PolyPublie
Polytechnique Montréal

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL
UNIVERSITÉ D'INGÉNIERIE

Titre: Title:	Optimisation de la conception des pentes à la mine de Mont-Wright
Auteur: Author:	Joseph Kabuya Mukendi
Date:	2022
Type:	Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis
Référence: Citation:	Kabuya Mukendi, J. (2022). Optimisation de la conception des pentes à la mine de Mont-Wright [Thèse de doctorat, Polytechnique Montréal]. PolyPublie. https://publications.polymtl.ca/10316/

Document en libre accès dans PolyPublie
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: PolyPublie URL:	https://publications.polymtl.ca/10316/
Directeurs de recherche: Advisors:	Richard Simon
Programme: Program:	Génie minéral

Ce fichier a été téléchargé à partir de PolyPublie, le dépôt institutionnel de Polytechnique Montréal
This file has been downloaded from PolyPublie, the institutional repository of Polytechnique Montréal

https://publications.polymtl.ca

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Optimisation de la conception des pentes à la mine de Mont-Wright

JOSEPH KABUYA MUKENDI

Département des génies civil, géologique et des mines

Thèse présentée en vue de l'obtention du diplôme de *Philosophiae Doctor*

Génie minéral

Mai 2022

© Joseph Kabuya Mukendi, 2022.

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Cette thèse intitulée:

Optimisation de la conception des pentes à la mine de Mont-Wright

présentée par **Joseph KABUYA MUKENDI**

en vue de l'obtention du diplôme de *Philosophiae Doctor*

a été dûment acceptée par le jury d'examen constitué de :

Thomas PABST, président
Richard SIMON, membre et directeur de recherche
Carlos OVALLE, membre
Marcel LAFLAMME, membre

DÉDICACE

À mon père Louis Mukendi Tubongo

À ma mère Justine Kenda Muenanyima

À mon épouse Iris Kapinga Kalala

À mes enfants Joris, Johann et Damaris Kabuya

À mes frères Cyril, André et Linton Mukendi

À mes sœurs Claudine, Prisca et Rosie Mukendi

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier mon directeur de recherche, Richard Simon, pour son soutien et ses précieux conseils durant ce projet de recherche. Je suis très reconnaissant à son égard pour m'avoir permis de participer à ce projet de doctorat.

Je tiens à remercier ArcelorMittal Mining Canada pour m'avoir offert l'opportunité d'effectuer ce projet de recherche à la mine de Mont-Wright.

Je tiens à remercier Peter Saunders et Andrei Torres pour leur support en surveillance des pentes minières avec le radar.

Je tiens à remercier Jean-Sébastien Lambert pour m'avoir fait bénéficier de son expérience en dynamitage et pour son support lors de la collecte des données sismiques.

Je tiens à remercier Joe Carvalho et David Haviland pour leurs conseils en modélisation numérique de la stabilité des pentes minières.

Je tiens également à remercier Fredy Henriquez pour m'avoir fait bénéficier de son expérience en mécanique des roches et pour son support lors de la collecte des données structurales.

Finalement, je tiens à remercier spécialement mon épouse Iris Kapinga Kalala et mes enfants Joris Mukendi Kabuya, Johann Oneil Kabuya et Damaris Justine Kabuya pour leur compréhension et leur encouragement qui m'ont permis de réaliser ce projet de doctorat.

RÉSUMÉ

L'instabilité des pentes minières constitue un enjeu majeur pour l'exploitation d'une mine à ciel ouvert, car les conséquences potentielles sont nombreuses et touchent des aspects sociaux, sécuritaires, économiques, environnementaux et règlementaires. Par conséquent, la conception de ces pentes minières doit être optimale en tenant compte de cet enjeu et en garantissant la rentabilité de tout projet minier.

L'objectif principal de cette thèse était d'améliorer la gestion du risque d'instabilité des pentes minières à la mine de Mont-Wright. Une méthode de quantification des dommages induits au massif rocheux par un dynamitage a été établie à l'aide des données historiques d'analyse de la stabilité des pentes recueillies avec un radar à la fosse Paul's Peak. Ces données ont été analysées et interprétées pour déceler les dommages induits aux massifs rocheux par la production minière à l'échelle régionale ou locale. Une charte d'évaluation des dommages post-dynamitage a été utilisée aux fins de cette analyse. Celle-ci prévoit un certain niveau de dommage en fonction du temps nécessaire pour que le taux de déformation redevienne constant. C'est ainsi que la matrice des dommages post-dynamitages du projet minier Offload a été établie. La nouvelle approche axée sur l'évaluation des dommages post-dynamitage et de la stabilité des pentes à l'aide du radar a fourni les données nécessaires pour justifier une conception plus agressive et rentable du projet minier. Il a également été démontré que la surveillance à l'aide du radar après dynamitage peut à la fois améliorer la productivité en réduisant les retards de production et permettre une gestion efficace du risque associé au retour des activités minières dans des zones où un fluage transitoire est observé.

À la fosse Irène, le risque de rupture de multiples bancs a été détecté par un radar après le dynamitage au pied d'une haute pente. Le plan de gestion des risques a été instauré pour atténuer ce risque important en optimisant les paramètres de dynamitage et en évaluant l'impact sur le massif rocheux de chaque dynamitage. Une campagne de trous signature a été réalisée pour déterminer les vitesses de propagation des ondes associées aux différentes lithologies étudiées. Les propriétés géomécaniques des massifs rocheux ont permis de déterminer la limite de vibration maximale à respecter. Ensuite, la zone d'exploitation ciblée a été modélisée à l'aide du logiciel I-Blast afin d'optimiser les séquences de tir à utiliser. L'analyse des déformations de la haute pente n'a pas révélé de dommages importants à celle-ci qui aurait été causée par les dynamitages de

production effectués sur le site. Les mesures d'atténuation des dynamitages qui ont été implantées et l'évaluation de l'impact sur le massif rocheux de chaque dynamitage ont permis de poursuivre l'exploitation minière sans provoquer la rupture de la haute pente.

Une rétro-analyse de la rupture d'une haute pente dans une mine à ciel ouvert a été réalisée au moyen de la modélisation numérique. Des modèles numériques ont été élaborés et calibrés pour simuler la rupture à l'aide du logiciel SLIDE3, utilisé comme outil principal. Le premier modèle a permis de simuler des massifs rocheux isotropes. L'anisotropie des massifs rocheux et le pendage de la foliation, qui dépendait de l'altitude, ont été introduits successivement pour confirmer l'emplacement de la surface de rupture. Une fois la surface de rupture établie, la résistance des structures a été réduite et les pressions des eaux souterraines ont été considérées pour qu'un facteur de sécurité proche du seuil critique de 1,0 soit atteint. Pour simuler efficacement la rupture de la pente, la résistance de la famille de joints subhorizontaux a été affaiblie afin de déclencher la rupture du pied. Par la suite, une section traversant la masse susceptible à la rupture a été analysée à l'aide du logiciel de modélisation par éléments finis RS2 afin d'explorer la possibilité de mécanismes de rupture non simulés dans le calcul à l'équilibre limite de SLIDE3. Des facteurs de sécurité (ou facteurs de réduction de la résistance au cisaillement) similaires ont été calculés dans les modèles calibrés de SLIDE3 et de RS2 à l'aide d'hypothèses de base similaires. Il a été conclu que les résultats reproduisaient de manière satisfaisante le mécanisme de rupture observé. Ceux-ci pourront servir de référence dans le cadre d'analyses de conception géotechnique futures, là où se trouvent des conditions in situ similaires. La rétro-analyse a démontré qu'une excellente compréhension de la variabilité géologique associée à des environnements structuraux complexes est nécessaire pour optimiser la conception des pentes minières.

À la fosse Z, en raison du risque important de rupture des pentes de la fosse Irène et de la forme convexe similaire observée dans la conception actuelle de cette fosse, l'analyse de la stabilité des pentes a été initiée dans le cadre du plan de gestion des risques. Tout d'abord, la base de données géotechniques a été préparée et validée. Ensuite, les domaines structuraux ont été définis en fonction des orientations des discontinuités. Enfin, une évaluation de la stabilité des pentes a été réalisée. Une analyse cinématique a été effectuée pour évaluer la stabilité à l'échelle d'un banc, et l'angle de la face de la pente a été déterminé en fonction de la probabilité de rupture. Les résultats de cette évaluation indiquent que la conception de la fosse Z devrait être modifiée pour répondre

aux critères d'acceptabilité géotechniques établis pour ce projet. La forme de la pente dans la partie est de la fosse Z a été également modifiée dans la conception proposée.

