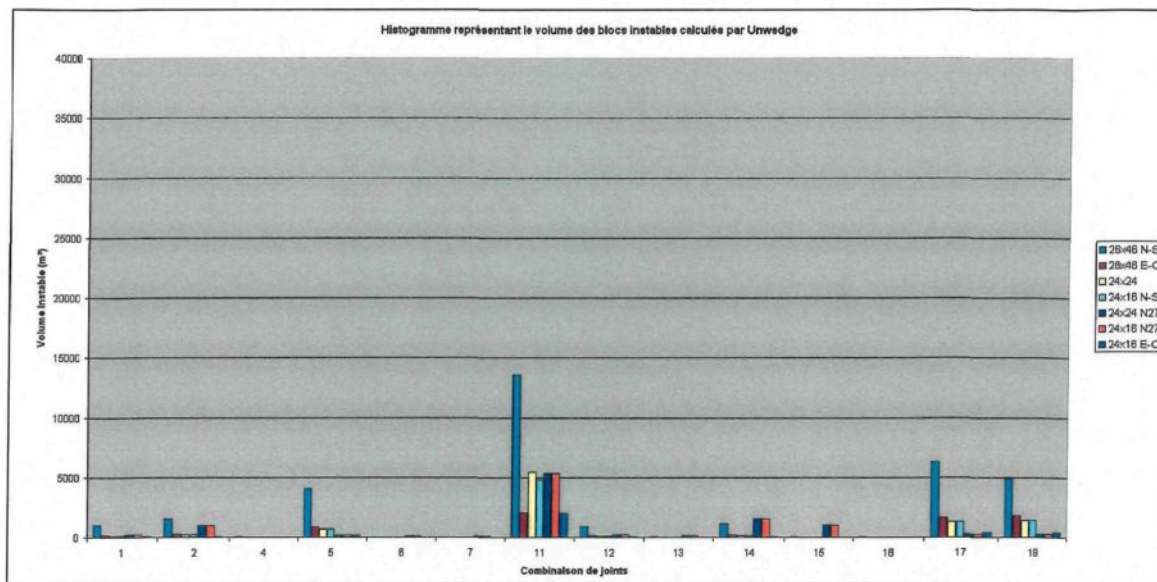


## Toit

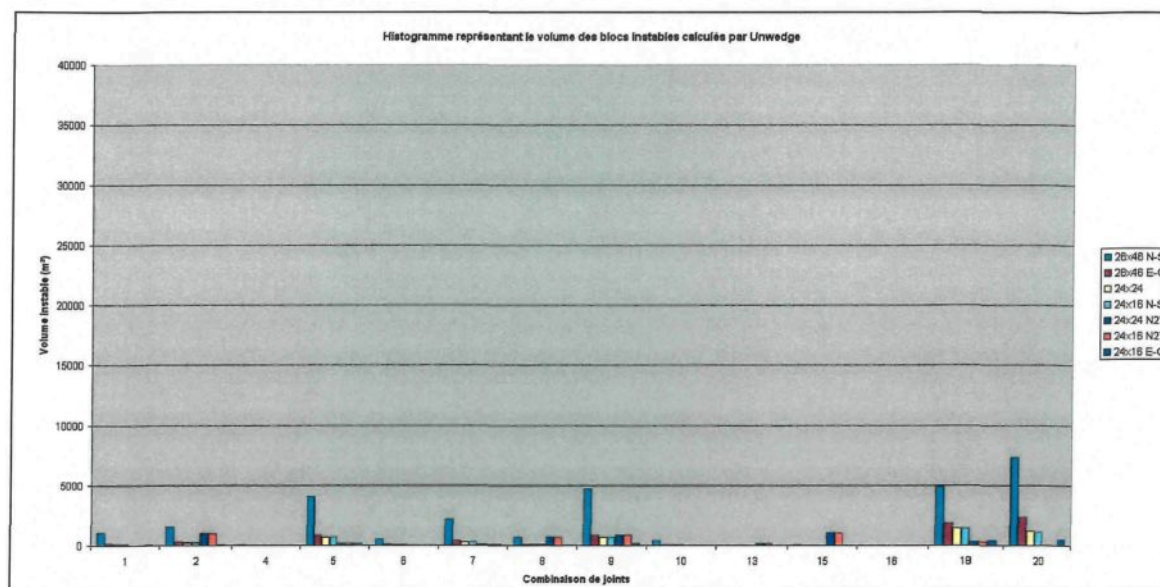


## Section A7.2: Histogrammes des volumes d'effondrements des blocs instables de la zone nord

### Mur est

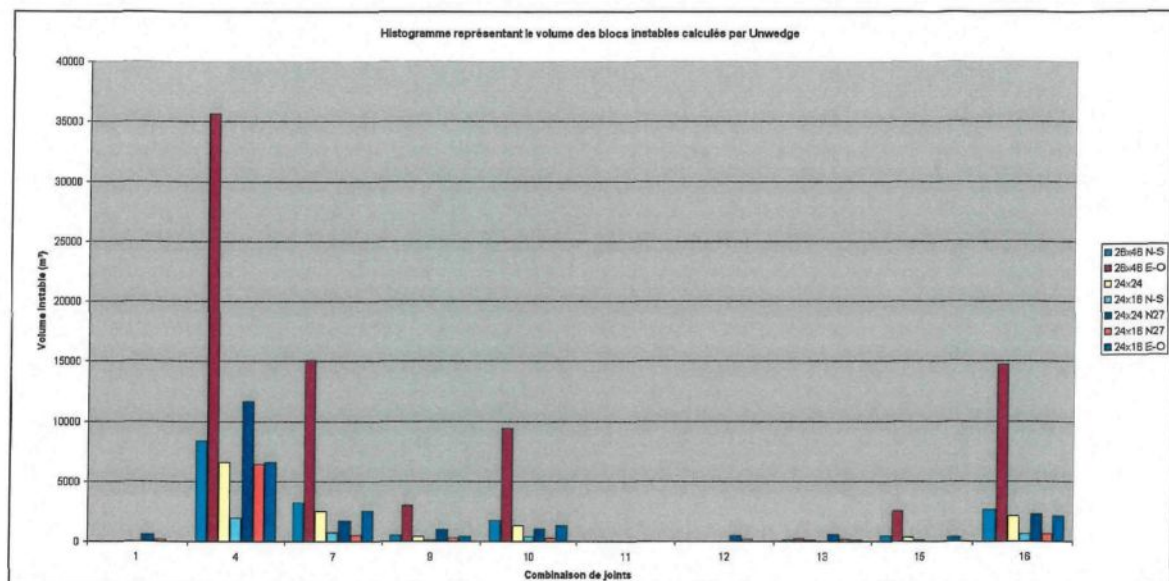


### Mur ouest

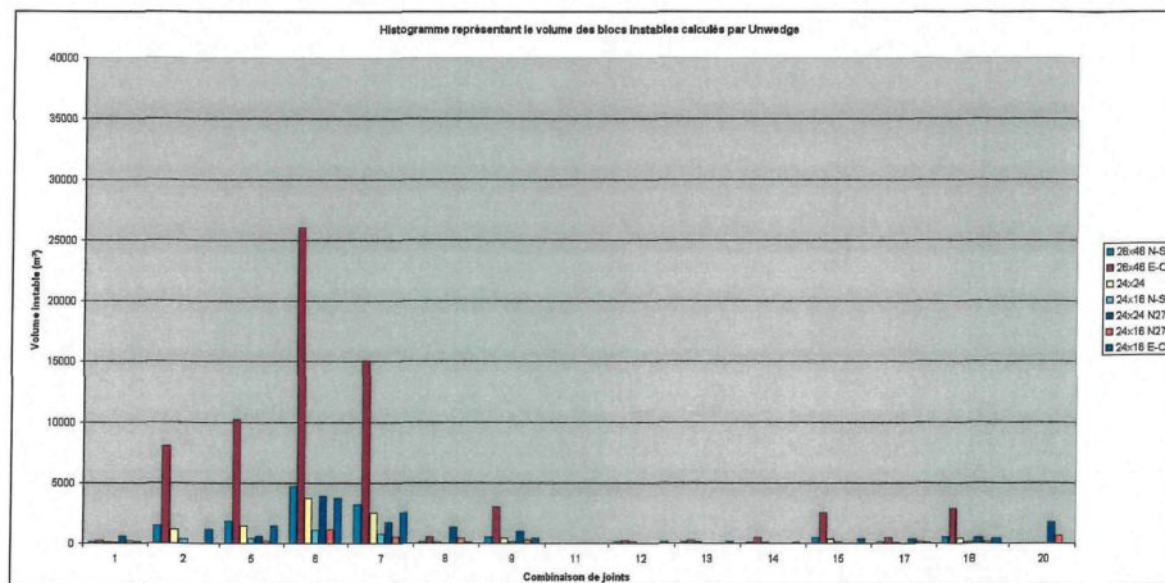




## Mur nord

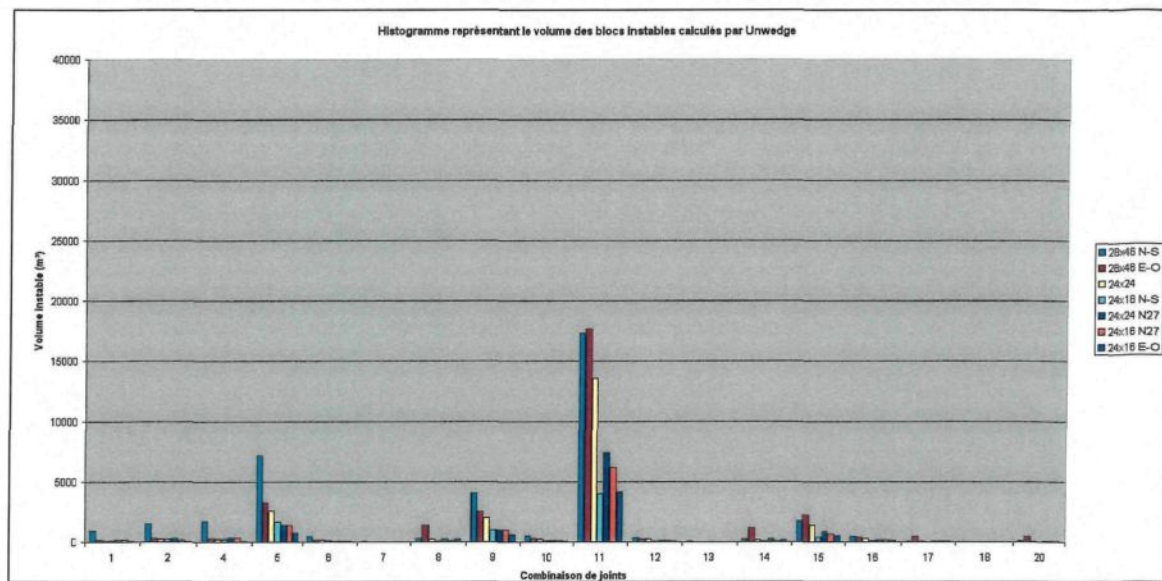


## Mur sud



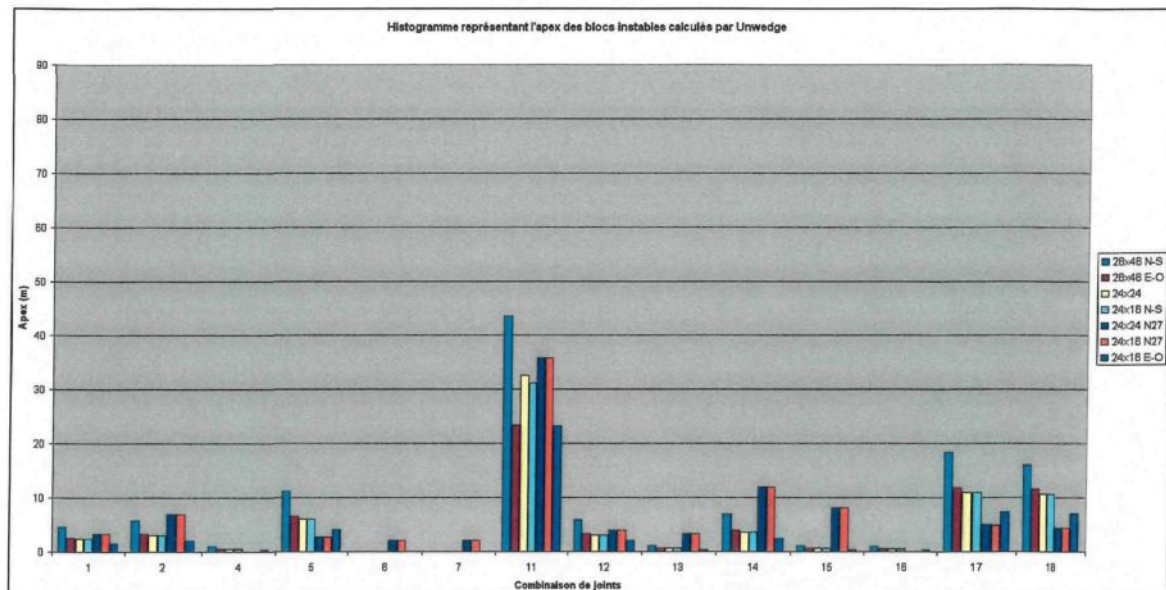


## Toit

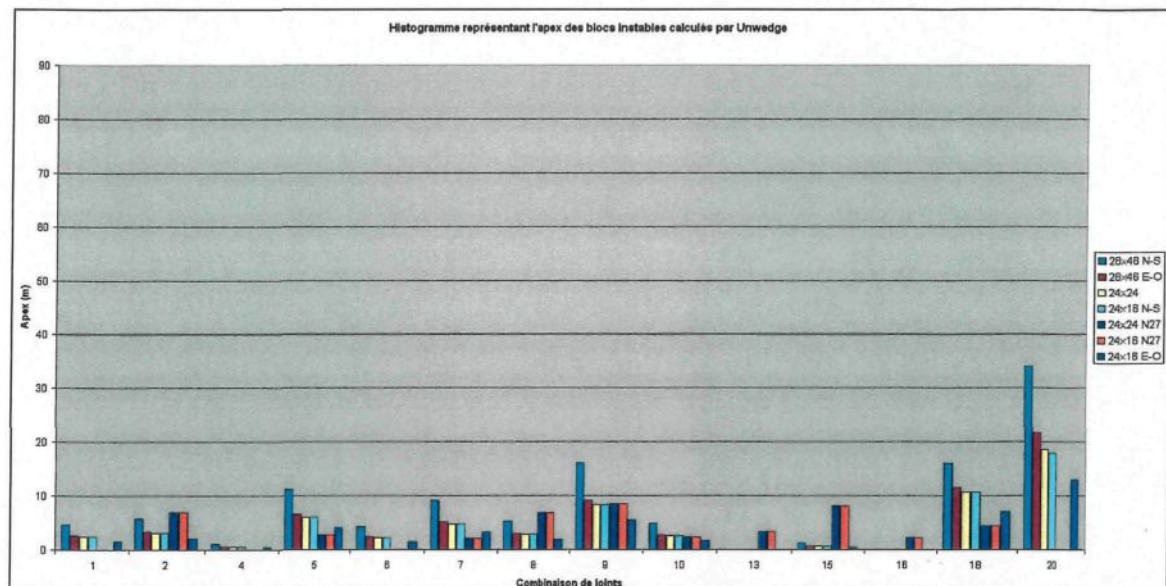


### Section A7.3: Histogrammes de la profondeur maximale (apex) des effondrements de blocs instables de la zone nord

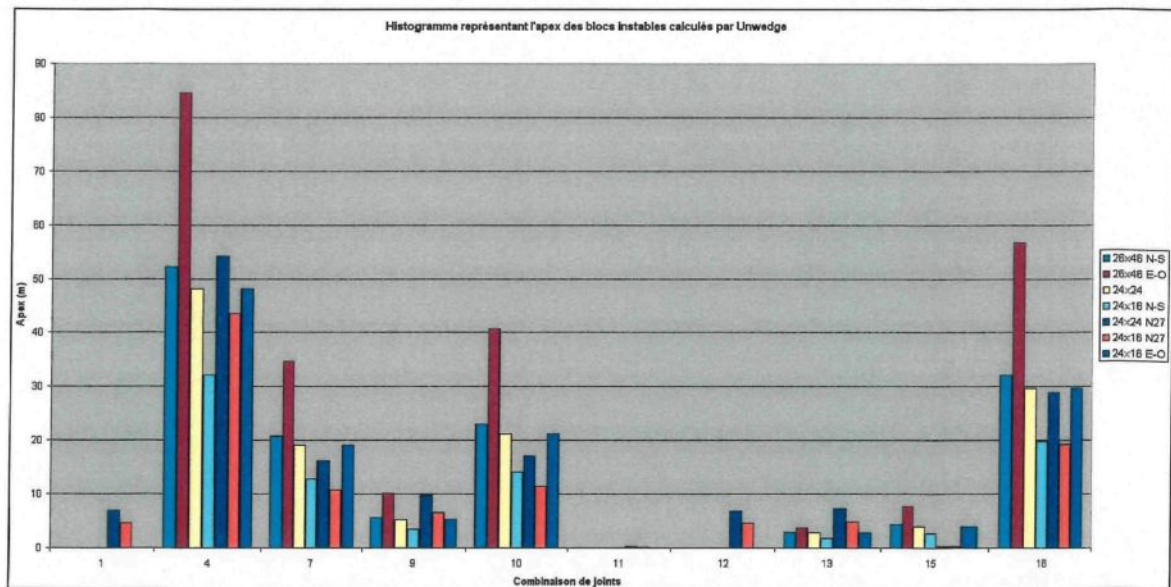
#### Mur est



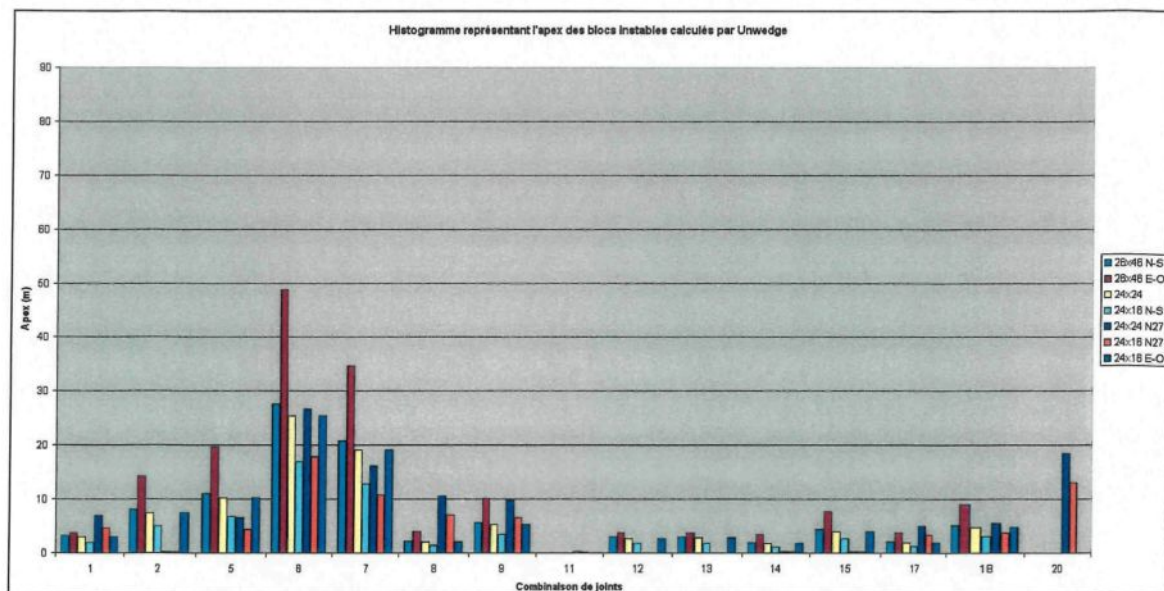
#### Mur ouest



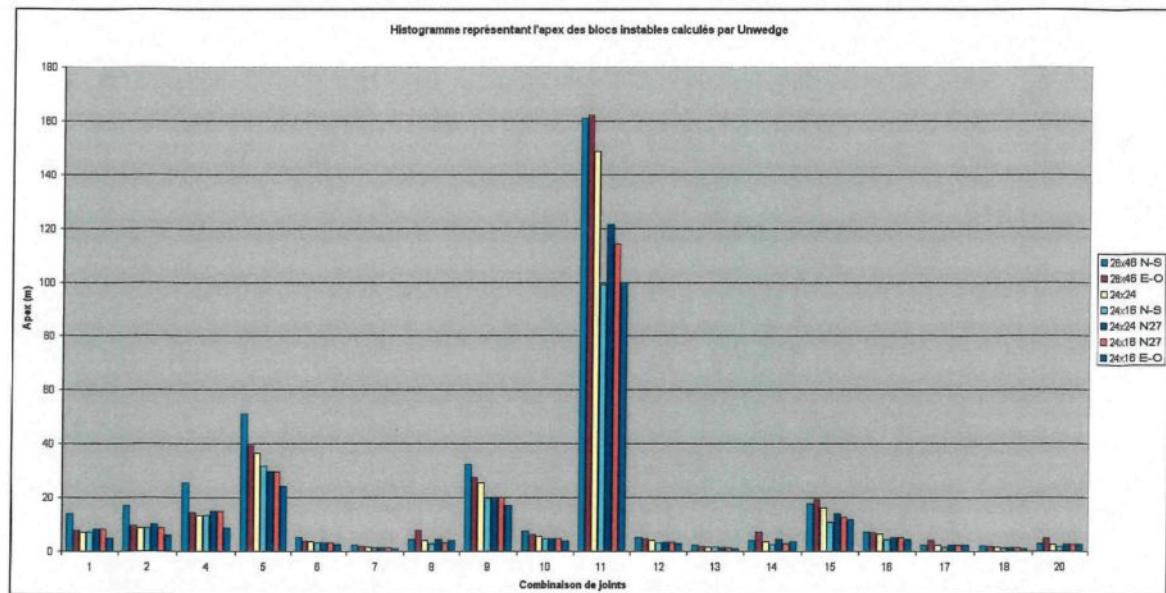
## Mur nord



## Mur sud



## Toit



## ANNEXE 8

### ÉVOLUTION ET EXPLICATION DE LA MÉTHODE D'ANALYSE DE LA STABILITÉ DES CHANTIERS DE MATHEWS



## Section A8.1 Description du graphique de stabilité de Mathews

### Section A8.1.1 Introduction

Une des méthodes répandues au Canada, pour prévoir la stabilité des chantiers, est celle développée par Mathews et al. (1980). Cette méthode basée sur la classification des massifs rocheux a suivi celle développée par Laubscher et al. (1976) quelques années plus tôt. Originellement conçue pour les chantiers ouverts des mines canadiennes à des profondeurs supérieures à 1000 mètres, le graphique est maintenant utilisé dans d'autres régions du monde et pour des mines moins profondes. Plusieurs chercheurs ont contribué à ajouter de l'information à cette première base de données. Mathews a débuté la compilation de cette étude avec une cinquantaine de points et maintenant plus de 500 cas sont disponibles dans la littérature. Un des principaux avantages de cette méthode est sa simplicité d'application. Toutefois, les utilisateurs doivent être vigilant en l'utilisant. Ils doivent avoir une bonne connaissance du massif rocheux qu'ils investiguent. Bien que cette méthode paraissent rigoureuse, par une analyse quantitative (nombre de stabilité et rayon hydraulique), elle demeure une méthode empirique car elle est basée sur des études de cas.