Par ailleurs, la construction du mur final sud-est de la fosse Z a posé un énorme défi, puisqu'il a fallu atténuer le risque de rupture de pente causé par la variabilité spatiale de l'orientation de la foliation. La méthodologie basée sur le nettoyage de la face de la pente, l'analyse de conformité de la conception, les relevés géophysiques, la modification des techniques de dynamitage ainsi que la surveillance radar avait été mise en place afin de construire une pente optimale et de poursuivre l'exploitation en toute sécurité. Les blocs rocheux suspendus sur la face de la pente présentaient un risque pour la sécurité. Pour éliminer ce risque, l'écaillage secondaire de la pente a été réalisé et les blocs rocheux ont été dynamités le long de la foliation. La comparaison des bancs construits avec les bancs conçus a été réalisée à partir de la photogrammétrie de la face de la pente afin d'évaluer la performance de la pente. La différence significative observée était due aux orientations locales des familles de discontinuités qui n'avaient pas été détectées au moment de la conception de la pente. Les relevés structuraux ont alors été nécessaires. Les résultats des relevés optiques et acoustiques ont indiqué que le plan sur lequel la rupture s'était produite était un plan de foliation associé au litage qui changeait de direction. Les résultats ont aussi indiqué que le litage était plutôt orienté vers la fosse et que la pente devrait être développée comme une pente dont le pendage est celui de la foliation. Avec une meilleure compréhension de la variabilité de l'orientation de la foliation, des conceptions améliorées de dynamitage étaient requises. Le dynamitage des panneaux à face libre parallèle à la foliation a été recommandé. Ceci a permis d'ajuster le pendage de la pente en fonction de l'orientation de la foliation mesurée le long d'une face libre au même niveau que celui à miner. Enfin, des seuils d'alarmes ont été fixés dans le SSR, et un plan d'intervention à la suite des alarmes a été mis en place pour surveiller le risque d'instabilité de la pente. La pente finale construite a présenté de bonnes performances par rapport aux bancs supérieurs en réduisant le risque de chute de blocs rocheux.

Somme toute, cette thèse a permis de définir un cadre pour mettre au point des outils décisionnels, des approches et des concepts, le tout dans l'optique de contribuer à l'optimisation de la conception des pentes minières. Dans le cas de la mine de Mont-Wright, ce cadre a permis de poursuivre l'activité minière en toute sécurité et de garantir d'importants bénéfices liés à différents projets. De plus, la gestion du risque d'instabilité des pentes minières à la mine de Mont-Wright se fait maintenant suivant une approche proactive plutôt que réactive.

ABSTRACT

Mine slope instability is a significant issue for operating an open mining pit as it has numerous potential social, safety, economic, environmental, and regulatory impacts. Therefore, optimizing the design of these mining slopes must consider this issue and ensure the profitability of the mining projects.

The main goal for this thesis was to improve risk management for mine slope instability at the Mont-Wright mine in northeastern Quebec. A process for quantifying the rock mass damage due to blasting was define using historic slope stability radar (SSR) data collected at Paul's Peak mine. The data was reprocessed, analyzed, and interpreted to identify rock mass damage caused by production on a regional or local scale. The post-blast damage rating chart, which assumes a degree of damage based on the time it takes for the local deformation trend to return to background rates, was applied for this analysis. As a result, the post-blast damage rating matrix of the Offload mining project was established. The novel approach for post-blast damage and slope stability assessments using SSR effectively provided the information required to justify a more aggressive and profitable mine design. It has also been shown that the post-blast slope stability monitoring with SSR can both improve productivity by decreasing delays overly to production and at the same time effectively manage the risk associated with re-entry in areas where transient creep is observed.

At Irene pit, the risk of multiple bench failures was detected by SSR following blasting at the foot of a highwall. The risk management plan was initiated to mitigate this significant risk by optimizing blasting parameters and assessing the response of the rock mass to each blast. A signature hole operation was conducted to determine the wave propagation velocities associated with the different lithologies studied. The geomechanical properties of the rock masses determined the maximum peak particle velocities to be respected. Subsequently, the targeted area of operation was modeled with the I-Blast software to optimize the firing sequences to be used. The damage to the highwall from blasting was quantified using the post-blast damage approach developed previously. The analysis of post-blast highwall deformations did not reveal significant highwall damage due to the production blasting conducted at the mine site. The blasting mitigation measures implemented and assessing the rock mass response to each blast allowed mining to continue without causing the highwall to fail.

A numerical modeling study to back analyze a highwall instability event in an open pit has been completed. Numerical models were developed and calibrated to simulate the event using SLIDE3 as the primary tool. The first model simulated isotropic rock mass strengths without incorporating directional weakness along the predominant orientations of discontinuities. Directionally-dependent strength of the jointed rock mass and elevation-dependent foliation dip were introduced successively to confirm the failure surface. Once the failure surface was established, the structure's strength was reduced, and groundwater pressures were considered to reach a Factor of Safety approaching the critical target of 1.0. To effectively simulate the highwall's failure, the sub-horizontal joint set was weakened to initiate toe breakout. Subsequently, a section through the failure mass was analyzed using RS2 finite element modeling software to explore the possibility of failure mechanisms not simulated in SLIDE3's limit equilibrium calculation. Similar Factors of Safety (or shear strength reduction factors) were produced in the calibrated SLIDE3 and RS2 models using similar inputs assumptions. The results were judged to reproduce the observed failure mechanism satisfactorily. They may be referenced for future geotechnical design analyses where similar geotechnical conditions or features exist. The back-analysis highlights that an excellent understanding of the geological variability associated with complex structural environments is required to optimize mining slope design.

At Z pit, due to the significant highwall failure risk observed in the Irene pit walls and the similar convex shape included in the current Z pit design, the slope stability review was initiated as a part of the risk management plan. First, the geotechnical and structural database was prepared and validated. After that, the structural domains were defined based on joints orientations. Finally, a slope stability assessment was conducted. A classic kinematic evaluation was conducted for bench scale stability assessment, and the bench face angle was estimated based on the probability of failure. Stability results indicate that the Z pit required redesigning to meet the geotechnical acceptance criteria developed for this project. The wall shape in the eastern portion of the Z pit was changed in the proposed design. Otherwise, it was a huge challenge to build the final southeastern wall of the Z pit by mitigating the risk of slope failure caused by the spatial variability of the foliation orientation. The methodology was mainly based on the bench cleanup, the design compliance analysis, the televiewer surveys, the modification of blasting techniques, and the radar monitoring to achieve optimal slope and to continue mining safely. The slabs remaining on the bench face created a potential safety hazard that should be removed. Secondary scaling of bench

faces was performed, and other slabs that remained were blasted along the foliation. The comparison of the as-built benches and the designed benches was conducted from a photogrammetric survey on the exposed wall to assess the performance of the benches. The significant difference observed was due to the local orientations of the discontinuity set, which had not been detected at the time of the slope design. The structural geology surveys were then required. The results of the optical and the acoustic televiewer surveys suggested that the plane on which the rupture occurred is a plan of foliation associated with the bedding, which changes direction. Also, the results indicated that the bedding is rather oriented towards the pit and that the wall should be developed as a footwall following the foliation dip. With an increased understanding of foliation variability, improved blast designs were required. Trim blasting parallel to the foliation with a free face was therefore recommended. This provided an opportunity to adjust the bench face angles based on measured foliation orientation along a free face at the same level as that to be mined. Finally, a project-specific trigger action response plan was developed. Alarm thresholds were set, and an intervention plan following radar alarms was implemented to control the slope instability risk. The final wall built presented good blast performance compared to the bench above by reducing rockfall hazard through a cleaner bench face.

In summary, this thesis has provided a framework where decision-making tools, approaches, and concepts were developed to optimize mine slope design. In the case of the Mont-Wright mine, this framework has allowed continuing mining safely and secure significant profits from various projects. In addition, slope instability risk management at Mont-Wright now has a proactive approach rather than a reactive one.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE III

REMERCIEMENTS IV

RÉSUMÉ V

ABSTRACT VIII

TABLE DES MATIÈRES XI

LISTE DES TABLEAUX XVII

LISTE DES FIGURES XIX

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS XXV

LISTE DES ANNEXES XXIX

CHAPITRE 1 INTRODUCTION 1

1.1 Mise en contexte 1

1.2 Problématique de recherche 4

1.3 Objectifs 5

1.4 Démarche de l'ensemble du travail de recherche 5

1.5 Organisation de la thèse 8

1.6 Originalité 9

CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE 10

2.1 Introduction 10

2.2 Discontinuités 10

2.2.1 Introduction 10

2.2.2 Définition 10

2.2.3 Origine 10

2.2.4 Caractéristiques 11

2.2.5 Comportement mécanique des discontinuités 13
2.3 Massif rocheux 20
2.3.1 Introduction 20
2.3.2 Système de classification des massifs rocheux 20
2.3.3 Résistance d'un massif rocheux 24
2.3.4 Déformation d'un massif rocheux 25
2.3.5 Dommages induits à un massif rocheux par le dynamitage 26
2.4 Modèle géotechnique 34
2.4.1 Définition et composantes 34
2.4.2 Incertitude des données géotechniques 36
2.5 Stabilité, fiabilité et performance des pentes minières 36
2.5.1 Introduction 36
2.5.2 Stabilité des pentes minières 37
2.5.3 Fiabilité des pentes minières 49
2.5.4 Performance des pentes minières 51
2.6 Conclusion 51
CHAPITRE 3 ARTICLE 1 POST-BLAST SLOPE STABILITY MONITORING WITH SLOPE STABILITY RADAR 53
3.1 Abstract 53
3.2 Introduction 53
3.3 Site description 55
3.3.1 Regional geology 55
3.3.2 Lithology 55
3.3.3 Structural geology 56
3.3.4 Slope geometry 57

3.3.5 Blast design history 58
3.4 Methodology 58
3.4.1 Data acquisition and quality assessment 59
3.4.2 Regional versus local response to blasting 59
3.4.3 Radar data reprocessing 60
3.5 Results 61
3.5.1 Long-term deformation assessment 61
3.5.2 Post-blast damage assessment 64
3.5.3 Economic benefits assessment 70
3.6 Discussion 73
3.7 Conclusion 74
3.8 Acknowledgement 74
3.9 References 75
CHAPITRE 4 ARTICLE 2 BLASTING MITIGATION MEASURES USED TO CONTROL A HIGHWALL FAILURE RISK 76
4.1 Abstract 76
4.2 Introduction 77
4.3 Detection of the highwall's movement 78
4.4 Signature hole analysis 80
4.5 Critical peak particle velocity 83
4.6 Restrictions on blasting parameters 84
4.7 Response of the rock mass to blasting 87
4.8 Conclusion 90
4.9 Acknowledgements 90
4.10 References 90

4.11 Discussion 91

CHAPITRE 5 ARTICLE 3 NUMERICAL BACK-ANALYSIS OF HIGHWALL INSTABILITY IN AN OPEN PIT: A CASE STUDY 94

5.1 Abstract 94

5.2 Introduction 95

5.3 Back-analysis methodology 97

5.4 Base modelling inputs 98

5.4.1 Open pit geometry and mining sequence 98

5.4.2 Geological model 99

5.4.3 Geotechnical model 100

5.4.4 Hydrogeological model 103

5.4.5 Data from slope stability radar 104

5.5 SLIDE3 limit equilibrium back-analysis modelling 106

5.5.1 SLIDE3 model development 106

5.5.2 SLIDE3 model calibration 109

5.6 RS2 finite element back-analysis modelling 111

5.6.1 Introduction 111

5.6.2 Results 112

5.7 Discussion 115

5.8 Conclusion 116

5.9 Acknowledgement 117

5.10 References 117

CHAPITRE 6 SLOPE STABILITY ASSESSMENT OF Z PIT 119

6.1 Introduction 119

6.1.1 Scope of work 119

6.1.2 Project sequence 120
6.2 Project description 120
6.2.1 Location 120
6.2.2 Mine design 120
6.3 Geological setting 121
6.3.1 Regional geological structures 121
6.3.2 Site specific geology 122
6.4 Geotechnical data collecting program 122
6.5 Rock mass fabric 122
6.5.1 Structural domains 122
6.5.2 Joint strength 125
6.6 Slope stability assessment 125
6.6.1 Slope stability acceptability criteria 125
6.6.2 Bench design 126
6.7 Conclusion 131
6.8 References 132
6.9 Discussion 132
CHAPITRE 7 ARTICLE 4 EFFECT OF SPATIAL VARIABILITY OF FOLIATION ORIENTATION ON MINING SLOPE DESIGN 138
7.1 Abstract 138
7.2 Résumé 138
7.3 Introduction 139
7.4 Previous highwall failure 140
7.5 Background 142
7.6 Bench face cleanup 143

7.7 Slope performance assessment 143
7.8 Televiewer surveys 145
7.8.1 Objectives 145
7.8.2 Data acquisition 146
7.8.3 Data analysis 148
7.8.4 Results and interpretation 151
7.9 Controlled blasting 152
7.10 Radar monitoring 154
7.11 Conclusion 157
7.12 Acknowledgement 157
7.13 References 157
CHAPITRE 8 DISCUSSION GÉNÉRALE 159
8.1 Surveillance de la stabilité d'une pente minière 159
8.2 Dommages post-dynamitages d'une pente minière 165
8.3 Modèle géotechnique bonifié 171
8.4 Gestion du risque d'instabilité des pentes minières 172
CHAPITRE 9 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS 174
9.1 Conclusion 174
9.2 Contributions 175
9.3 Limitations et recommandations 177
RÉFÉRENCES 179
ANNEXES 187

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 Conséquences de la rupture d'une pente minière 5

Tableau 2.1 Paramètres et cotes de la classification géomécanique RMR (Bieniawski, 1976) 21

Tableau 2.2 Effet de l'orientation des joints sur l'excavation d'un tunnel (Bieniawski, 1976) 21

Tableau 2.3 Qualité du massif rocheux (Bieniawski, 1976) 22

Tableau 2.4 Modèles d'extension des dommages dans le roc (Tiré de Silva et al., 2019) 30

Tableau 2.5 Modèles d'extension des dommages dans le roc (Tiré de Silva et al., 2019) 33

Tableau 2.6 Critères d'acceptation de design, d'après Read et Stacey (2009) 46

Table 3.1 Post-blast damage rating scale 67

Table 3.2 Post-blast damage rating matrix 69

Table 3.3 Maximum tonnage per blast 70

Table 3.4 Maximum tonnage per blast (suite) 71

Table 4.1 Best delays selected 83

Table 4.2 Maximum allowable charge length (bold: single charge; italics: multiple charges) 86

Table 4.3 Maximum tonnage per blast 86

Table 4.4 Maximum tonnage per blast (suite) 87

Table 4.5 Highwall velocities and alarm thresholds 88

Table 4.6 Post-blast stabilization time 89

Table 5.1 Hoek–Brown rock mass strength parameters 101

Table 5.2 Mohr–Coulomb shear strength based on lithology and discontinuity type (5% rock bridging adapted from Piteau Associates Engineering Ltd 2016) 102

Table 5.3 Factor of Safety and critical strength reduction factor values 113

Table 6.1 Structural data Set 122

Table 6.2 Z pit structural domains and joint Sets 123

Table 6.3 Joint set strength parameters 125

Table 6.4 Acceptability criteria for Z pit 126

Table 6.5 Design parameters 130

Table 6.6 Paramètres de conception 133

Table 7.1 Characteristics of televiewer holes 147

Table F.1 System Health 274

Table F.2 Scan area and photographs 275

Table F.3 Masks 276

Table F.4 Alarming system 277

Table F.5 Atmospheric correction 278

Table F.6 Atmospheric correction 279

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 Localisation de la mine de Mont-Wright (ArcelorMittal, 2019) 2

Figure 1.2 Localisation des différentes fosses à la mine de Mont-Wright 3

Figure 1.3 Schéma intégrateur des différents chapitres 7

Figure 2.1 Caractéristiques des discontinuités dans un massif rocheux (Wyllie et Mah, 2004) ... 12

Figure 2.2 Schématisation du dispositif expérimental et courbes d'un essai de cisaillement (Berest et al., 2000) 14

Figure 2.3 Critère de Mohr-Coulomb relatif : a) à la résistance au pic ; (b) à la résistance au pic et à la résistance résiduelle (Wyllie et Mah, 2004) 15

Figure 2.4 Critère bilinéaire de Patton pour la résistance des discontinuités aux formes d'aspérités multiples (Patton, 1966) 16

Figure 2.5 Critère de Barton (tiré de Hoek et Bray, 1977) 18

Figure 2.6 Étapes du mouvement d'une pente (Sullivan, 2007) 25

Figure 2.7 Configuration d'une pente minière (Read et Stacey, 2009) 38

Figure 2.8 a) Rupture planaire, b) Rupture de dièdre, c) Rupture par basculement, d) Rupture circulaire (Hoek et Bray, 1981) 39

Figure 2.9 Exemple d'analyse de stabilité à l'équilibre limite (Wyllie et Mah, 2004) 42

Figure 2.10 Différentes technologies du radar (GroundProbe, 2021) 48

Figure 2.11 Différentes technologies du radar (suite) (GroundProbe, 2021) 48

Figure 2.12 Bris arrière (Ryan et Pryor, 2000) 49

Figure 3.1 Mont-Wright site localisation (Kabuya 2019) 54

Figure 3.2 Southeast wall of Paul's Peak 57

Figure 3.3 Time and mine event dependent rock mass deformation model (Mercer & Stacey 2008) 61

Figure 3.4 Three-month post-blast analysis plot from previous case study (GroundProbe, 2016) 63

Figure 3.5 Selected control points for long-term post-blast analysis at Mont-Wright mine.....64

Figure 3.6 Selected control points for the long-term regional response to blasting analysis.....65

Figure 3.7 (a) Coherence image (at the moment of the blast); (b) Accumulated deformation (12 hours after the blast); (c) Delta coherence image (12 hours after the blast) 66

Figure 3.8 Accumulated deformation plots for the blast on 27/10/2011 11:57 67

Figure 3.9 Post-blast deformation analysis for the blast on 26/04/2012 12:09 h.....68

Figure 3.10 Curves of the standard post-blast waiting time and the post-blast stabilisation time 72

Figure 3.11 Cumulative curves of the standard post-blast waiting time, the post-blast stabilisation time and the economic benefits.....73

Figure 4.1 Blasted material at the foot of the highwall.....78

Figure 4.2 Post-blast radar image of the highwall 79

Figure 4.3 Deformation and velocity of the highwall.....79

Figure 4.4 Coherence 80

Figure 4.5 Atmospheric correction.....80

Figure 4.6 Plan view of the location of signature holes and seismographs 81

Figure 4.7 Location of signature holes in the pit.....81

Figure 4.8 Location of signature holes in the pit.....82

Figure 4.9 (a) Wave propagation velocities by lithology; (b) Cross-sectional view A-A 83

Figure 4.10 Linear regression of velocity (PPV) as a function of standardized distance (SD) 85

Figure 4.11 Maximum allowable charges per delay 85

Figure 4.12 Velocities and deformations of the highwall (blast A: top left; blast B: top right; blast C: bottom left; blast D: bottom right).....88

Figure 4.13 Scale of blasting damage (GroundProbe, 2018) 89

Figure 4.14 Plan d'intervention appliqué à la fosse Irène.....93

Figure 5.1 Southeast highwall: (a) Pre-failure (2018-07-02); (b) Post-Failure (2018-07-05) 96