### Section A8.1.2 Graphique de Laubscher

Un des premiers à avoir utilisé les classifications des massifs rocheux pour évaluer et prédire la stabilité de grandes ouvertures souterraine est Laubscher et al. (1976). Son abaque empirique est basée sur le rayon hydraulique de chaque face de l'ouverture (aire/périmètre) et sur une classification du massif rocheux selon la « Modified Rock Mass Rating (MRMR) ». Cette classification, proposée par Bieniawski (1976), a été ajustée pour tenir compte de l'orientation des joints, de l'altération de la roche, des contraintes présentes dans le massif rocheux, des changements de contraintes dus aux opérations de minage et des effets des sautages. L'abaque de Laubscher (1976) se divise en trois zones : zone d'effondrement ou (*caving*), zone de transition et zone stable (figure A8.1). Cette méthode, principalement mise au point à partir de mesures prises dans des mines exploitant des gisements selon la méthode d'« effondrement par bloc », permet de déterminer le support requis pour le développement des ouvertures, la dimension des ouvertures requise pour permettre au massif de s'auto-fracturer pour être exploité, l'angle d'effondrement, la propagation de la zone de rupture, etc. Toutefois, comme cet abaque a été développée avec très peu d'information et qu'elle provenait de surfaces où les effondrements étaient souhaités (de par la méthode d'exploitation), elle n'est pas vraiment calibrée pour assurer la stabilité des exploitations en chantiers ouverts. De plus, quelques années plus tard, l'abaque de Mathews, spécialement conçue pour les chantiers ouverts, a fait son apparition.

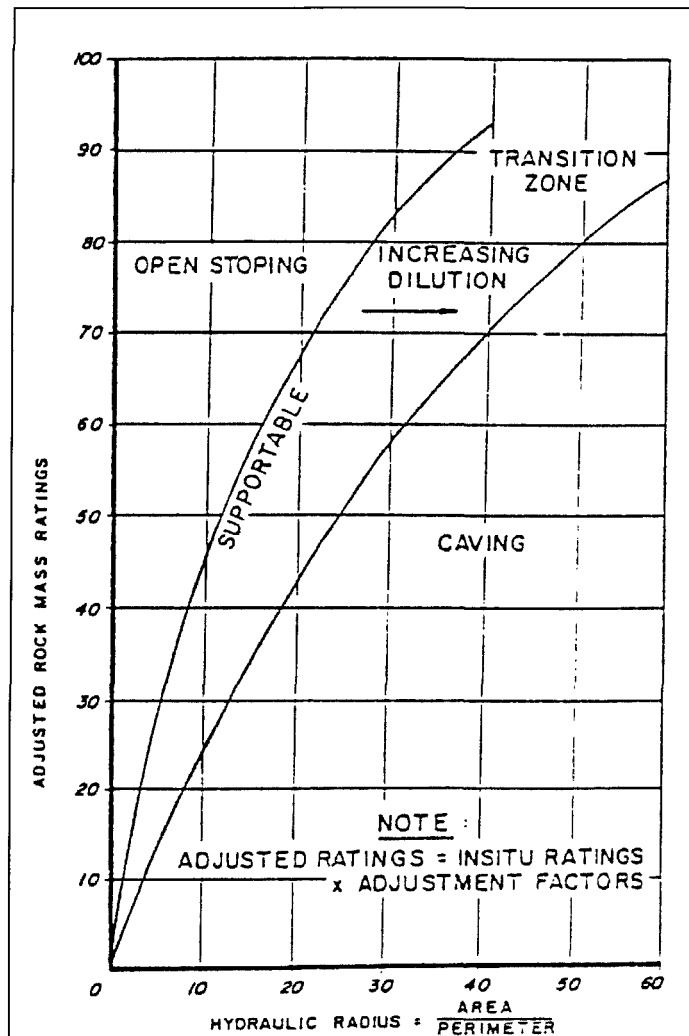


Figure A8.1 : Graphique de Laubscher  
 Tiré de Potvin (1988)



### Section A8.1.3 L'abaque de Mathews

L'abaque développée par Mathews et al. (1980) fut créée pour des chantiers ouverts dans un massif rocheux à forte résistance pour des profondeurs supérieures à 1000 mètres (figure A8.2). Ses hypothèses étaient basées sur une faible quantité d'information (55 cas dont 29 provenant de la littérature). Au fil des années d'autres auteurs ont ajouté nombre de données provenant d'exploitations à diverses profondeurs et de massifs rocheux de qualités variables. L'ajout d'informations a permis de tracer d'autres courbes pour délimiter les zones de stabilité et d'instabilité. De plus, l'augmentation de la base de données augmente le niveau de confiance en cette méthode de prévision de la stabilité.