Figure 5.2 Geometrical model including the geological model 99

Figure 5.3 Structural interpretations of the southeast region of the open pit (Kabuya & Henriquez 2017) 101

Figure 5.4 (a) Ice formation due to groundwater drainage surrounding the failure mass; (b) Post-thaw conditions of the slope surrounding the failure mass 104

Figure 5.5 Sequence of highwall behaviour (GroundProbe 2018) 105

Figure 5.6 Slope movement area detected by GroundProbe radar prior to the 5 July main failure event 105

Figure 5.7 Critical slip surface: (a) V1 model; (b) V2 model 108

Figure 5.8 Critical slip surface: (a) V3 model; (b) Calibrated SLIDE3 model 111

Figure 5.9 Critical strength reduction factor for RS2 case 10 final model (maximum shear strain) 114

Figure 5.10 Critical strength reduction factor for RS2 case 10 final model (total displacement) 115

Figure 6.1 Current as-built pits and remaining benches for Phase 1 121

Figure 6.2 Structural domains and structural stereographic projections 124

Figure 6.3 Probabilistic kinematic assessment – Planar failure 127

Figure 6.4 Probabilistic kinematic assessment – Wedge failure 128

Figure 6.5 Benches design rosettes 129

Figure 6.6 Proposed Z pit design 131

Figure 6.7 Implémentation du design entre les niveaux 742 et 686 (Secteur Sud-Ouest) 134

Figure 6.8 Implémentation du design entre les niveaux 742 et 686 (Secteur Sud-Est) 135

Figure 6.9 Implémentation du design entre les niveaux 742 et 686 (Secteur Central) 136

Figure 6.10 Implémentation du design entre les niveaux 742 et 700 (Secteur Nord-Est) 137

Figure 7.1 Z pit phases 1 and 2 (pushback) 139

Figure 7.2 Southeast highwall post-failure photograph 140

Figure 7.3 Structural interpretations of the southeast region of the Z pit (Kabuya and Henriquez, 2017).....141

Figure 7.4 Slope failure and slabs observed on the southeast wall (bench 700-728) 142

Figure 7.5 Slope failure and slabs observed on the southeast wall (bench 700-728) 142

Figure 7.6 Bench face cleanup 143

Figure 7.7 Overbreak area along benches 144

Figure 7.8 As-built and designed bench face (A-A) 144

Figure 7.9 Locations of televiewer holes 145

Figure 7.10 Televiewer surveys of the TV19-08 hole 147

Figure 7.11 TV19-01 log.....148

Figure 7.12 TV19-02 log.....149

Figure 7.13 TV19-04 log.....149

Figure 7.14 TV19-05 log.....149

Figure 7.15 TV19-06 log.....150

Figure 7.16 TV19-08 log.....150

Figure 7.17 Legend of Figures 7.11 to 7.16.....150

Figure 7.18 Stereonets of TV19-01 and TV19-02 151

Figure 7.19 Stereonets of TV19-04 and TV19-05 151

Figure 7.20 Stereonets of TV19-06 and TV19-08 151

Figure 7.21 Free face between levels 686-700.....153

Figure 7.22 Final wall 153

Figure 7.23 Slope Stability Radar monitoring the southeast wall.....155

Figure 7.24 Radar image and deformation plot.....156

Figure 8.1 Déformation avec la correction atmosphérique courante (GroundProbe, 2021).....161

Figure 8.2 Déformation avec la correction atmosphérique améliorée (GroundProbe, 2021) 162

Figure 8.3 Niveau de résolution des différents types de radars (GroundProbe, 2021) 163

Figure 8.4 Mesure de la cohérence (GroundProbe, 2020) 166

Figure 8.5 Mesure de la cohérence (suite) (GroundProbe, 2020) 167

Figure 8.6 Signatures des différents événements (GroundProbe, 2020) 168

Figure 8.7 Signatures des différents événements (suite) (GroundProbe, 2020) 169

Figure 8.8 SSR-Omni 173

Figure 8.9 L'ancienne écailleuse (gauche) et la nouvelle écailleuse (droite) 173

Figure B.1 Database of the best delays between holes in the Gneiss 247

Figure B.2 Histogram of the best delays between the holes in the Gneiss 248

Figure B.3 Database of the best delays between the rows in the Gneiss (Delay of 10 ms between holes) 249

Figure B.4 Database of the best delays between the rows in the Gneiss (Delay of 23 ms between holes) 250

Figure B.5 Database of the best delays between holes in the Iron formation 251

Figure B.6 Database of the best delays between holes in the Iron formation 252

Figure B.7 Database of the best delays between the rows in the Iron formation (Delay of 12 ms between holes) 253

Figure B.8 Database of the best delays between the rows in the Iron formation (Delay of 23 ms between holes) 254

Figure B.9 Database of the best delays between holes in the Amphibolite 255

Figure B.10 Histogram of the best delays between the holes in the Amphibolite 256

Figure B.11 Database of the best delays between the rows in the Amphibolite (Delay of 11 ms between holes) 257

Figure B.12 Database of the best delays between the rows in the Amphibolite (Delay of 16 ms between holes) 258

Figure B.13 Database of the best delays between holes in the Quartzite.....259

Figure B.14 Histogram of the best delays between the holes in the Quartzite 260

Figure B.15 Database of the best delays between the rows in the Quartzite (Delay of 15 ms between holes) 261

Figure B.16 Database of the best delays between the rows in the Quartzite (Delay of 20 ms between holes) 262

Figure C.1 2015 Calibrated SLIDE3 model critical slip surface 264

Figure C.2 2017 Calibrated SLIDE3 model critical slip surface 265

Figure C.3 SLIDE3 final model calibration settings.....266

Figure D.1 RS2 final model calibration settings 268

Figure E.1 Peak Shear Strength – Amphibolite 269

Figure E.2 Peak Shear Strength – Gneiss.....270

Figure E.3 Peak Shear Strength – Iron Formation 271

Figure E.4 Peak Shear Strength – Quartzite.....272

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

A	Surface de contact de deux blocs rocheux
AMP	Amphibolite
ATV	Acoustic televiewer
BEM	Méthode des éléments frontières
BFA	Bench face angle
c	Cohésion d'une discontinuité
c_f	Cohésion du matériau de remplissage
c_{red}	Cohésion réduite
d	Distance from blasting to point of interest
D	Blast damage factor
DEM	Méthode des éléments distincts
E	Young's modulus
FDM	Méthode de différence finie
FEM	Méthode des éléments finis
FS	Factor of safety
FoS	Factor of safety
GN	Gneiss
GSI	Geological strength index
I	Angle que font les aspérités avec la direction du cisaillement
IF	Iron formation
Ja	Altération des discontinuités
JCS	Joint compressive strength
Jn	Nombre de familles de discontinuités

Jr	Rugosité des épontes d'une discontinuité
JRC	Joint roughness coefficient
Jw	Facteur de réduction dû à la présence d'eau dans les discontinuités
K_i	Constante d'amplitude associée à l'intervalle de confiance i
k_s	Raideur tangentielle d'une discontinuité
masl	Meters above sea level
OOF	Onset of failure
OTV	Optical televiewer
PF	Probability of failure
PPV	Peak particle velocity
PPVc	Critical peak particle velocity
PPV_{95}	Peak particle velocity at a 95% confidence level
QLT	Quebec-Labrador Trough
QR	Quartzite
QRMS	Quartz rock mica schist
r	Rebond du marteau Schmidt pour des surfaces des joints humides
R	Rebond du marteau Schmidt pour les surfaces des joints sèches non altérées
RAR	Real aperture radar
RMR	Rock mass rating
RQD	Rock quality designation
SARx	Synthetic aperture radar
SD	Distance standardized by the square root of the maximum explosive charge
SH	Signature hole
SRA	Stable reference area

SRF Stress reduction factor

SSR Slope stability radar

T Tensile strength

u Pression de l'eau

UCS Uniaxiale compressive strength

VL Variability limit

Vp P-wave velocity

W Maximum explosive charge

WS Radar weather station

α_f Direction de pendage d’une pente

α_p Direction de pendage d’une discontinuité

β Constante d’atténuation

ϕ Angle de friction d’une discontinuité

ϕ_b Angle de frottement interne de base

ϕ_f Angle de frottement du matériau de remplissage

ϕ_p Angle de frottement au pic d’une discontinuité

ϕ_r Angle de frottement résiduel d’une discontinuité

σ_{ci} Résistance en compression uniaxiale du roc intact

σ_{cm} Résistance globale du massif rocheux

σ_n Contrainte normale

σ_n' Contrainte normale effective

σ_T Contrainte normale de transition

σ_1 Contrainte principale maximale

σ_3 Contrainte principale minimale

τ	Contrainte tangentielle
τ_p	Résistance au pic d'une discontinuité
τ_r	Résistance résiduelle d'une discontinuité
ψ_f	Pendage d'une pente
ψ_i	Plongée de la ligne d'intersection de deux discontinuités
ψ_p	Pendage d'une discontinuité

LISTE DES ANNEXES

Annexe A TIME -TO-STABLE PERIOD OBSERVED AFTER PRODUCTION BLASTS....187

Annexe B BEST DELAYS BETWEEN HOLES AND RAW OBTAINED BY SIGNATURE HOLE ANALYSIS 246

Annexe C SLIDE3 MODEL RESULTS.....263

Annexe D RS2 FINAL MODEL CALIBRATION SETTINGS.....267

Annexe E SHEAR STRENGTH ENVELOPE 269

Annexe F DATA QUALITY PARAMETERS FOR SSR-XT 273

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Mise en contexte

Pour une exploitation de mine à ciel ouvert, les contours de la fosse minière sont constitués des pentes dont la conception est l'un des défis majeurs à chaque étape de la planification et de l'exploitation. Les différentes étapes du processus de conception des pentes minières sont (Read et Stacey, 2009 ; Read, 2013) : (1) la formulation d'un modèle géotechnique du secteur de la fosse minière qui constitue la base de la conception des pentes. Le modèle géotechnique est composé des données géologiques, structurales, hydrogéologiques et des propriétés du massif rocheux pertinentes ; (2) la division du modèle géotechnique en domaines ayant les caractéristiques géologiques, structurales et les propriétés des matériels similaires. Les domaines géotechniques sont par la suite subdivisés en secteurs de conception dépendamment des modes de ruptures identifiés ; (3) la conception des éléments de pente qui comprend la configuration des bancs, de l'angle inter-rampe et de la pente globale dans les secteurs respectifs des domaines géotechniques ; (4) l'évaluation de la stabilité des pentes résultantes et la détermination des conceptions finales au regard des critères d'acceptation du projet ; (5) la définition des exigences d'implémentation des conceptions finales qui font référence au dynamitage, au dénoyage de la fosse minière, à la dépressurisation des pentes et à la surveillance des mouvements. À ces différentes étapes, le processus de la conception des pentes minières doit être optimisé en intégrant le concept de la sécurité des opérations et le concept de la rentabilité du projet minier pour satisfaire les attentes des travailleurs et des investisseurs. Un compromis pour les conceptions finales doit notamment être trouvé, car des pentes plus abruptes augmentent la rentabilité économique au détriment du potentiel de stabilité. La gestion du risque d'instabilité des pentes minières s'inscrit dans le contexte de ce compromis à établir pour les conceptions finales et au fur et à mesure de leur implémentation sur le site minier. Elle est essentielle pour garantir une exploitation minière, sécuritaire et rentable.

La mine de Mont-Wright, exploitée par ArcelorMittal Mining Canada, est située dans le nord-est du Québec, à l'ouest de la ville de Fermont (Figure 1.1). Elle est la plus grande mine de fer à ciel ouvert du Canada, avec une superficie de 24 km^2. L'exploitation minière, qui y a débuté depuis plus de 40 ans, se fait par l'abattage à l'explosif, tout en laissant en place les contours des fosses constitués des pentes en gradins. Plusieurs fosses, dont les fosses Paul's Peak, Irène et Z, sont

actuellement en exploitation à la mine de Mont-Wright (Figure 1.2), caractérisée par une géologie structurale complexe, en raison des phases de plissement causées par des évènements orogéniques majeurs (Piteau, 2016 ; Brodeur-Grenier, 2018). Avec des réserves pour encore plus de 30 ans, plusieurs autres phases d'exploitation d'envergure sont envisagées au sein du complexe minier et constituent un enjeu d'exploitation sécuritaire et rentable à garantir pour les investisseurs. Le présent projet de thèse porte ainsi sur l'optimisation de la conception des pentes à la mine de Mont-Wright. Il permettra de fournir aux personnes œuvrant en mécanique des roches, en dynamitage et en planification minière, des outils pour optimiser la conception des pentes minières.

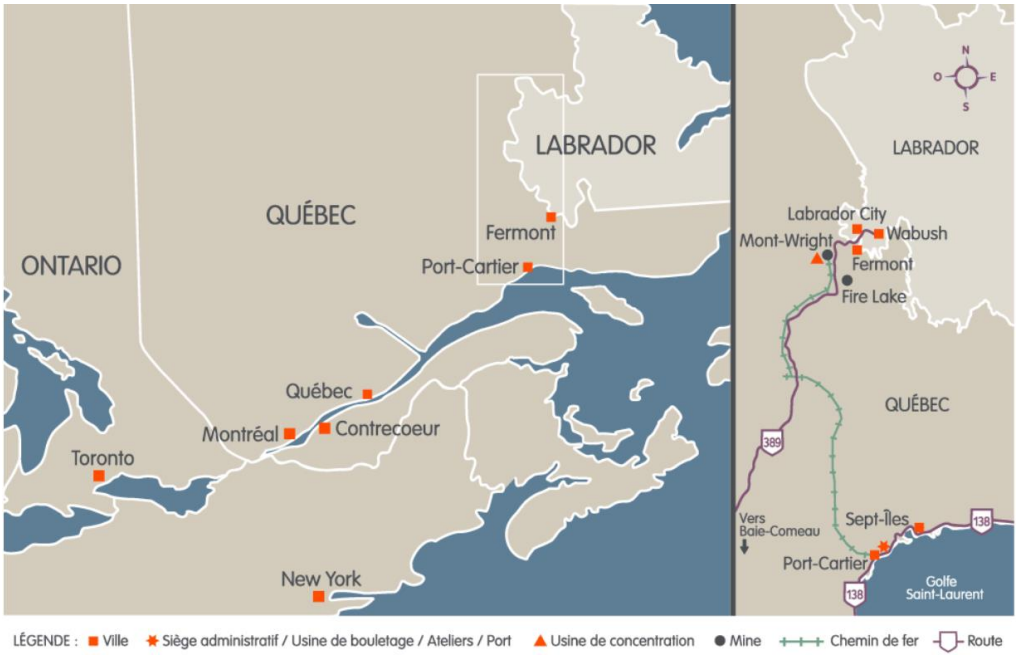


Figure 1.1 Localisation de la mine de Mont-Wright (ArcelorMittal, 2019)

Figure 1.2 Localisation des différentes fosses à la mine de Mont-Wright

1.2 Problématique de recherche

Dans les mines à ciel ouvert, l'instabilité d'une pente minière peut être causée par l'impact des dynamitages sur un massif rocheux. En effet, la fragmentation de la roche avec des explosifs est une pratique courante dans les mines à ciel ouvert. Elle génère des vibrations et l'expansion des gaz qui peuvent endommager la roche intacte, affecter le réseau des fissures existant, créer de nouvelles fissures, réduire la résistance au cisaillement des discontinuités et réduire la qualité et la résistance du massif rocheux adjacent. La pente ainsi endommagée présente un risque d'instabilité, les bris arrière réduisent la fiabilité des bancs et augmentent l'angle de la pente globale. Ceci pourrait impacter le rapport de découverture et entrainer la réduction de la récupération du minerai. Il est donc important que les dommages causés par les dynamitages soient minimisés et quantifiés de manière plus systématique et objective, car l'intégrité du massif rocheux peut être réduite, ce qui peut conduire à une rupture de pente. L'instabilité d'une pente minière peut être également causée par l'environnement complexe dans lequel elle est implantée. En effet, au moment de la conception, la connaissance du modèle géotechnique peut être insuffisante à cause des moyens insuffisants ou inadaptés consacrés à la reconnaissance du massif rocheux. Au fur et à mesure du développement de la mine, les contours de la fosse tels que construits peuvent être confrontés à une variation spatiale insoupçonnable des propriétés du massif rocheux et de l'orientation des structures géologiques telles que la foliation, ce qui peut conduire à une rupture de pente. Ainsi, dans les mines à ciel ouvert, la gestion du risque d'instabilité d'une pente minière est un défi majeur, car les conséquences potentielles de la rupture d'une pente sont nombreuses et portent sur les aspects sociaux, sécuritaires, économiques, environnementaux et règlementaires (Read et Stacey, 2009) tels que présentés au tableau 1.1. La présente thèse s'intéresse aux instabilités des pentes minières causées par l'impact des dynamitages sur un massif rocheux et par la variabilité des propriétés du massif rocheux et de l'orientation des structures dans un environnement géologique complexe de construction d'une fosse minière. La mine de Mont-Wright constitue le cas d'étude de ce projet.

Tableau 1.1 Conséquences de la rupture d'une pente minière

Aspects sociaux et de sécurité	**Aspects économiques**	**Aspects environnementaux et règlementaires**
Perte de vie ou blessure, perte de revenu des travailleurs, perte de confiance des travailleurs et perte de crédibilité de l'entreprise tant à l'externe qu'avec les actionnaires.	Perturbation des opérations, perte de minerai, perte des équipements, augmentation du décapage, augmentation du coût de nettoyage et perte de marchés.	Impacts environnementaux, augmentation de la règlementation et considérations de fermeture.

1.3 Objectifs

L'objectif principal de cette thèse est d'améliorer la gestion du risque d'instabilité des pentes minières à la mine de Mont-Wright. Les objectifs spécifiques sont :

- D'évaluer l'impact des dynamitages sur la stabilité d'une pente minière ;
- De contrôler un risque d'instabilité actif d'une haute pente minière ;
- D'effectuer une rétro-analyse par la modélisation numérique 3D pour comprendre les mécanismes clés de rupture d'une pente minière dans un environnement structural complexe ;
- D'analyser la stabilité d'une pente minière ;
- D'investiguer sur l'effet de la variabilité spatiale de l'orientation de la foliation sur la conception d'une pente minière.

1.4 Démarche de l'ensemble du travail de recherche

En premier lieu, une revue de la littérature a été réalisée dans le cadre du projet de recherche. Elle a porté sur les thèmes suivants :

- Discontinuités ;
- Massif rocheux ;

- Modèle géotechnique ;
- Stabilité, fiabilité et performance des pentes minières.