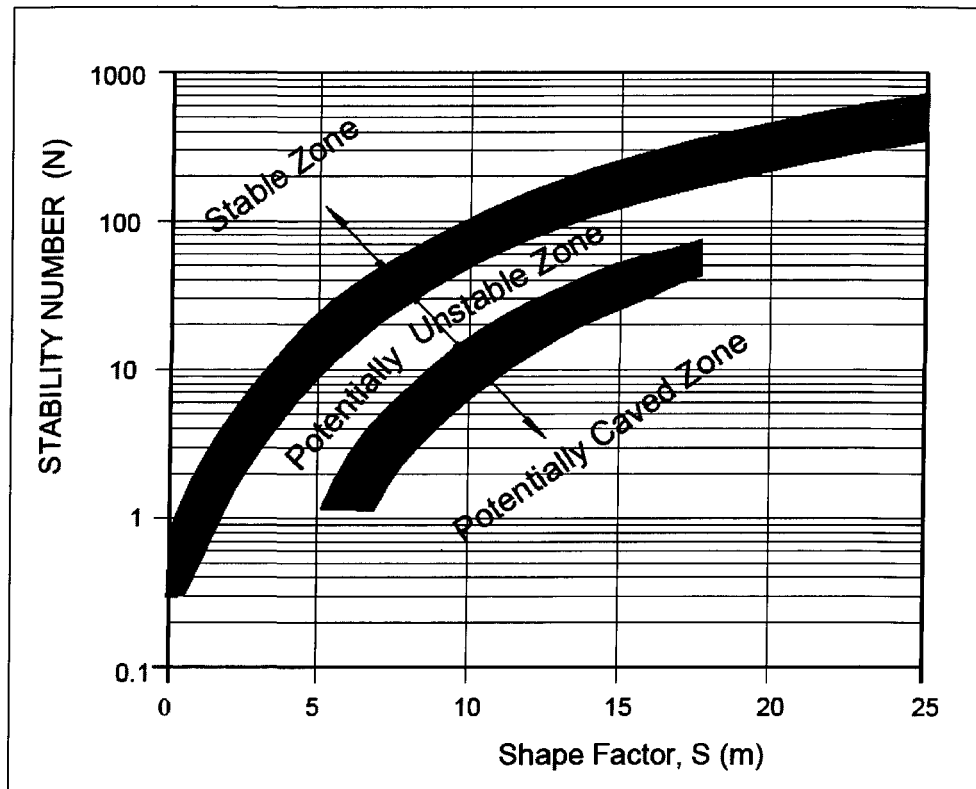


Figure A8.2 : Graphique de stabilité de Mathews (1981)

Tirée de Potvin (1988)

La méthode de Mathews a été mise au point pour évaluer la stabilité des chantiers ouverts souterrains en tenant compte des contraintes et des discontinuités structurales. Cette méthode fait intervenir deux paramètres : 1) le rayon hydraulique ou « facteur de forme » ou (*shape factor*), soit l'aire sur le périmètre, lequel tient compte de la taille et des formes des surfaces excavées et est placé en abscisse; 2) le « nombre de stabilité » qui représente l'aptitude d'un massif rocheux à ne pas s'effondrer sous un certain niveau de contraintes. Plus le nombre de stabilité est élevé, plus les conditions de terrain devraient être stables. Ainsi, le point d'une surface placée sur le graphique permet de prédire sa stabilité. Mathews

a divisé son graphique en trois zones : stable, potentiellement instable et effondrement potentielle.

#### Section A8.1.3.1 Description des paramètres

Le nombre de stabilité (N) provenant de la classification de Barton et al. (1974) se calcule de la façon suivante :

$$N = Q' \cdot A \cdot B \cdot C$$

Dont les paramètres sont définis ci-après.

1)  $Q'$  est une modification du facteur  $Q$  qui est un indice de la qualité du massif rocheux (Barton et al., 1974).

$$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF}$$

$RQD$  : Paramètre de qualité du roc (Rock Quality Design)

$J_n$  : Paramètre de fissuration

$J_r$  : Paramètre de rugosité des joints

$J_a$  : Paramètre d'altération des joints

$J_w$  : Paramètre hydraulique

$SRF$  : Paramètre de réduction relatif aux contraintes

Le facteur  $Q'$  est employé pour le cas où le  $SRF$  est égal un et n'a donc pas d'influence. Ce paramètre de réduction des contraintes n'est pas utilisé ici, car il a été

calibré avec des réductions de contraintes autour des tunnels. Ceci est un contexte très différent des chantiers ouverts.

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * J_w$$

(Voir annexe 2, section A2.1 à A2.3 pour les valeurs de  $J_r$ ,  $J_a$  et  $J_n$ )

2) Le facteur A permet de mesurer l'effet des contraintes de compression. Il est représenté par le rapport de la compression uniaxiale du massif rocheux sur la contrainte induite. L'annexe 2 (figure A2.4) montre le graphique permettant de déterminer le facteur A. La contrainte induite est mesurée parallèlement à la surface étudiée et elle est déterminée à partir d'un logiciel de simulation numérique 2D ou 3D. Ce paramètre suggère que l'effet de la contrainte en compression est proportionnel à la grandeur relative de la contrainte tangentielle normalisée avec la résistance du massif rocheux intact. Ce paramètre remplace le SRF de la classification de Barton.

3) Le facteur B tient compte du joint critique. Le joint critique est défini comme étant la discontinuité ayant le plus faible écart entre son pendage et celui de la surface étudiée et le plus faible écart entre leurs directions (voir graphique de l'annexe 2, figure A2.5).

4) Le facteur C permet de tenir compte de la gravité. Dans les massifs fracturés, les discontinuités découpent des blocs qui créent des instabilités sur les surfaces étudiées. Les toits sont généralement plus instables que les murs à cause de la gravité. Le facteur C décrit

l'augmentation du potentiel d'instabilité lorsque qu'une surface devient horizontale (voir annexe 2, figure A2.6). La formule pour déterminer le paramètre C est la suivante :

$$C = 8 - 7 \cdot \cos(\text{angle d'inclinaison de la surface du chantier})$$

#### Section A8.1.4 Modifications de Potvin

Potvin (1988) a proposé un modèle géomécanique basé sur trois aspects : i) définir et calibrer les caractéristiques du massif rocheux, ii) définir les contraintes induites et iii) définir les conditions physiques du problème. Pour y arriver, il a repris la méthode proposée par Mathews à laquelle il a apporté quelques modifications. De plus, comme il s'agit d'une méthode empirique, il a augmenté le nombre de cas dans la base de données qui est alors passé à 175 cas de chantiers ouverts sans soutènement et 67 cas avec soutènement. Ces données proviennent de 34 mines différentes.

Potvin a repris la méthode de Mathews avec le rayon hydraulique en abscisse sur le graphique et le nombre de stabilité en ordonnée. Toutefois, quelques petites modifications sont apportées aux différents facteurs. Le facteur A est calculé de la même manière que celle proposé par Mathews sauf que lorsque le ratio (contrainte du massif/contrainte induite) est égal ou inférieur à 2, le facteur A est égal à 0,1 au lieu qu'une rupture soit supposée (annexe 2, figure A2.4). Le graphique qui sert à déterminer la valeur du facteur B

est légèrement différent et il permet de tenir compte des anisotropies dans le massif et de la différence de directions entre les joints et la surface à l'étude (annexe 2, figure A2.5). Le facteur de gravité C est obtenu par la règle suivante :

$$C = 8 - 6 \cdot \cos(\text{angle d'inclinaison de la surface du chantier})$$

Enfin, Potvin (1988) a ajouté au facteur de gravité les cas où les blocs glissent sur la ligne d'intersection produite par deux joints, ce qui dépend grandement de l'inclinaison de la paroi (annexe 2, figure A2.6).

Sur le graphique de stabilité Potvin a ajouté une zone où l'emploi de support (câbles) doit être fait pour assurer la stabilité de la paroi (figure A8.3).

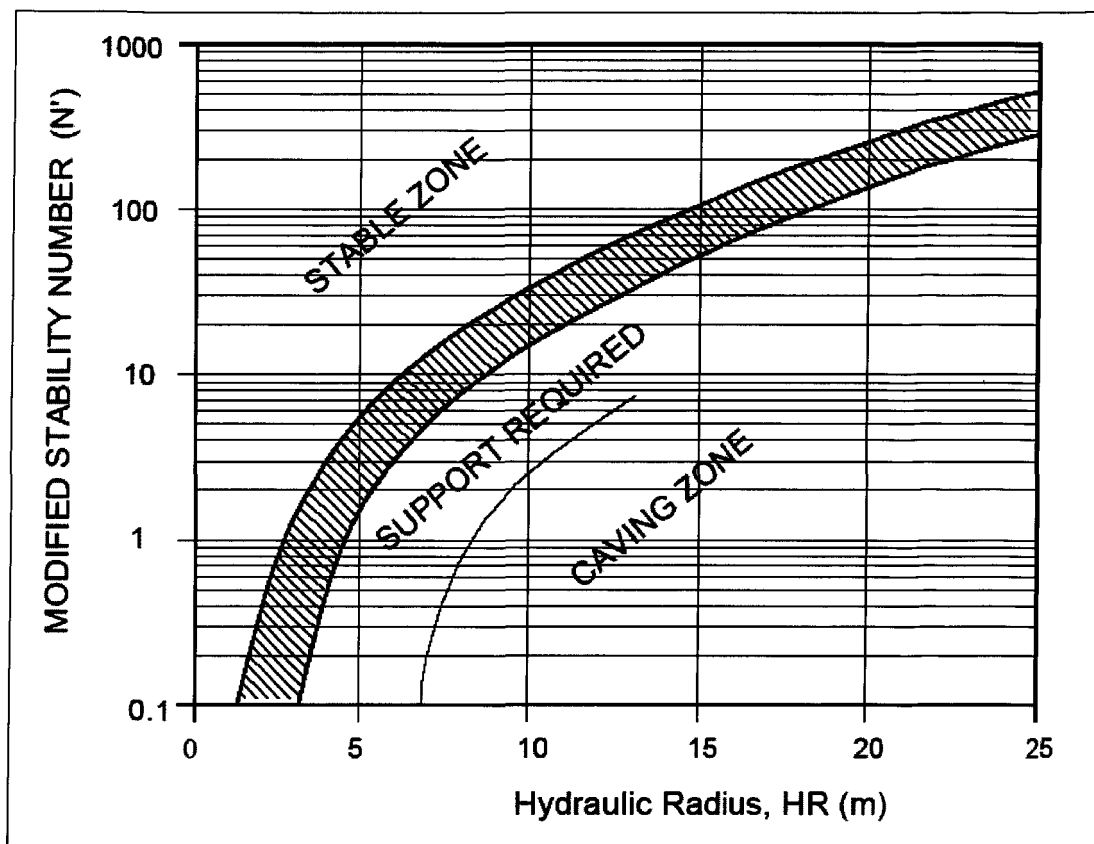


Figure A8.3 : Graphique de stabilité de Potvin (1988)

Tirée de Potvin (1988)

### Section A8.1.5 Modifications de Nickson

Nickson (1992) augmenta la base de données en ajoutant des cas où les surfaces sont supportées. Il a mis au point une approche systématique pour définir les différentes zones du graphique. Il ajoute le concept de zone de transition avec support et stable avec support sur le graphique de la figure A8.4.

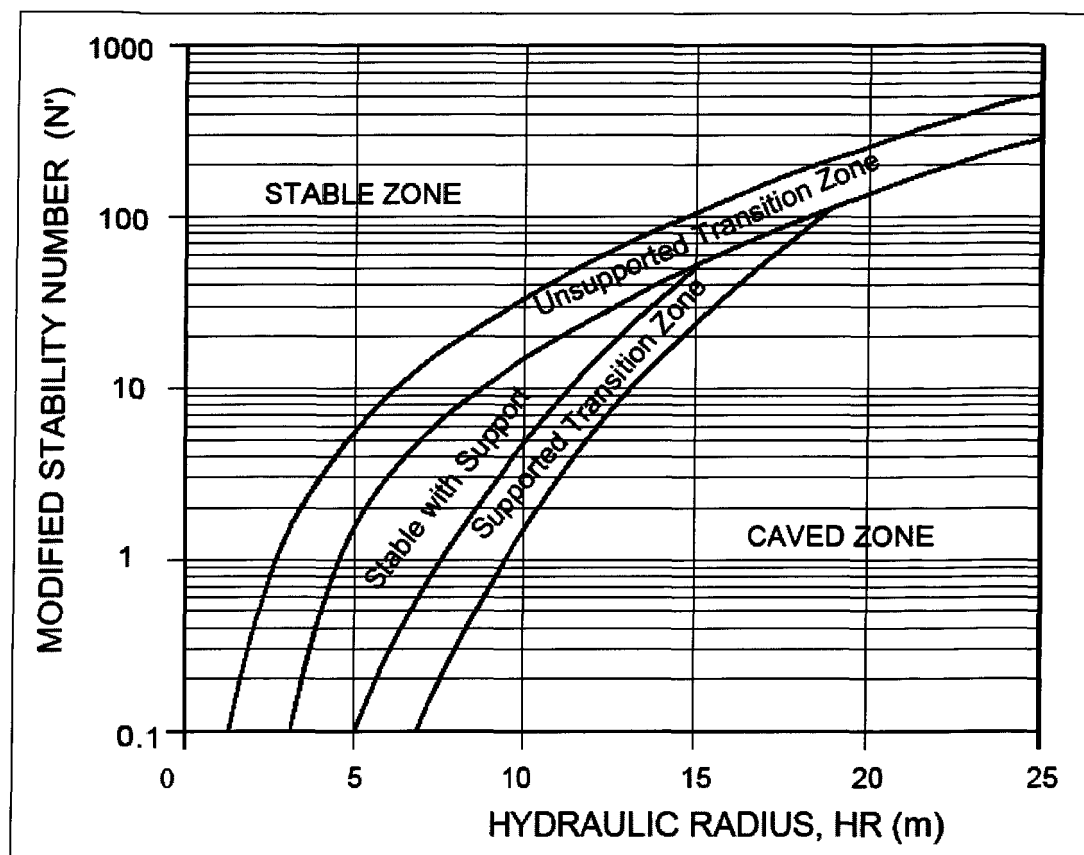


Figure A8.4 : Graphique de stabilité de Nickson (1992)

Tiré de Nickson (1992)



#### Section A8.1.6 Modifications de Stewart et Forsyth

Stewart et Forsyth (1995) propose des modifications à la méthode de Mathews et al. (1980) et de Potvin (1988) pour différentes raisons. Tout d'abord, le fait que Mathews et Potvin aient divisé le graphique en seulement trois zones (stable, transition, effondré ou *caved*) leur semblait trop dramatique, i.e. que cela donne l'impression à l'utilisateur que le graphique est assez précis pour prédire qu'une surface sera stable ou qu'à l'opposé tout s'effondrera. Il ne faut pas oublier qu'il s'agit d'une méthode empirique. De plus, l'emploi du mot « effondré » (ou *cave*) n'est pas approprié, car les cas étudiés par Potvin (1988) situés dans la zone de « effondré ou *cave* » sont en fait des cas où il y a eu de la dilution supérieure à la normale. Le mot « effondré », selon eux devrait être réservé aux cas où le massif s'effondre et où l'effondrement continue à se produire jusqu'à ce que les vides créés soient remplis par la roche brisée, entraînant souvent une rupture jusqu'à la surface.