En deuxième lieu, des travaux d'investigations et de collecte des données ont été réalisés à la mine de Mont-Wright. Ces travaux ont porté sur :

- La collecte des données de surveillance des pentes minières à l'aide d'un SSR (Slope Stability Radar) (chapitres 3, 4, 5 et 7) ;
- La réalisation d'une campagne des trous signature pour la collecte des données sismiques (chapitre 4) ;
- La collecte des données structurales au moyen de la photogrammétrie des pentes minières (chapitres 5, 6 et 7) ;
- La collecte des échantillons de discontinuités à partir des carottes de forages pour la détermination de la résistance au cisaillement (chapitre 6) ;
- La réalisation des investigations géophysiques (optique et acoustique) pour la collecte des données structurales (chapitre 7).

À partir des données historiques du comportement post-dynamitage de la pente de la fosse Paul's Peak collectées avec le SSR, une échelle d'évaluation des niveaux des dommages post-dynamitages sur une pente minière a été développée et appliquée au projet minier Offload (chapitre 3). Cette échelle a été ensuite utilisée pour évaluer l'efficacité des mesures de mitigation des dynamitages définies pour contrôler le risque d'instabilité actif d'une haute pente minière de la fosse Irène (chapitre 4). À la suite de la rupture de la pente de la fosse Irène, une rétro-analyse numérique de la rupture de la pente a été réalisée pour comprendre les mécanismes clés impliqués dans une rupture de pente de grande envergure (chapitre 5). Conjointement, une révision de la conception des pentes de la fosse Z était requise en raison, entre autres, de la forme convexe de la pente qui était similaire à celle présentant des signes d'instabilités à la fosse Irène (chapitre 6). À la suite de la rupture des pentes observées à la fosse Z à cause de la variabilité spatiale de l'orientation de la foliation, la conception et la technique de minage précédemment définie (chapitre 6) nécessitaient d'être améliorée en vue d'une poursuite sécuritaire des opérations minière (chapitre 7). La figure 1.3 présente un schéma intégrateur pour mieux visualiser les liens entre les différents chapitres de ce projet de recherche.

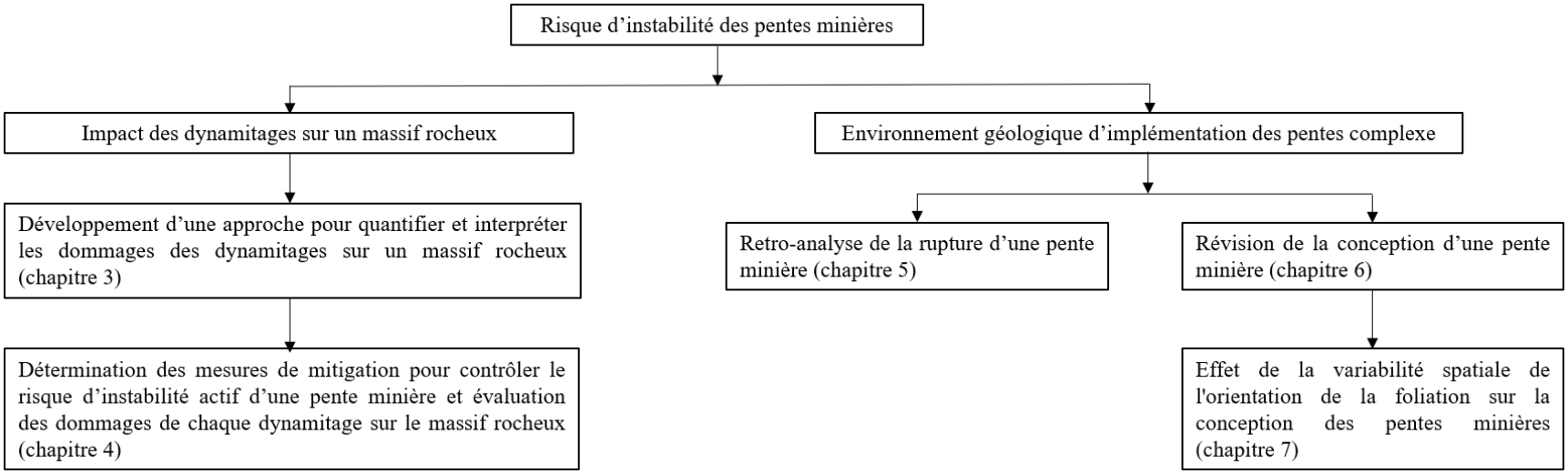


Figure 1.3 Schéma intégrateur des différents chapitres

Enfin, des participations à des conférences reliées au sujet de recherche avec des communications publiques relatives aux différents chapitres de la thèse ont été organisées. Au total, quatre articles ont été écrits et soumis pour la publication :

- 2 articles (chapitres 3 et 5) ont été publiés et présentés à International Symposium on Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering (Slope Stability 2020) ;
- 1 article (Chapitre 4) a été publié dans l'édition de juillet/août 2021 de la revue Journal of Explosives Engineering ;
- 1 article (chapitre 7) a été publié et présenté à Annual conference of Canadian Geotechnical Society (GeoVirtual 2020).

1.5 Organisation de la thèse

Le présent document est divisé en neuf chapitres. Le chapitre 1 est une introduction générale qui met en lumière le contexte général, les problématiques du sujet, les objectifs, la démarche de l'ensemble du travail de recherche, l'organisation et l'originalité de la thèse. Le chapitre 2 présente une revue de la littérature. Les chapitres 3, 4, 5 et 7 sont des articles qui ont été soumis pour la publication alors que le chapitre 6 est un extrait d'un rapport technique interne à ArcelorMittal. Le chapitre 8 présente une discussion générale et le chapitre 9 présente les conclusions, les contributions, les limitations et les recommandations formulées dans le cadre de ce projet. Six annexes sont ajoutées à la fin de cette thèse. L'annexe A, relative au chapitre 3, présente les périodes de stabilisation du massif rocheux observées après les dynamitages de production à la fosse Paul's Peak. L'annexe B, relative au chapitre 4, présente les meilleurs délais entre les trous et les meilleurs délais entre les rangées pour contrôler le risque d'instabilité actif de la haute pente de la fosse Irène. Les annexes C et D, relatives au chapitre 5, présentent les résultats des modèles réalisés respectivement avec les logiciels SLIDE3 et RS2. L'annexe E, relative au chapitre 6, présente la résistance au cisaillement des discontinuités dans chacune des lithologies de la fosse Z. L'annexe F, relative au chapitre 8, présente le processus d'évaluation de la qualité des données du SSR qui a été implémenté à la mine de Mont-Wright.

1.6 Originalité

L'originalité de cette thèse porte principalement sur les aspects suivants :

- L'approche développée pour la quantification et l'interprétation des dommages induits au massif rocheux par les dynamitages. Les applications pratiques de cette approche en situation d'opérations minières pour améliorer la gestion du risque d'instabilité des pentes minières sont démontrées dans le cadre de ce projet.
- La détermination du temps d'attente post-dynamitage optimal pour la reprise des activités minières grâce à une meilleure compréhension de la réponse post-dynamitage d'un massif rocheux avec un radar.
- L'approche développée pour la collecte des données structurales et la technique de dynamitage permettant de faire face à la variabilité spatiale de l'orientation de la foliation lors de la conception des pentes minières.

CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE

2.1 Introduction

Cette revue de la littérature concerne les aspects importants de la conception et de l'implémentation des pentes minières qui sont considérés dans le cadre de cette thèse. Elle porte sur les discontinuités, le massif rocheux, le modèle géotechnique, la stabilité, la fiabilité et la performance des pentes minières. Elle est complémentaire à celle des articles et du rapport technique (chapitres 3 à 7) en présentant un contexte plus général et en fournissant plus de détails.

2.2 Discontinuités

2.2.1 Introduction

Les discontinuités constituent des plans de faiblesse dans le massif rocheux, le long desquels l'instabilité d'une pente minière peut se produire. Différents aspects relatifs aux discontinuités sont généralement utilisés lors de la conception des pentes minières. Dans cette section, nous aborderons premièrement la définition, l'origine et les caractéristiques des discontinuités. Ensuite, le comportement mécanique d'une discontinuité soumise à une contrainte normale et à une contrainte de cisaillement sera abordé. Il sera fait également allusion aux critères de rupture des discontinuités et à l'influence des matériaux de remplissage et de l'eau sur le comportement mécanique des discontinuités.

2.2.2 Définition

Les discontinuités peuvent être subdivisées en deux groupes : les joints et les failles. Un joint est une fracture ou fissure dans une roche avec peu ou pas de mouvement. Une faille est un plan de rupture au cisaillement qui expose des signes évidents d'un mouvement différentiel de la masse rocheuse dans chacune des faces du plan (Priest, 1993).

2.2.3 Origine

Il faut distinguer les discontinuités artificielles qui sont créées par des activités humaines et les discontinuités naturelles qui ont une origine géologique. Dans ce dernier cas, on peut distinguer les discontinuités d'origine sédimentaire : les roches sédimentaires présentent une disposition des

couches parallèles séparées par des joints de stratification. Les discontinuités d'origine métamorphique : certaines roches métamorphiques présentent une schistosité ou une foliation. Les discontinuités d'origine thermique se forment à la suite du refroidissement ou à la dessiccation des roches ignées à la surface du sol ou en profondeur (Read et Stacey, 2009).