Ces auteurs suggèrent des modifications au graphique de Mathews qu'ils divisent en quatre zones (figure A8.5).

Potentiellement stable : La surface devrait être en mesure de se supporter d'elle-même. De faibles moyens de support devraient être suffisant (boulons). La dilution ne devrait pas être supérieure à 10%.

Potentiellement instable : La surface devrait nécessiter un patron de support léger (patron de boulonnage). Toutefois, si aucun support ne peut être installé, la surface devrait atteindre la stabilité après quelques effondrements. La dilution devrait être entre 10% et 30%.

Potentiel d'effondrement majeur : La surface devrait nécessiter un support important (câbles, boulons, etc.). Si aucun support n'est placé, des volumes d'effondrement de larges dimensions devraient se produire. La dilution devrait être supérieure à 30%.

Effondrement potentiel : La surface devrait être instable même avec du support. Il pourrait y avoir de l' « effondrement ou caving », i.e. le massif s'effondre et l'effondrement continu à se produire jusqu'à ce que les vides créés soient remplis par de la roche fragmentée, impliquant souvent une rupture jusqu'à la surface. Situation à éviter à tout prix.

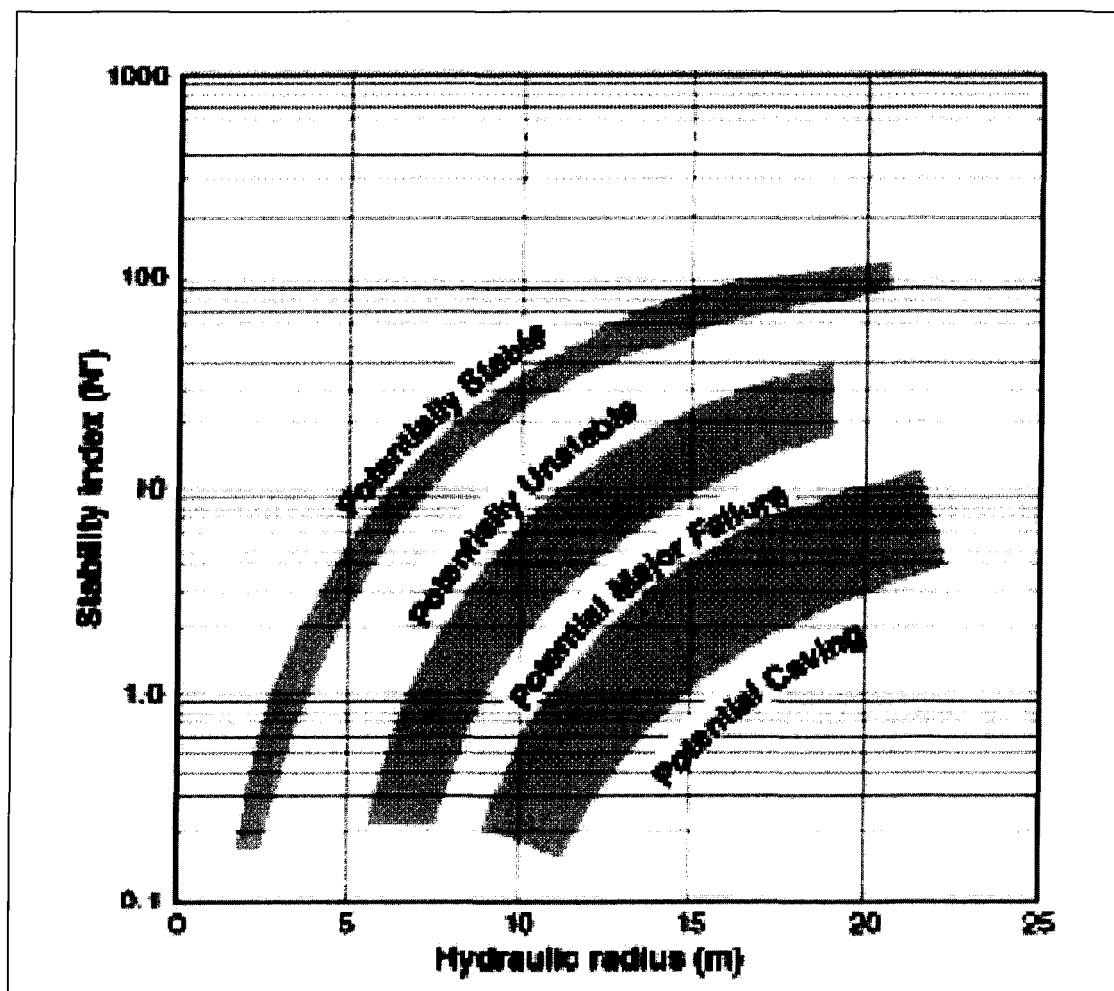


Figure A8.5 : Graphique de stabilité de Stewart et Forsyth (1995)

Tirée de Stewart et Forsyth (1995)

### Section A8.1.7 Autres modifications

Hadjigeorgiou et al. (1995) ont ajouté d'autres cas et ont démontré que pour les grands chantiers ouverts, avec des rayons hydrauliques de plus de 15 mètres, la courbe de stabilité est moins prononcée (figure A8.6).

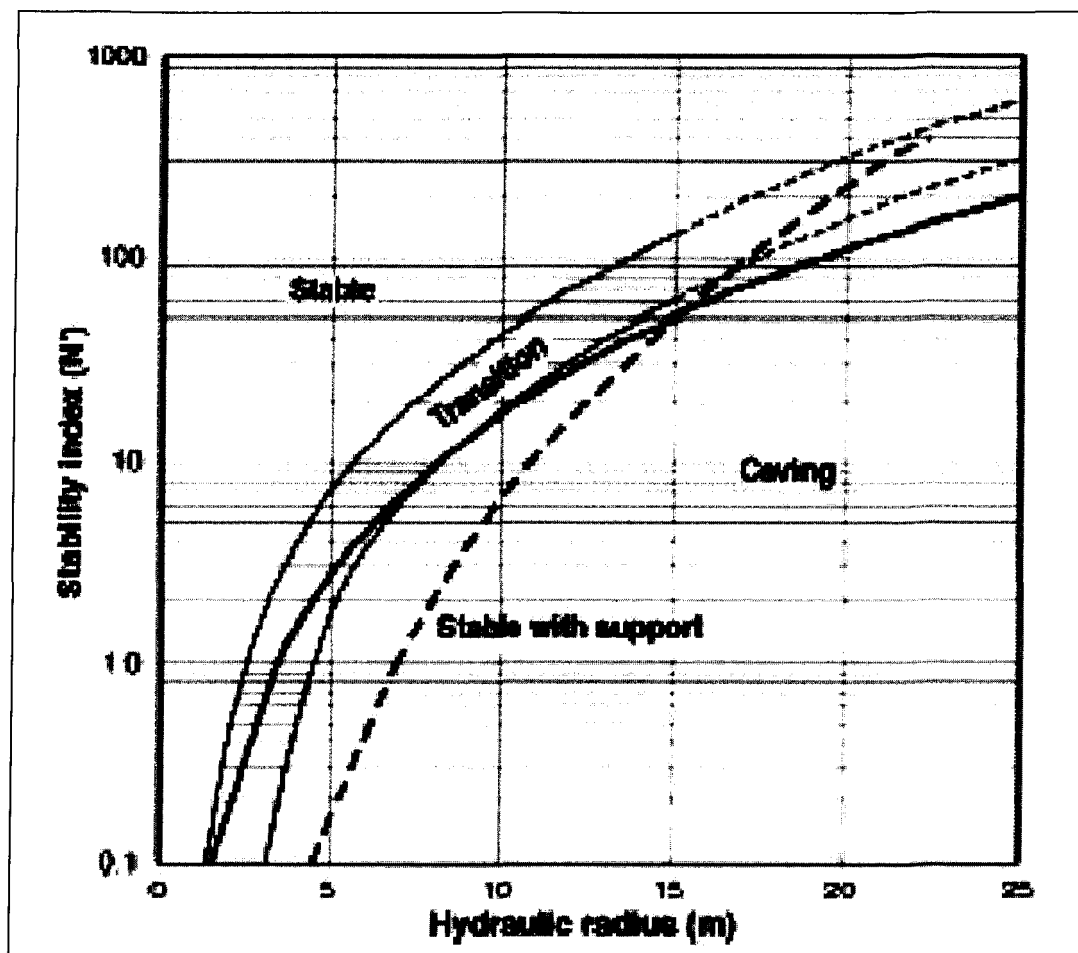


Figure A8.6 : Graphique proposé par Hadjigeorgiou et al. (1995)

Diederichs et Kaiser (1996) proposent des iso-contours de probabilité sur la stabilité des parois des ouvertures déterminant les zones stables, de ruptures et de ruptures majeures (voir figures A8.7 et A8.8).

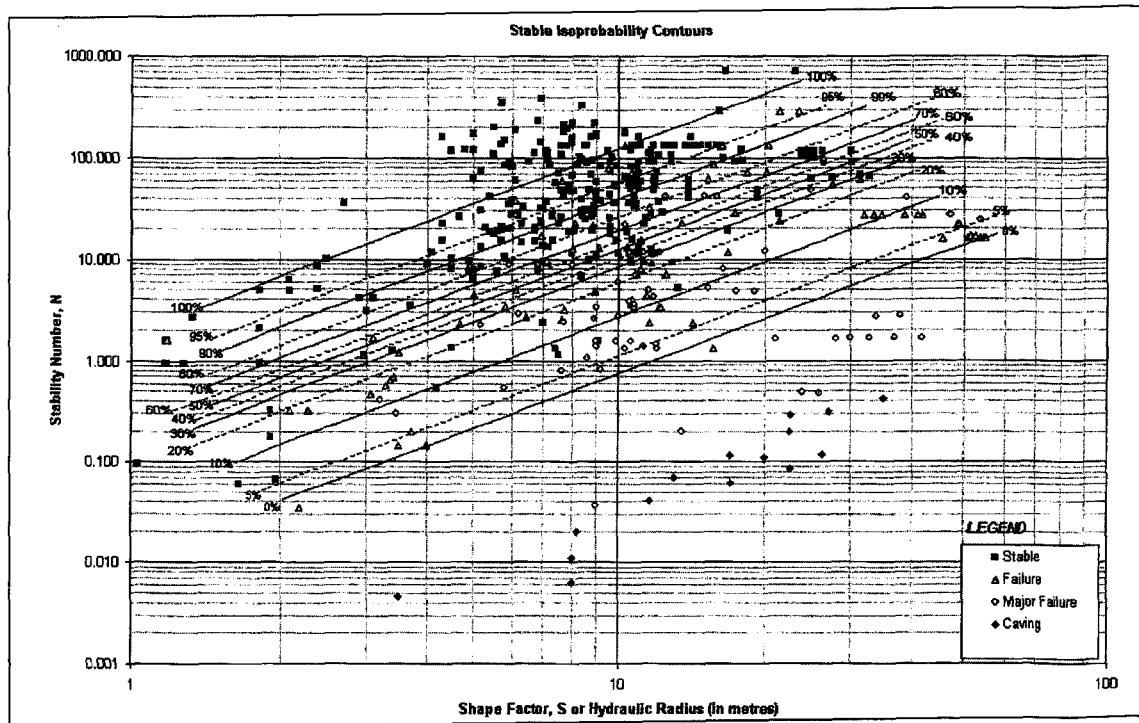


Figure A8.7 : Iso contours des zones stables

Tiré de Diederichs et Kaiser (1996)

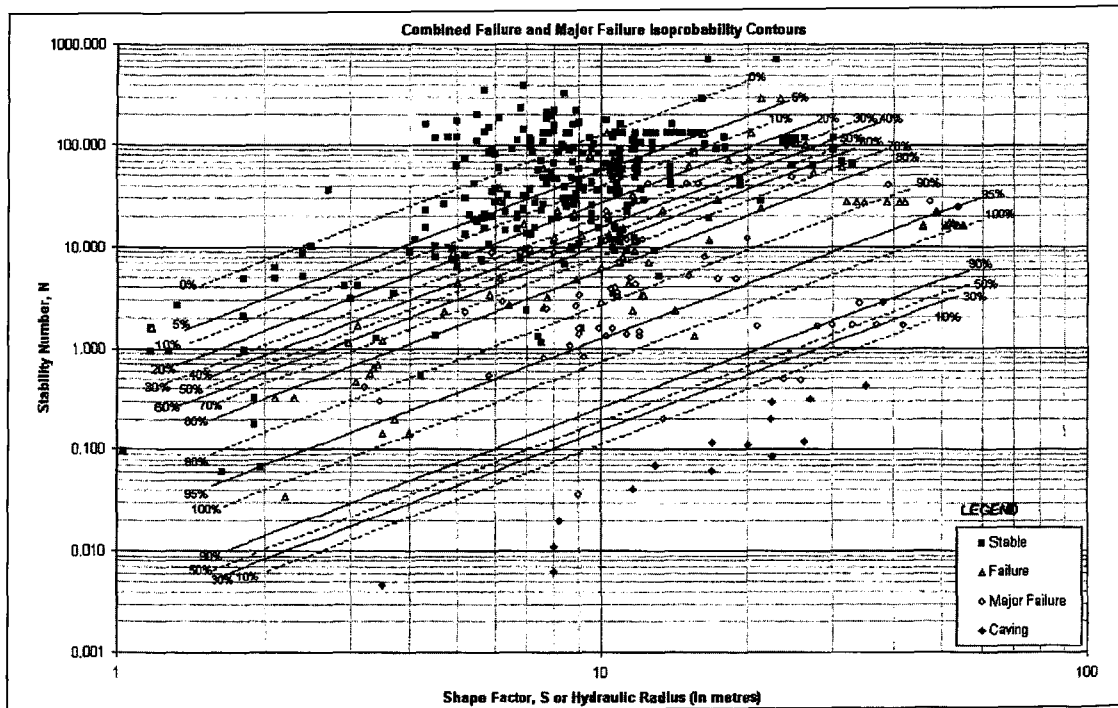


Figure A8.8 : Iso contours des risques de ruptures

Tirée de Diederichs et Kaiser (1996)

Finalement, Trueman et Mawdesley (2003) ajoutent d'autres surfaces avec des données provenant d'exploitations d'Amérique du Sud, d'Afrique et d'Australie. Comme le graphique de stabilité a été conçu pour les mines opérant dans les conditions du Bouclier canadien, il était intéressant de vérifier si ses zones peuvent s'appliquer à d'autres types de terrains. Leur étude démontre que le graphique de stabilité prédisait relativement bien la stabilité des ouvrages dans d'autres provinces géologiques. Une analyse statistique avec les nouvelles données détermine ainsi les frontières des zones de stabilité. Enfin, une première tentative fut réalisée à partir du graphique de stabilité de Mathews pour prédire l'effondrement en continu (*cavability*) et à partir de données recueillies dans des mines où les effondrements en continu sont souhaités (méthode de minage par « effondrement par

bloc »). Bien que peu de données ne soient disponibles un graphique montre la hauteur de l'effondrement en fonction du rayon hydraulique (figure A8.9). Toutefois, pour valider ce graphique d'autres données sont nécessaires.

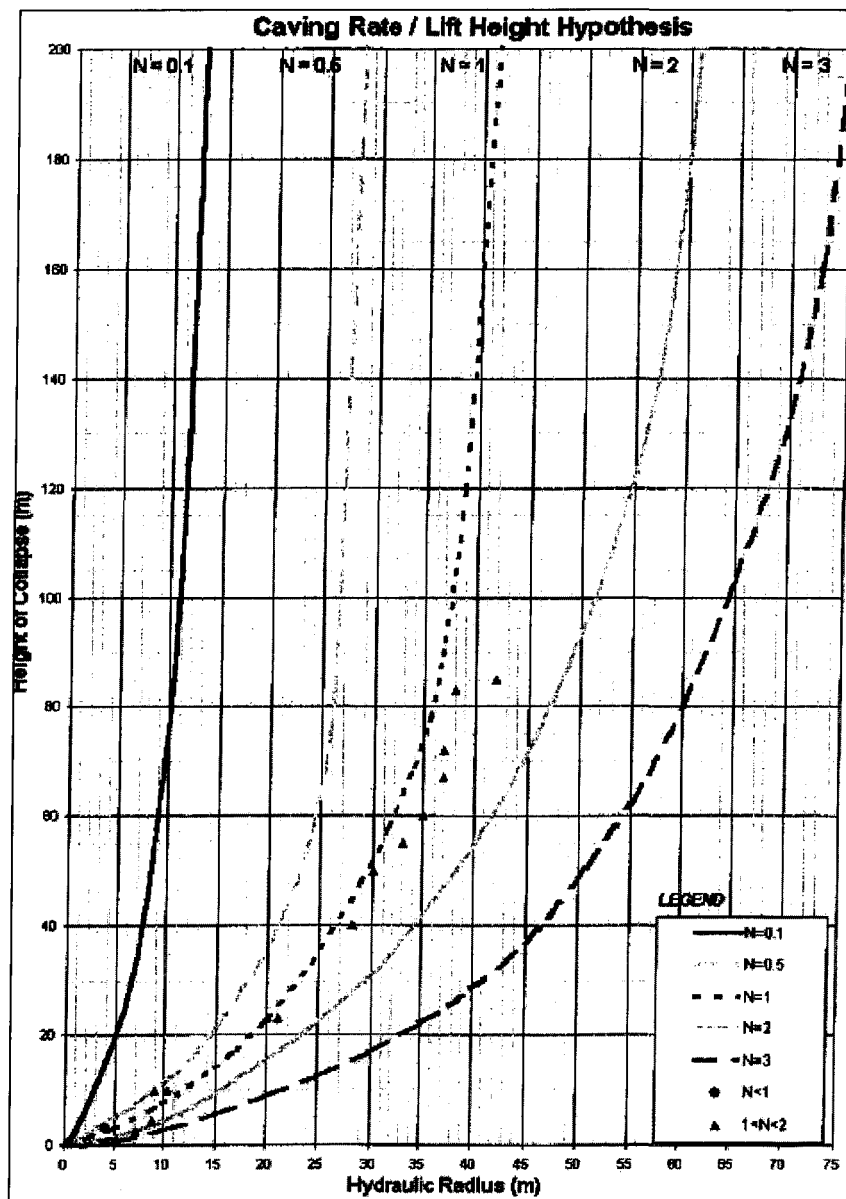


Figure A8.9 : Prévision des effondrements en continus

Tiré de Trueman et Mawdesley (2003)

#### Section A8.1.8 Limitation de la méthode de Mathews

La méthode de Mathews est utilisée dans le but de prédire la stabilité des chantiers. Bien que cette méthode se soit avérée bonne dans de nombreux cas, il faut garder à l'esprit qu'il s'agit d'une méthode empirique qui ne considère pas tous les facteurs. Suorineni et al. (1999) dénombrent beaucoup de facteurs dont le nombre de stabilité et le rayon hydraulique ne tiennent pas compte. Les principaux points soulevés sont les suivants :

- 1) Ignore l'influence des failles;
- 2) Ne considère pas le facteur pour le temps;
- 3) Néglige les effets des sautages;
- 4) Néglige les formes géométriques complexes de certaines ouvertures;
- 5) Le facteur des contrainte (A) ne tient pas compte des surfaces en tension;
- 6) Le facteur de gravité (C) est inadéquat pour les murs qui ont un pendage de moins de 70°.

Les limitations soulevées ont permis de corriger certaines lacunes de l'abaque de stabilité.

#### *L'influence des failles*

La méthode de Mathews et les modifications faites par Potvin ne tiennent pas compte de la présence des structures géologiques importantes. Toutefois, comme un grand



nombre de gisements sont associés à des zones de failles, il est important d'en tenir compte.

Suorineni et al. (1999) ont introduit un facteur de faille lorsque celles-ci sont près des surfaces étudiées (figure A8.10).

$$N'_f = Q' * A * B * C * F$$

Le facteur de faille F est défini comme suit :

$$F = N'_\xi / N'_0$$

où  $N'_\xi$  : le nombre de stabilité correspondant au Elos causé par la faille

$N'_0$  : le nombre de stabilité lorsque Elos est égal à 0,5 mètres.

Elos : représente l'effondrement linéaire sur toute la surface étudiée.

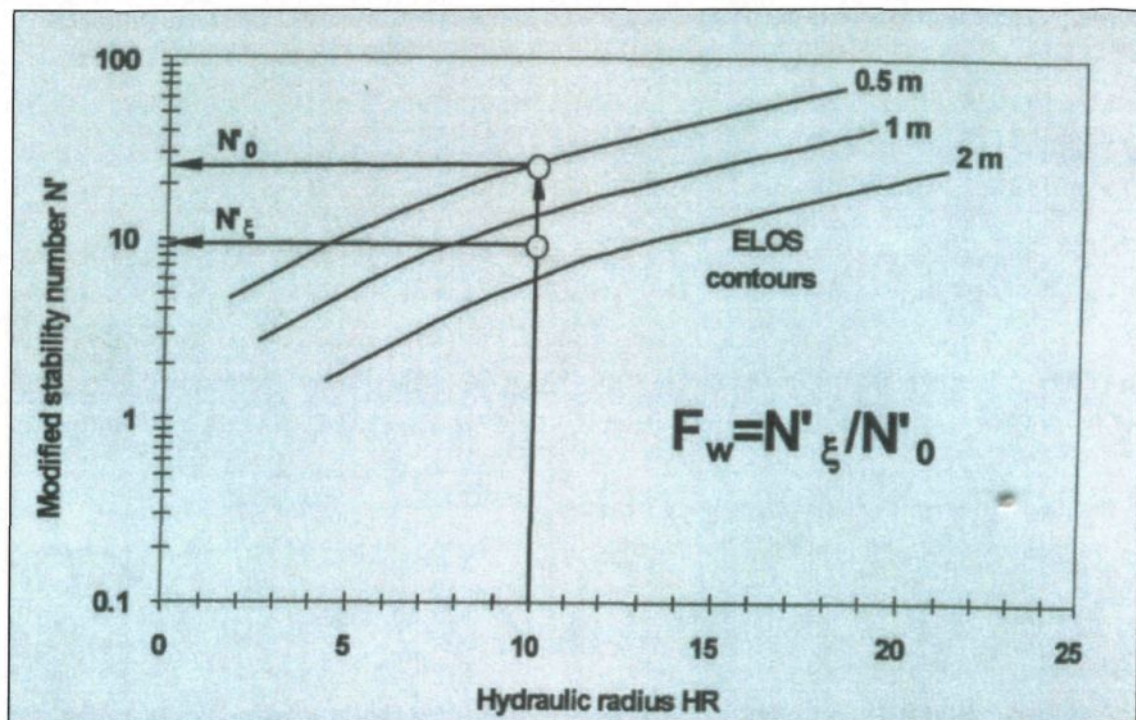


Figure A8.10 : Facteur F

Tiré de Suorineni et al. (1999)

### *Le facteur temps*

Le facteur temps n'est pas considéré dans le calcul du nombre de stabilité ( $N'$ ), bien qu'il ait une influence sur la dégradation des parois rocheuses. Toutefois, on peut penser que la majorité des effondrements se produiront pendant la période d'exploitation du chantier. Donc, s'il a été prévu stable, il devrait normalement le demeurer. Il est cependant important de considérer le cas où se produit une augmentation importante des contraintes due aux activités de minages des chantiers situés à proximité. Donc, dans la planification il est bon de s'assurer que l'augmentation de contraintes n'aie pas trop d'influence sur les autres excavations.

### *Effet des dynamitages*

Aucun facteur n'intervient dans le cas des mauvais sautages, bien que cela contribue à détruire les liens entre les blocs du massif rocheux et par conséquent à diminuer sa qualité. Toutefois, les effets du dynamitage sur le massif rocheux sont mieux contrôlés de nos jours, diminuant d'autant leurs effets néfastes. Il est recommandé aux ingénieurs d'être vigilant lors des rétro-analyses et de douter de la validité d'un résultat lorsque le dynamitage a été manqué (ce qui est généralement vérifié avec l'équipement de surveillance prévue à cet effet).

*Néglige les formes géométriques complexes*

Germain et al. (1998) démontrent que des surfaces de chantier avec des géométries complexes sont moins stables que celles avec des formes simples. Pour palier ce phénomène, Milne et Pakalnis (1997) proposent un facteur de rayon (RF), qui est fonction de la distance moyenne entre le centre de la surface et l'extrémité de celle-ci (l'étendue) (figure A8.11). Toutefois, ils en sont venus à la conclusion qu'il y avait seulement une petite différence entre ce facteur et le rayon hydraulique traditionnel pour les cas où le rapport entre la longueur du chantier et l'étendue est inférieure à 10 :1.

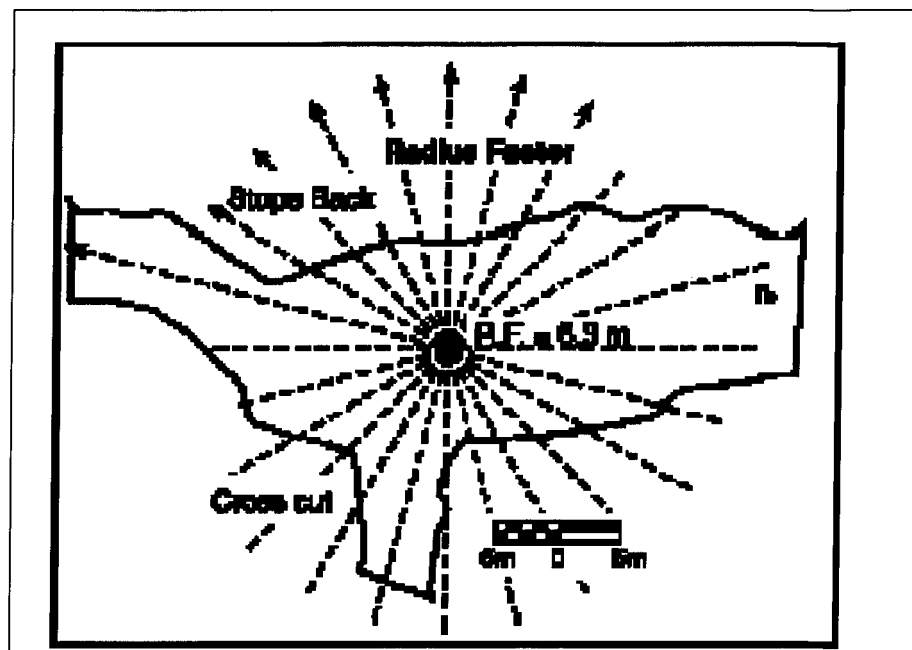


Figure A8.11 : Calcul du facteur de rayon

Tiré de Suorineni et al. (1999)

$$RF = \frac{0,5}{\frac{1}{n} \sum_{\theta=1}^n \frac{1}{r_{\theta}}}$$

Où :  $r_{\theta}$  = distance du centre jusqu'à la paroi de la surface pour un angle  $\theta$

n = nombre de mesure de rayon sur la surface

*Facteur de contrainte ne tient pas compte des surfaces en tension*

Le facteur de contrainte ne tient pas compte des cas où des contraintes en tension sont présentes dans les murs des excavations (cas fréquents dans les épontes supérieures et inférieures des chantiers). Mathews et al (1981) suggèrent d'accorder la valeur de 1 au facteur A pour les surfaces en tension leur donnant la même valeur que pour des surfaces où les contraintes sont modérées. Toutefois, l'expérience a démontré que les murs en tension sont instables contrairement aux murs soumis à des contraintes modérées. Kaiser et al. (1997) proposent un facteur qui prend en considération le phénomène.

*Facteur de gravité pour les murs de faible pendage*

Dans sa version originale Mathews et al. (1981) ne fait pas de différence dans le facteur C entre la gravité et le glissement dans le mécanisme rupture des blocs. Potvin (1988) introduit un nouveau graphique qui tient compte du glissement lorsque c'est le mode de rupture. Hadjigeorgiou et al (1995) introduisent un nouveau graphique dans les cas où le

pendage de la surface (*footwalls*) est faible (inférieur à 70°). Toutefois, il n'y a pas encore suffisamment d'informations d'accumulées pour valider ce graphique (figure A8.12).