Concernant la foliation, le litage et le clivage, ils sont décrits comme une disposition en couches, de grains minéraux de taille ou composition similaires, ou une disposition de minéraux allongés presque parallèles les uns aux autres ou aux couches. La foliation est due à un écoulement visqueux, à la croissance cristalline à des pressions et températures élevées et au cisaillement sous une pression de confinement élevée. Des microfractures discontinues peuvent être présentes, parallèles à la foliation. L'extension de la foliation est régie par l'épaisseur et l'étendue latérale de la masse rocheuse qui la contient. Elle peut se produire dans une zone continue à travers plusieurs types de substances rocheuses différentes. Lorsqu'elle est uniformément développée, la foliation rend le massif rocheux anisotrope dans son comportement sous contrainte (Read et Stacey, 2009).

2.2.4 Caractéristiques

Les principales caractéristiques des discontinuités dans un massif rocheux sont illustrées à la Figure 2.1 (Wyllie et Mah, 2004) :

Types de roche et de discontinuité : Le type de roche est défini par son origine qui peut être sédimentaire, ignée ou métamorphique. Les types de discontinuités s'étendent des joints de tension sans matériau de remplissage et à des failles remplies d'argile.

Orientation : L'orientation d'une discontinuité est définie par deux angles : le pendage et la direction du pendage. Le pendage est l'angle que la droite ayant la pente la plus raide dans le plan de la discontinuité forme avec le plan horizontal. Il varie de 0 à 90 degrés et peut être mesuré avec un inclinomètre. La direction du pendage est l'orientation, par rapport au nord, de la droite ayant la pente la plus raide dans le plan de la discontinuité. Elle varie de 0 à 360 degrés et peut être mesurée avec une boussole.

Espacement et fréquence : L'espacement est la distance entre les intersections des discontinuités adjacentes avec la ligne de balayage (une traverse ou un forage). La fréquence est le nombre de discontinuités interceptées le long de la ligne de balayage de longueur unitaire. Pour estimer la

fréquence de discontinuités, il suffit d'inverser la valeur d'espacement obtenue le long d'une ligne d'échantillonnage (Priest, 1993).

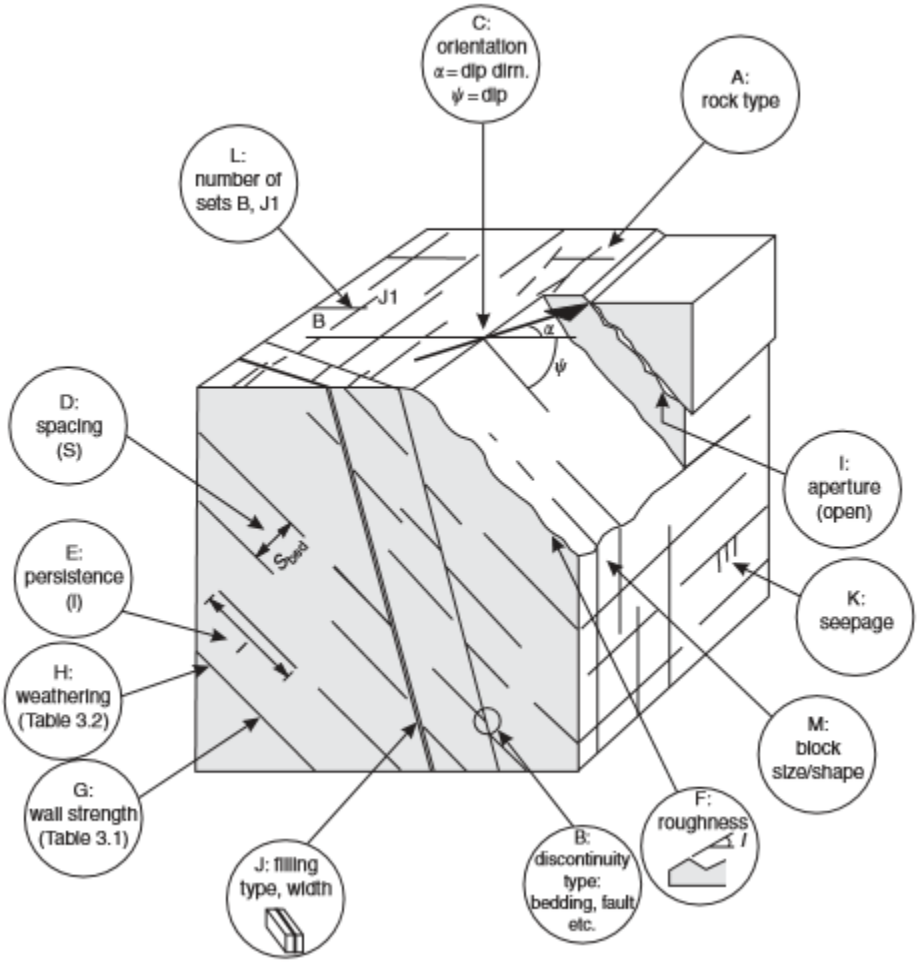


Figure 2.1 Caractéristiques des discontinuités dans un massif rocheux (Wyllie et Mah, 2004)

Rugosité : La rugosité d'une surface de discontinuité est un élément déterminant dans l'estimation de la résistance au cisaillement, spécialement là où la discontinuité est sans déplacement et est imbriquée. La rugosité d'une surface peut être définie par référence aux profils standards proposés par Barton et Choubey (1977). Les valeurs de JRC (Joint Roughness Coefficient) varient de 0 à 20 par pas de 2 ; avec la valeur de 0 pour les discontinuités très lisses et la valeur de 20 pour les discontinuités très rugueuses.

Résistance des épontes : La résistance de la roche formant les épontes des discontinuités influence la résistance au cisaillement des surfaces rugueuses. Les aspérités sont cisaillées là où des contraintes élevées par rapport à la résistance des épontes sont générées durant le cisaillement. La

résistance en compression de la roche formant les parois des discontinuités peut être estimée à partir des tests avec le marteau Schmidt ou à partir des essais de double poinçonnement lorsque des échantillons sont disponibles.

Désagrégation : La réduction de la résistance de la roche formant les parois des discontinuités, due à la désagrégation, contribue à la réduction de la résistance au cisaillement des discontinuités. La désagrégation des roches prend la forme d'une désintégration ou d'une décomposition. La désintégration est le résultat des conditions environnementales telles que l'humidité, le gel et le dégel. La décomposition est le résultat du changement dans la roche dû à des agents chimiques tels que l'oxydation, l'hydratation et la carbonatation.

Ouverture et remplissage : L'ouverture est la distance perpendiculaire séparant les deux parois d'une discontinuité ouverte. Le remplissage fait allusion au matériau présent dans l'ouverture de la discontinuité. Une description du matériau de remplissage est nécessaire pour la prédiction du comportement d'une discontinuité.

Écoulement : La localisation de l'écoulement à partir des discontinuités permet d'indiquer le niveau hydrostatique. Elle fournit aussi des informations sur l'ouverture des discontinuités.

Familles de discontinuités : Une famille de discontinuités est un ensemble de discontinuités parallèles ou subparallèles. La projection stéréographique permet d'identifier les discontinuités d'une famille, de déterminer le nombre de familles de discontinuités et le pôle moyen de chaque famille de discontinuités identifiée.

Taille de bloc : La taille et la forme des blocs sont déterminées par l'espacement et la persistance des discontinuités ainsi que le nombre des familles des discontinuités. La taille des blocs peut être estimée en sélectionnant des blocs typiques et en mesurant leurs dimensions moyennes.

2.2.5 Comportement mécanique des discontinuités

2.2.5.1 Discontinuité soumise à une contrainte de cisaillement

Le comportement typique des discontinuités en cisaillement est obtenu lors d'un essai de cisaillement avec une contrainte normale maintenue constante. On observe, premièrement, une augmentation linéaire de la contrainte tangentielle sur la courbe de la *contrainte tangentielle en fonction du déplacement tangentiel* (Figure 2.2). Cette phase prépic décrit le comportement

élastique de la discontinuité pour lequel le déplacement des épontes ne dépend que de la déformation des aspérités. La pente de la droite est la raideur tangentielle *ks*. Au-delà de la partie linéaire, la contrainte tangentielle augmente moins vite à cause de la dégradation progressive des aspérités jusqu'à atteindre un maximum τ_p qui correspond à la résistance au pic de la discontinuité. Au-delà de cette résistance, la contrainte tangentielle décroit plus ou moins fortement pour atteindre un palier caractérisant la résistance résiduelle τ_r.

Sur la courbe du *déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel* (Figure 2.2), la dilatance (augmentation de l'ouverture de la discontinuité) croît jusqu'à ce que la valeur maximale de l'angle de dilatance, qui est la pente de la droite au cours du comportement élastique de la discontinuité, soit atteinte simultanément avec la résistance au pic de la discontinuité (Berest et al., 2000).