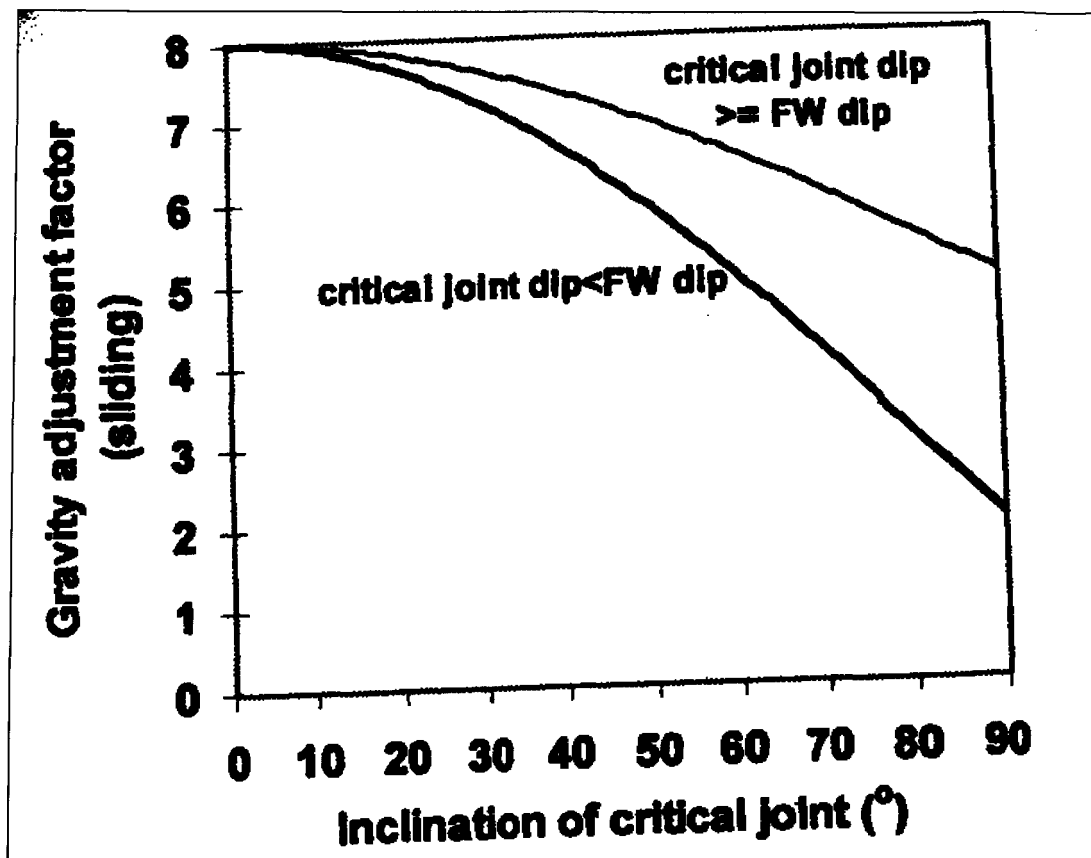


Figure A8.12 : Facteur C pour les surfaces inclinées de moins de 70°

Tirée de Hadjigeorgiou et al (1995)

### Section A8.1.9 Conclusion sur la méthode du graphique de stabilité

La méthode du graphique de stabilité proposée par Mathews et al. (1981) est intéressante. Cette méthode de prévision de stabilité des chantiers peut se faire à faible coût, car elle emploie l'information qui est généralement utilisée par les exploitations minières. Elle est d'autant plus intéressante à utiliser puisqu'elle est facilement applicable par les ingénieurs qui travaillent à la stabilité de la mine. Toutefois, il ne faut pas oublier qu'elle est très empirique. Les utilisateurs peuvent avoir l'impression que cette méthode est rigoureuse, à cause du calcul du nombre de stabilité, mais ce calcul n'a rien de très précis, et tout reste empirique. Le graphique de stabilité ne repose sur aucune base théorique, seulement des classifications du massif rocheux auxquelles on ajoute des facteurs pour prendre en considération les ruptures causées par les contraintes et celles dues aux discontinuités structurales. De plus, même si des courbes ont été ajoutées depuis celles proposées par Mathews, il faut être conscient qu'une surface peut être prédite stable mais, qu'en réalité elle ne le soit pas et vice et versa. Pour plus de sécurité il faut regarder ce graphique en termes de probabilité. Pour donner plus de validité à ce graphique on doit tracer les courbes propres au site d'intérêt. Pour une exploitation minière considérée, on pourrait augmenter la fiabilité des résultats prédits par le graphique de stabilité si, suite à des rétro-analyses des chantiers, on parvient à délimiter les zones de stabilité et d'instabilité propres à cette mine, en plaçant sur le graphique les points correspondant aux données de

cette mine. En conclusion, aucune décision majeure ne devrait être prise en se basant uniquement sur ce graphique.

D'autres techniques d'étude de stabilité des ouvertures souterraines doivent être utilisées en parallèles. Par exemple : l'analyse des joints qui peuvent produire des ruptures par gravité et par glissement, l'analyse des contraintes et leur distribution, qui peut être fait à l'aide de différents logiciels de simulation numérique. Enfin, divers modes d'instabilité peuvent être envisagés selon différentes situations, e.g. l'effet voussoir, l'effet cheminée, etc.

## ANNEXE 9

### EXEMPLE DE LA BASE DE DONNÉES



Nom	Lentille	Zone	Séquence	Ligne de dynamitage	Évènement spécial après excavation	Surface	Géologie	UCS	GSi	s
3C	209	21		De A à M		mur E	C3A	100	75	0,0595
3C	209	21				mur N	Sb	100	57	0,0084
3C	209	21				mur O	C3A	100	72	0,0450
3C	209	21				mur S	C3A	100	72	0,0423
3C	209	21				TOIT	Sb	100	53	0,0055

RQD	Jn	Jr	Ja	Q'	RMR
90	9	3	1	30,00	74,61
76	9	3	6	4,22	56,96
68	9	3	1	22,67	72,09
64	9	3	1	21,33	71,54
50	9	3	6	2,78	53,19

Largeur moy	Longueur moy	Pendage moyen	Portée maximale	Aire	Périmètre	Volume d'effondrement	Date du CMS	H
54,86	88,83	84	46,53	4909,18	318,58	3707	CMS: 1 mai 2003	3,36
24,38	92,74	76	24	1872,55	233,93			
45,11	89,92	90	43,56	3386,5	262,76	202		2,53
24,38	90,93	90	24,27	1936,95	127,79			
24,91	47,55		24,27	1155,71	147,83	7562		18,23

H: Profondeur maximale d'effondrement

Map3D average box entre 10' et 20' de la surface							Excès de contrainte	BLOC 3 (Joints représentés en dip direction et dip)		
Simulation et étape de minage utilisée	Sigma 1 induit	Sigma 3 induit	A	B	C	N'	Contrainte à effondrement max sig1 - sig3	Hauteur max : UB joint 1 (344/64)	Hauteur max : UB joint 2 (129/05)	Hauteur max : UB joint 3 (043/67)
Simulation 36 étape de minage 1	16,79	1,14	0,56	0,60	7,37	73,66	16,71	5,00	6,54	4,60
	33,73	4,27	0,22	0,20	6,55	1,21	26,13	16,15	10,11	9,66
	15,09	0,43	0,63	0,60	8,00	68,58	17,48	3,81	5,40	5,20
	32,88	4,11	0,23	0,20	8,00	7,75	33,09	6,86		5,30
	31,12	3,62	0,25	0,25	2,00	0,34	23,05	10,25	8,38	

c = 0, phi = 41  
(carbonatite)  
ou phi = 28  
(si syénite)

c = 0 et phi = 41 (carbonatite) ou phi = 28 (si syénite)

BLOC 2 (Joints représentés en dip direction et dip)		BLOC 1 (Joints représentés en dip direction et dip)		H-B, m = 7.5, sigma C 14500	M-C, phi=41 ou phi=28 (si syénite)		
Hauteur max : UB joint 1 (130/51)	Hauteur max : UB joint 2 (246/08)	Hauteur max : UB joint 1 (120/65)	Hauteur max : UB joint 2 (135/10)	s	UCS	Rayon hydraulique	ELOS
Non applicable	Non applicable	Non applicable	Non applicable		8,27	15,41	1,64
Non applicable	Non applicable	Non applicable	Non applicable			8,00	
Non applicable	Non applicable	Non applicable	Non applicable	0,0007	10,34	12,89	0,06
Non applicable	Non applicable	Non applicable	Non applicable	0,0690	26,20	15,16	

Non applicable	Non applicable	Non applicable	Non applicable		8,27	7,82	6,33
----------------	----------------	----------------	----------------	--	------	------	------

## ANNEXE 10

### GRAPHIQUES DE STABILITÉ DES DIFFÉRENTES SURFACES DU TROISIÈME BLOC MINIER

Figure A10.1 : Graphique de stabilité des murs est de la zone sud du troisième bloc minier

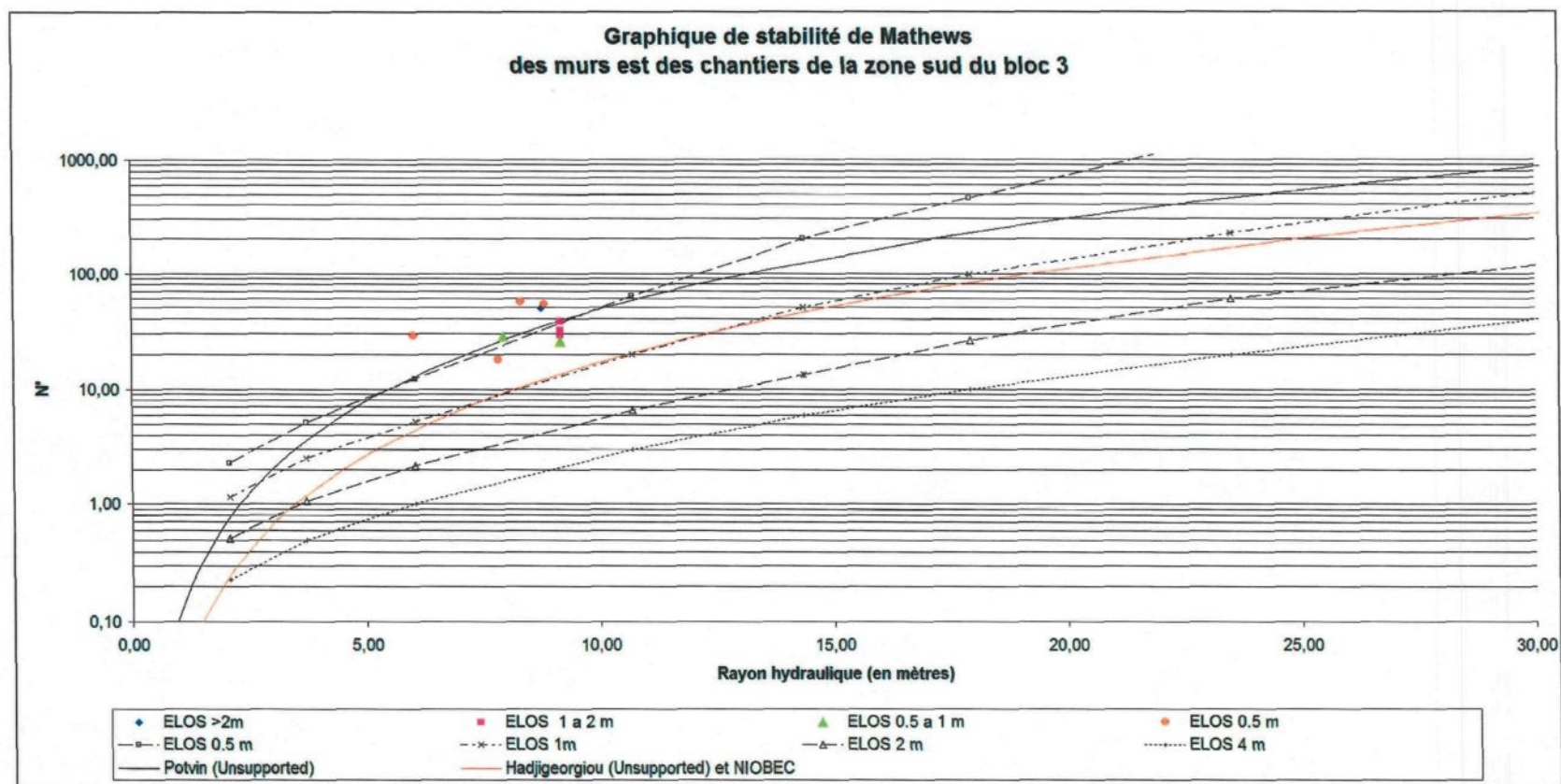


Figure A10.2 : Graphique de stabilité des murs ouest de la zone sud du troisième bloc minier

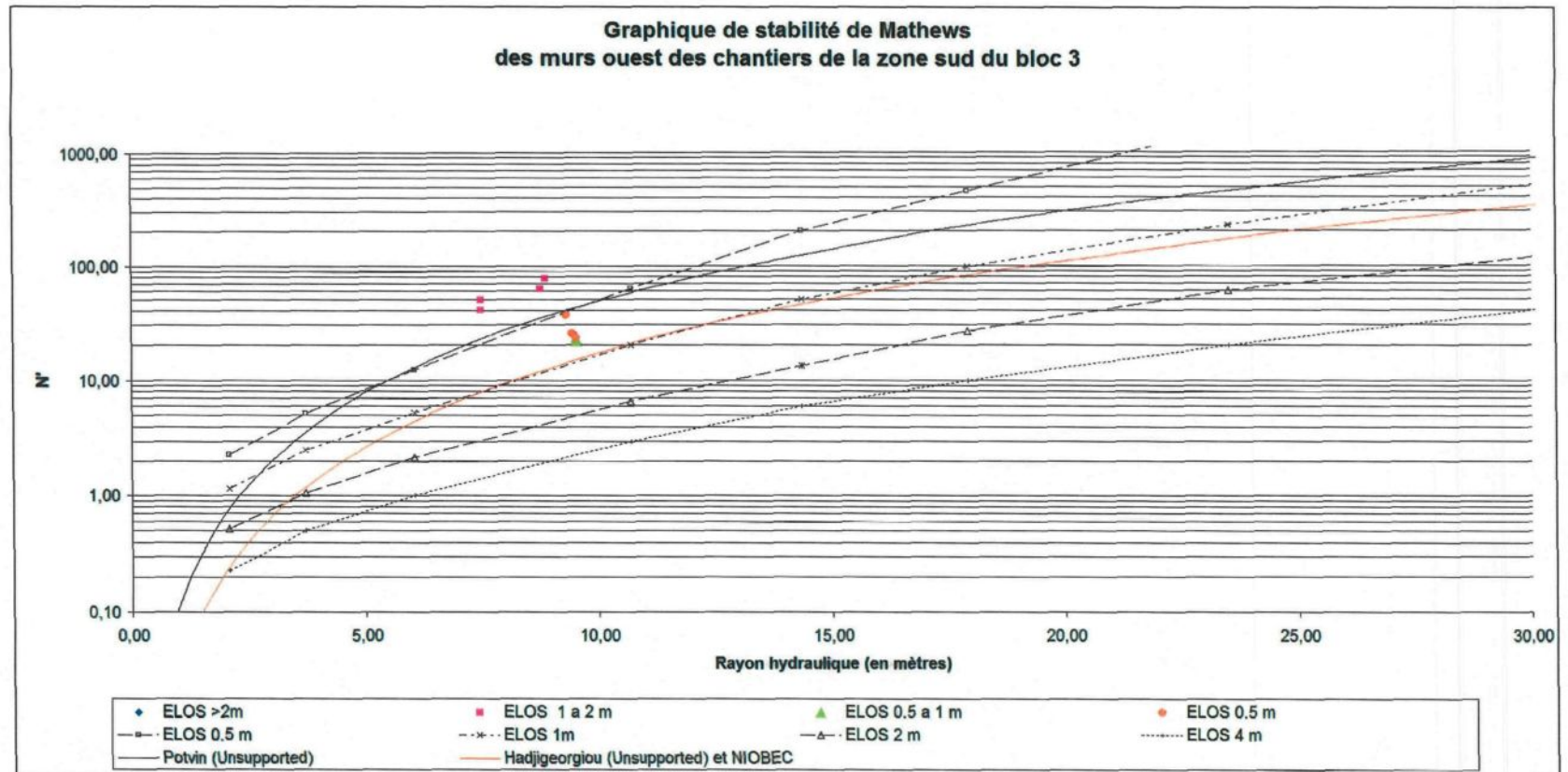


Figure A10.3 : Graphique de stabilité des murs nord de la zone sud du troisième bloc minier

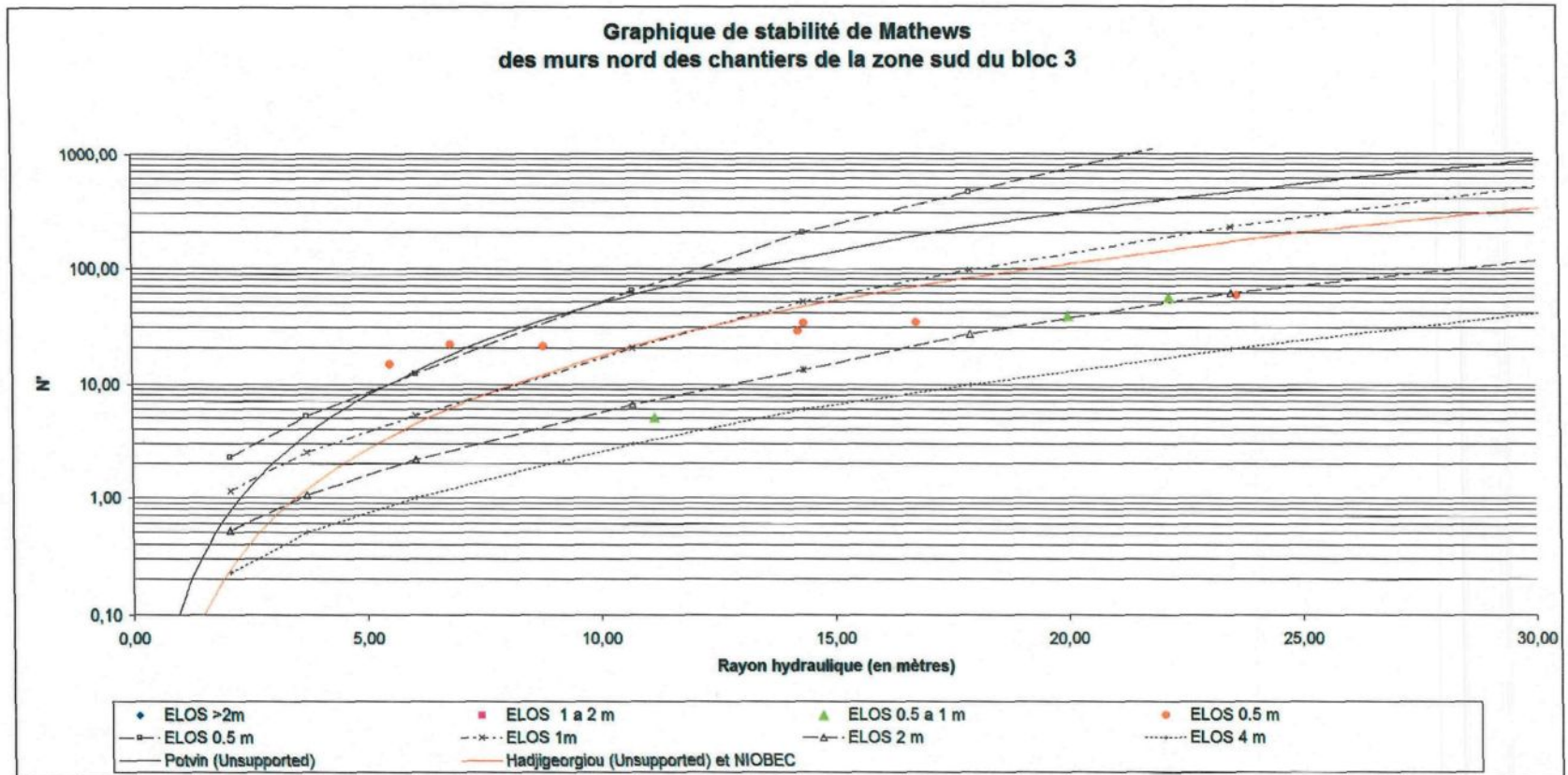




Figure A10.4 : Graphique de stabilité des murs sud de la zone sud du troisième bloc minier

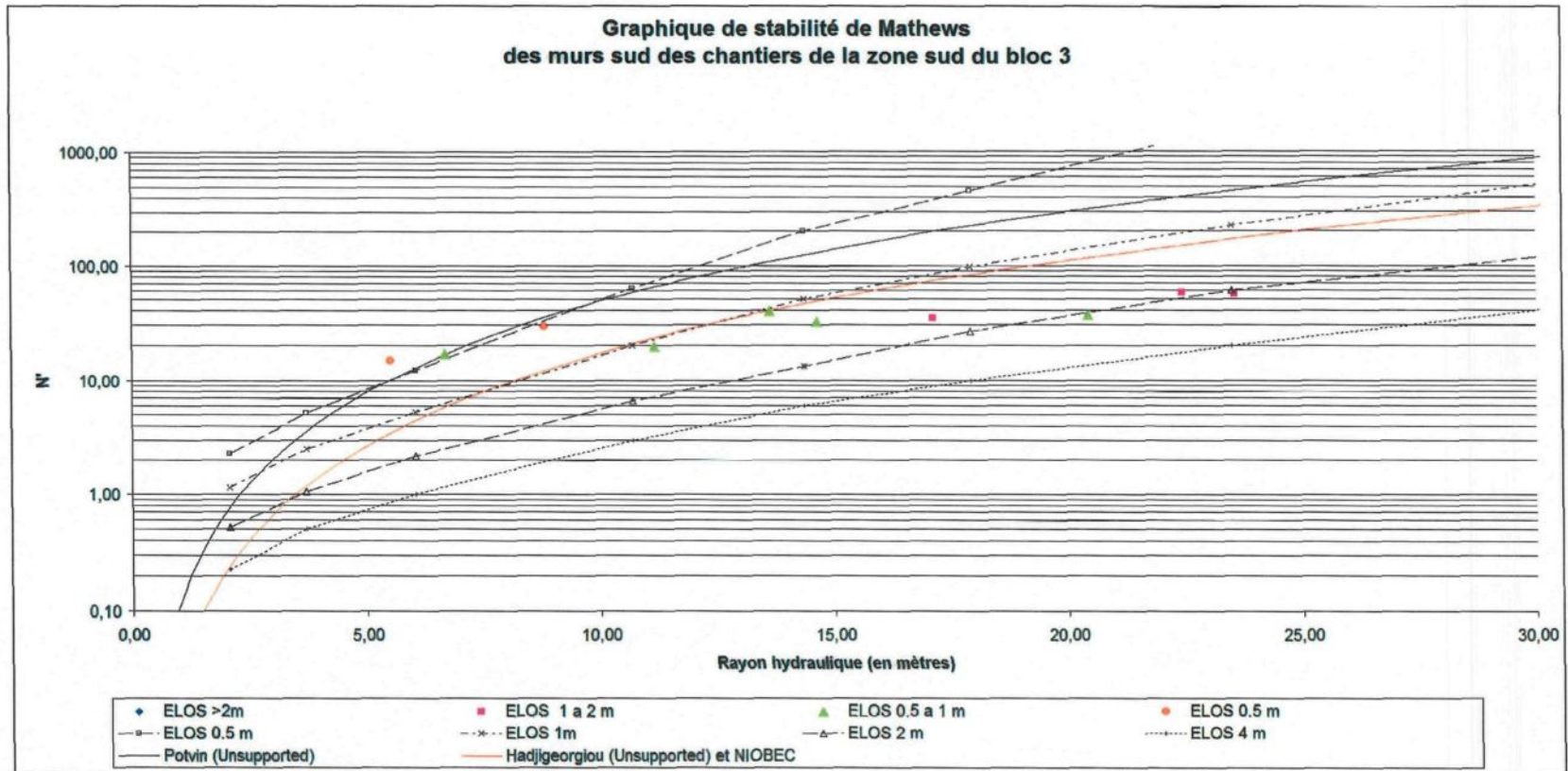




Figure A10.5 : Graphique de stabilité des toits sud de la zone sud du troisième bloc minier

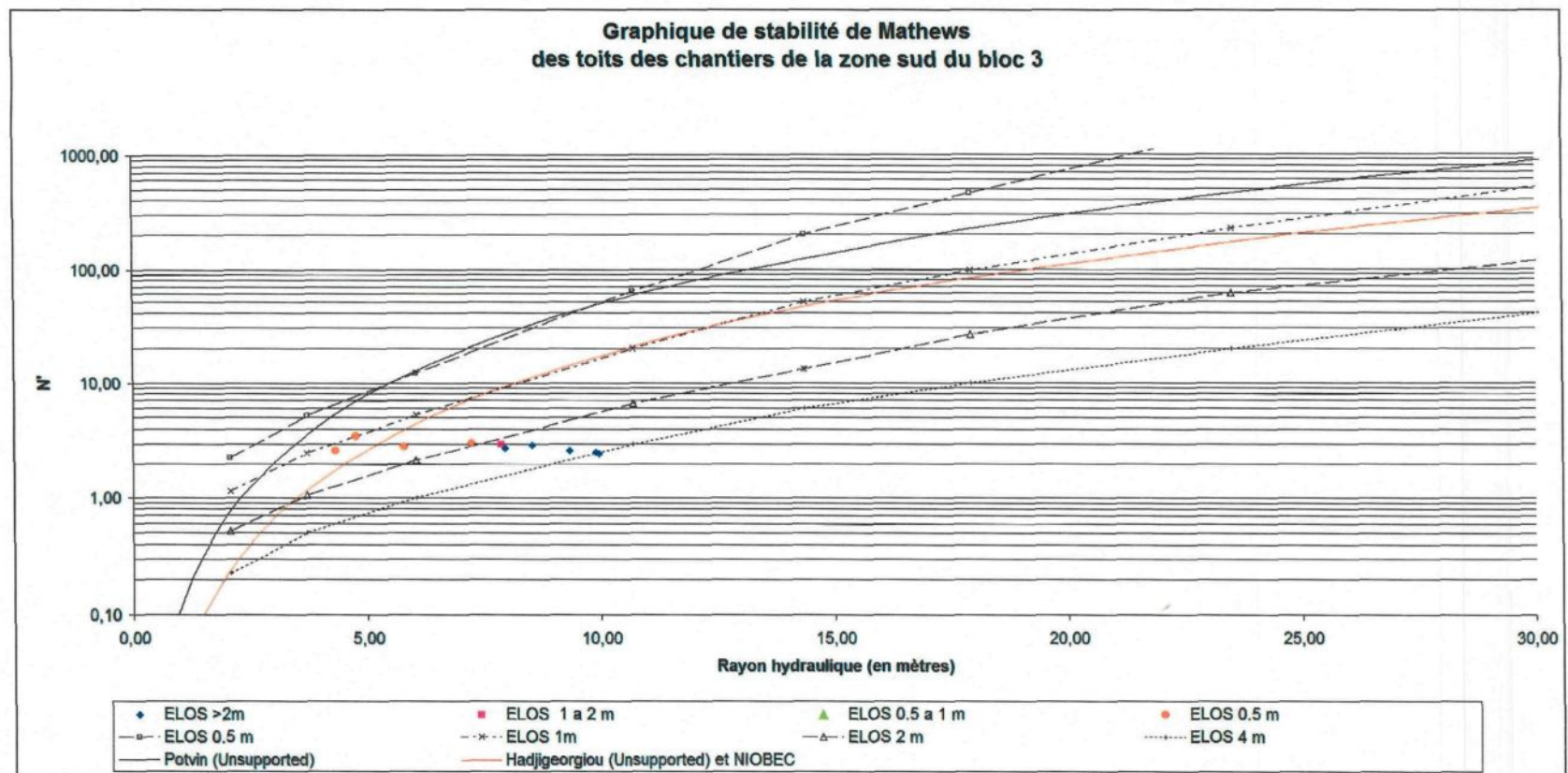


Figure A10.6 : Graphique de stabilité des murs est de la zone nord du troisième bloc minier

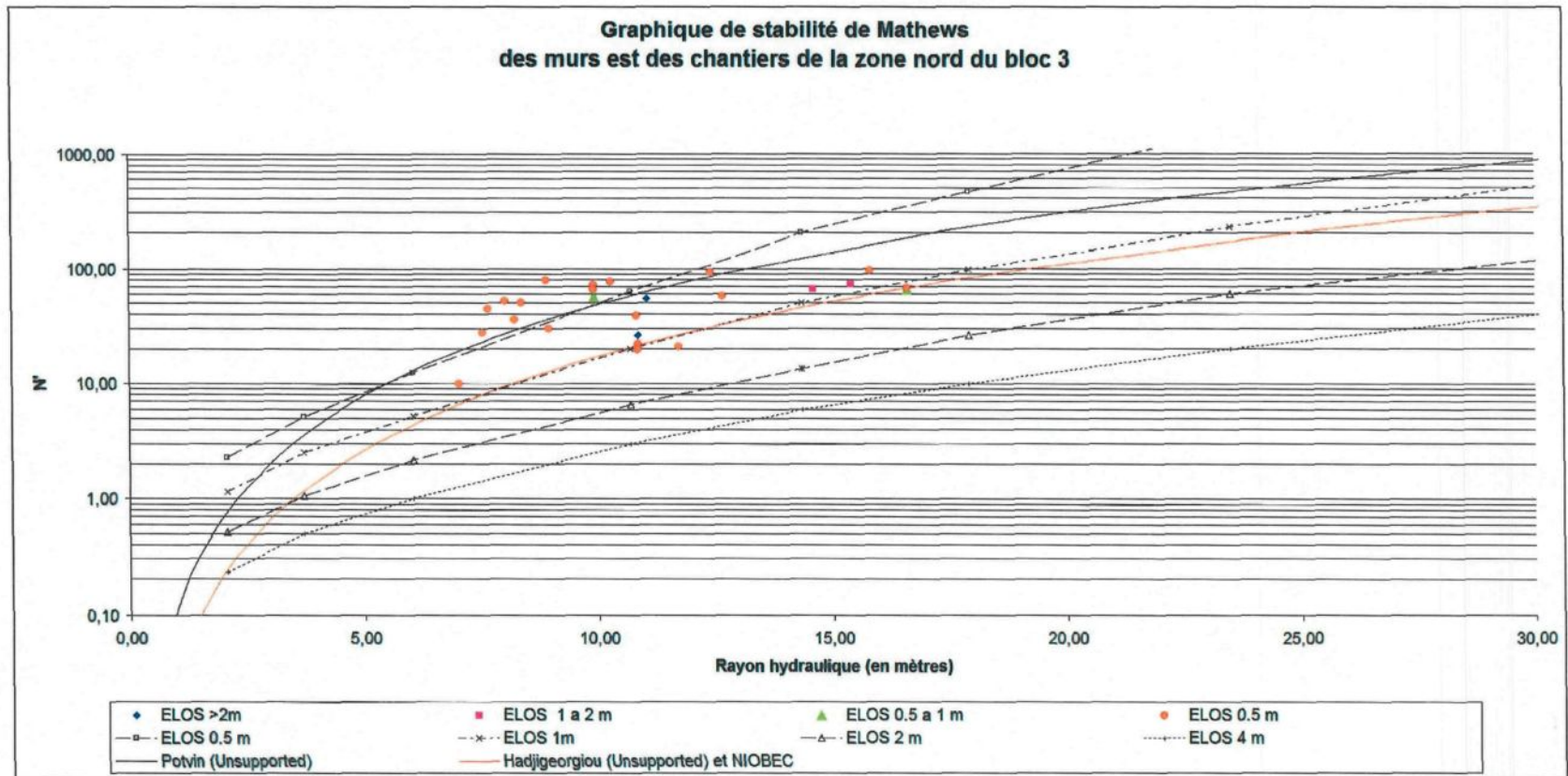


Figure A10.7 : Graphique de stabilité des murs ouest de la zone nord du troisième bloc minier

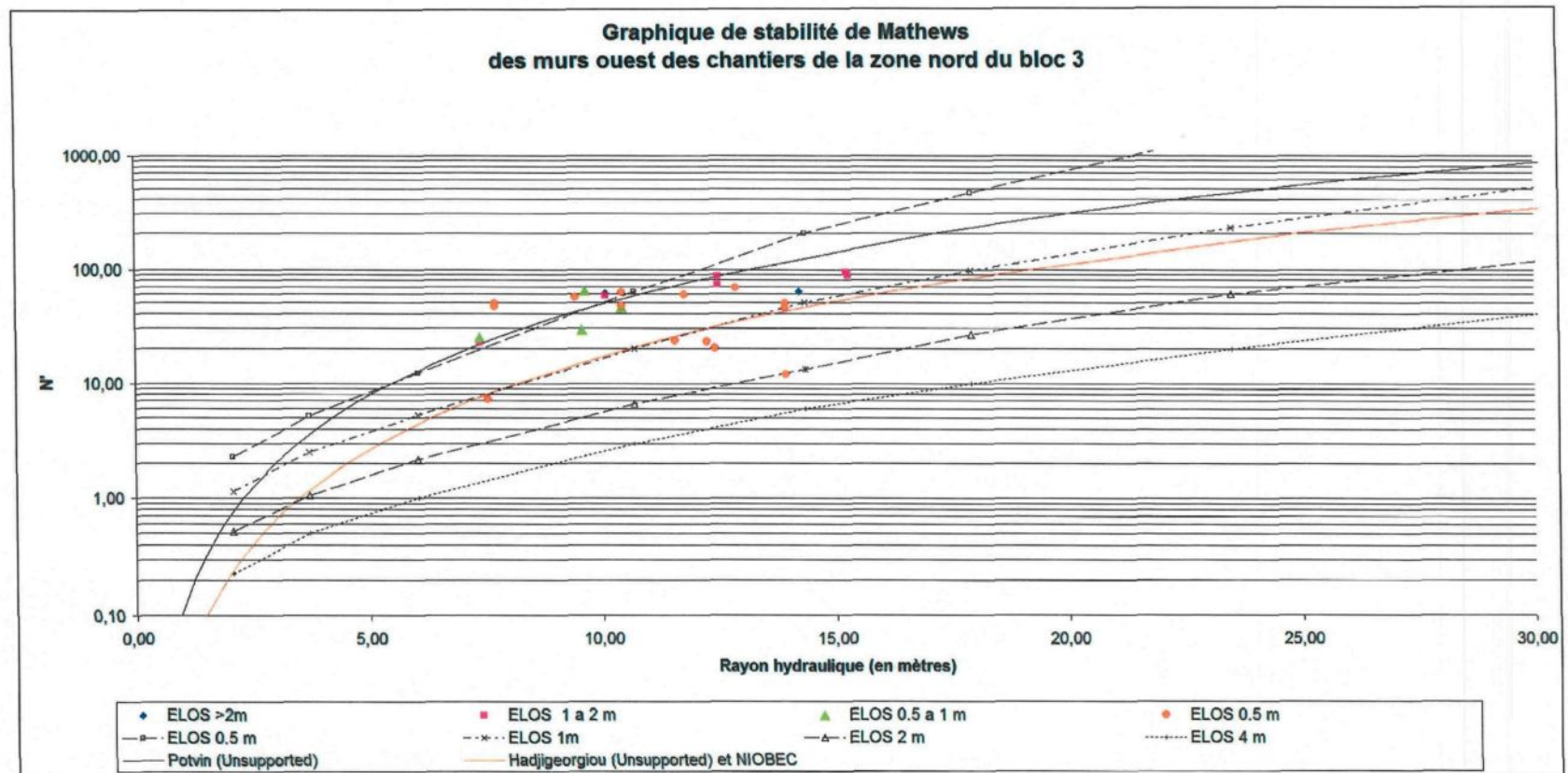


Figure A10.8 : Graphique de stabilité des murs nord de la zone nord du troisième bloc minier

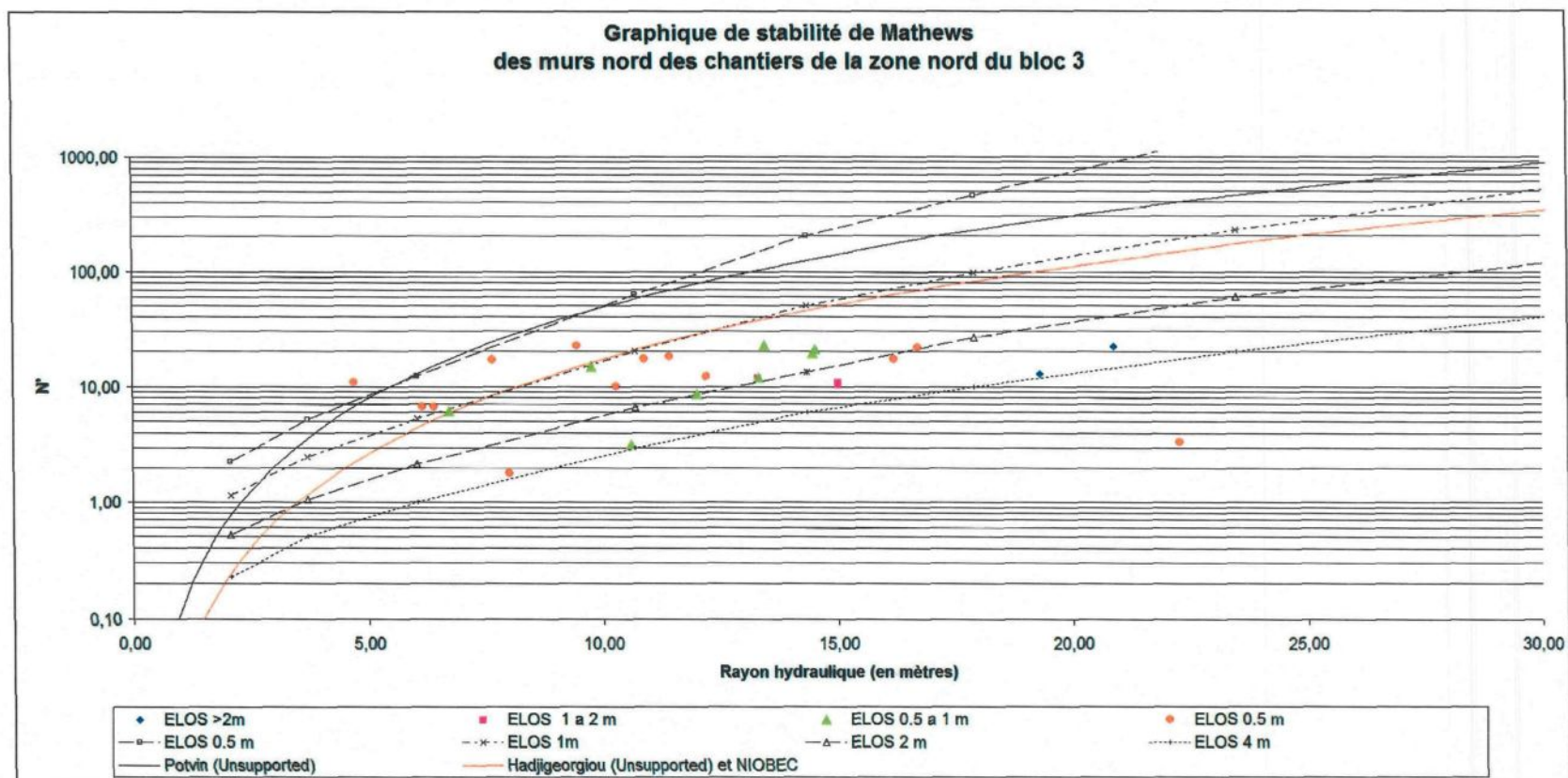




Figure A10.9 : Graphique de stabilité des murs sud de la zone nord du troisième bloc minier

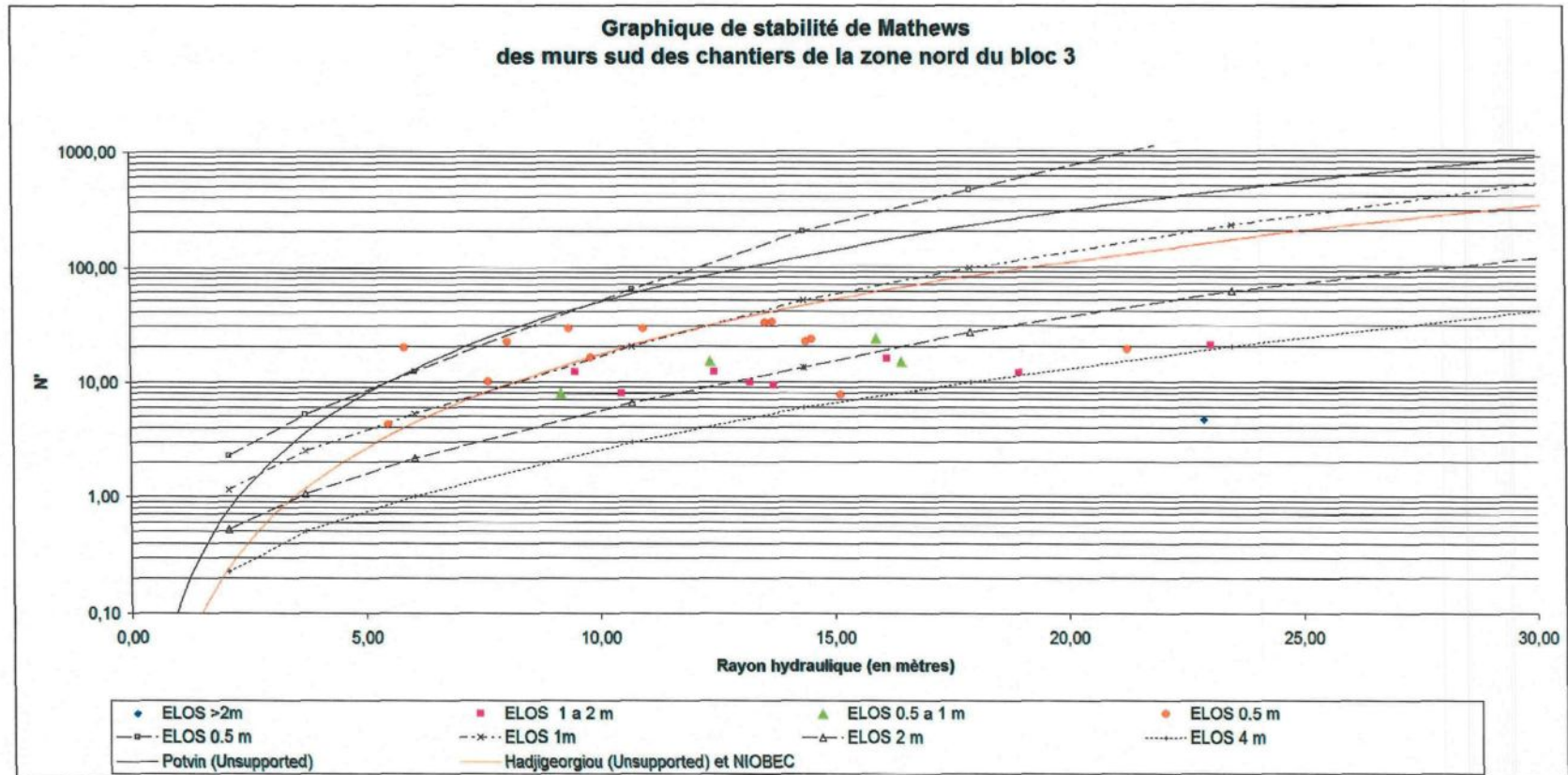


Figure A10.10 : Graphique de stabilité des toits de la zone nord du troisième bloc minier