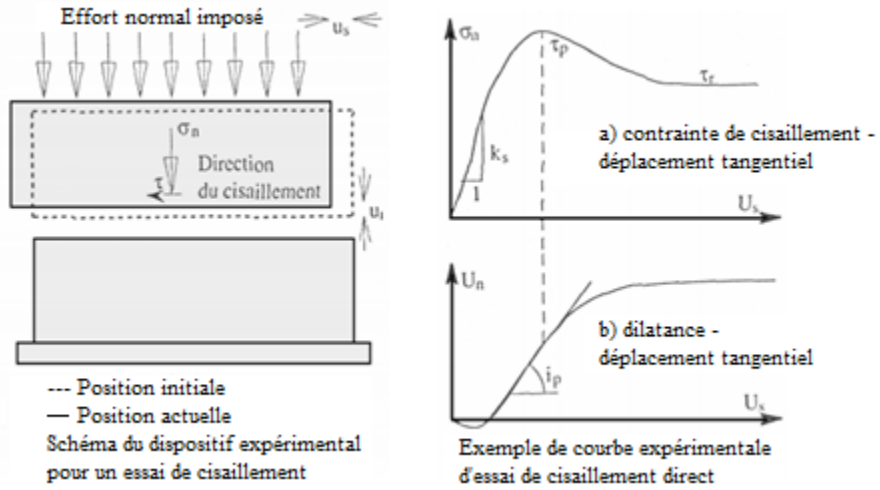


Figure 2.2 Schématisation du dispositif expérimental et courbes d'un essai de cisaillement (Berest et al., 2000)

2.2.5.2 Critères de rupture des discontinuités

La résistance au cisaillement d'une discontinuité est la contrainte tangentielle maximale atteinte lors d'un déplacement tangentiel relatif des épontes d'une discontinuité. La résistance au cisaillement d'une discontinuité est généralement décrite par un critère de rupture. Ce dernier est une relation théorique ou empirique qui caractérise la rupture d'une discontinuité soumise à une contrainte normale et une contrainte de cisaillement. Une bonne revue de la littérature des critères de rupture proposés au cours des années est faite par différents auteurs, dont Barton (1976) et Priest

(1993). Nous pouvons citer entre autres le critère de Mohr-Coulomb, le critère de Patton (1966), le critère de Barton (1973, 1976), le critère de Ladanyi-Archambault (1970), le critère de Jaeger (1971), le critère de Davis et Salt (1986), le critère de Gerrard (1986), le critère d'Amadei et Saeb (1990) et le critère de Grasselli et Egger (2003). Les critères de rupture qui sont implémentés dans les logiciels courants d'analyse de stabilité de pente seront présentés. Il s'agit des critères de Mohr-Coulomb, de Patton et de Barton.

a) Critère de Mohr-Coulomb

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb s'exprime par les équations (2.1) et (2.2) respectivement pour les conditions au pic et résiduelles :

$$\tau_p = c + \sigma_n \tan \emptyset_p \qquad (2.1)$$

$$\tau_r = \sigma_n \tan \emptyset_r \qquad (2.2)$$

Où : τ_p est la contrainte de cisaillement au pic, σ_n est la contrainte normale, c est la cohésion, ϕ_p est l'angle de frottement au pic et ϕ_r est l'angle de frottement résiduel.

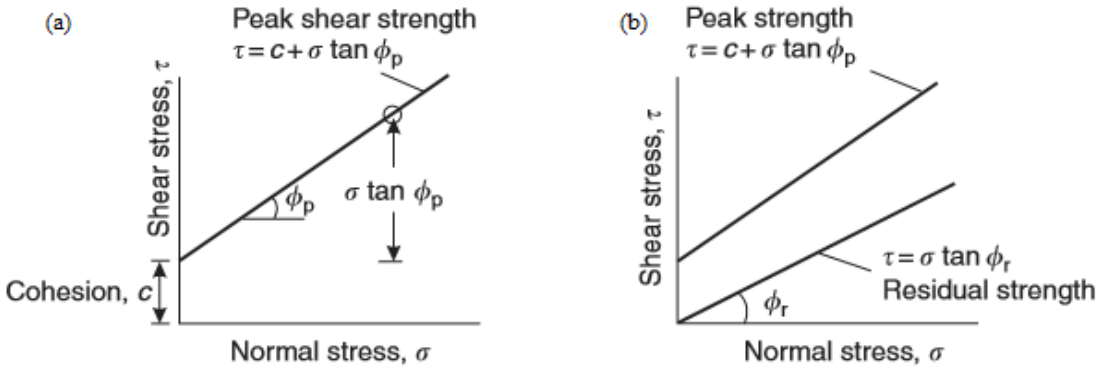


Figure 2.3 Critère de Mohr-Coulomb relatif : a) à la résistance au pic ; (b) à la résistance au pic et à la résistance résiduelle (Wyllie et Mah, 2004)

Ce critère a l'avantage d'être linéaire et simple pour son utilisation. Par contre, il ne tient pas compte de la rugosité des épontes d'une discontinuité. Il a tendance à surestimer la résistance au cisaillement d'une fracture lorsque les essais se déroulent à faible charge normale (Herdocia, 1985).

b) Critère bilinéaire de Patton

Le critère bilinéaire de Patton (Patton, 1966) met en évidence l'influence de l'inclinaison des aspérités sur la résistance au cisaillement d'une discontinuité (Figure 2.4).

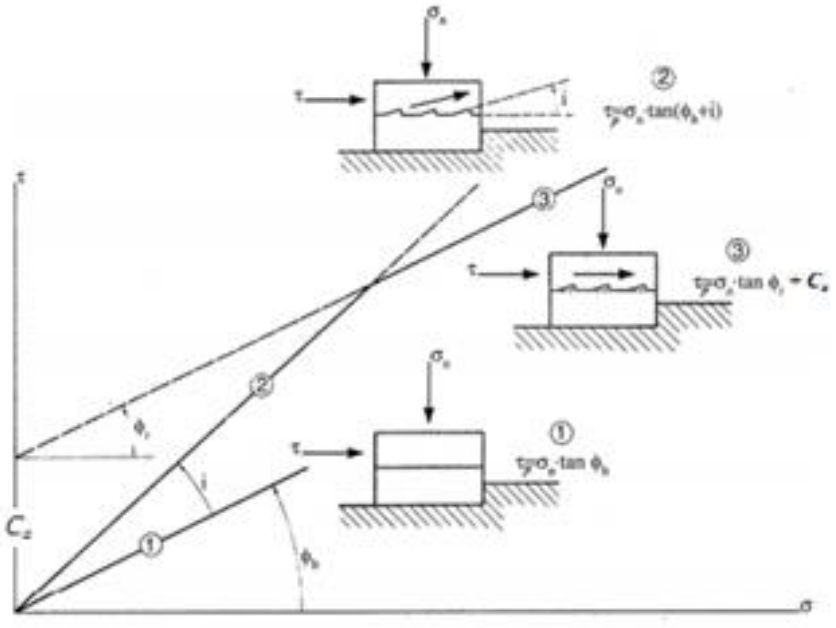


Figure 2.4 Critère bilinéaire de Patton pour la résistance des discontinuités aux formes d'aspérités multiples (Patton, 1966)

Il est fonction de la plage des valeurs de la contrainte normale qui est appliquée au cours de l'essai. Il s'exprime suivant l'équation (2,3) qui représente le glissement à travers les aspérités et l'équation (2,4) qui représente la rupture à travers la matrice des aspérités.

$$\tau_p = \sigma_n \tan(\emptyset_b + i)\,;\ (\sigma_n < \sigma_T) \qquad (2.3)$$

$$\tau_p = c_a + \sigma_n \tan \emptyset_r\,;\ (\sigma_n \geq \sigma_T) \qquad (2.4)$$

Où : τ_p est la contrainte au pic, σ_n est la contrainte normale, ϕ_b est l'angle de frottement interne de base, i est l'angle que font les aspérités avec la direction du cisaillement, c_a est la cohésion apparente, ϕ_r est l'angle de frottement résiduel et σ_T est la contrainte normale de transition au-delà de laquelle il y a la rupture à travers la matrice des aspérités.

c) Critère de Barton

Barton (1973) a proposé un critère de rupture dans lequel la résistance au cisaillement de la discontinuité dépend d'une mesure explicite de la rugosité des épontes. Ce critère s'exprime par la relation suivante :

$$\tau_p = \sigma_n \tan\left[JRC\ \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \emptyset_b\right] \qquad (2.5)$$

Où : τ_p est la contrainte de cisaillement au pic, σ_n est la contrainte normale et ϕ_b est l'angle de frottement de base. Il peut être déterminé par un essai de bascule en rotation (*Tilt test*). *JRC* est le coefficient de rugosité de la discontinuité. Il se détermine par comparaison des profils expérimentaux avec les profils standards de 10 cm de long ; *JCS* est le coefficient de résistance en compression des parois de la discontinuité. Il se détermine à l'aide du marteau Schmidt de type L.

Une version plus améliorée de ce critère a été proposée par Barton et Choubey (1977) :

$$\tau_p = \sigma_n \tan\left[JRC\ \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \emptyset_r\right]; 1 \leq \frac{JCS}{\sigma_n} \leq 100 \qquad (2.6)$$

$$\tau_p = \sigma_n \tan(70)\ ;\ \frac{JCS}{\sigma_n} > 100 \qquad (2.7)$$

L'angle de frottement de base est remplacé par l'angle ϕ_r qui peut être estimé à l'aide de l'expression suivante :

$$\emptyset_r = (\emptyset_b - 20°) + \frac{20}{\left({}^{r}/_{R}\right)} \qquad (2.8)$$

Où : *r* est le rebond du marteau Schmidt pour des surfaces des joints humides et *R* est le rebond du marteau Schmidt pour des surfaces des joints sèches non altérées.

La figure 2. 4 présente le critère de Barton pour différentes valeurs de JCS.

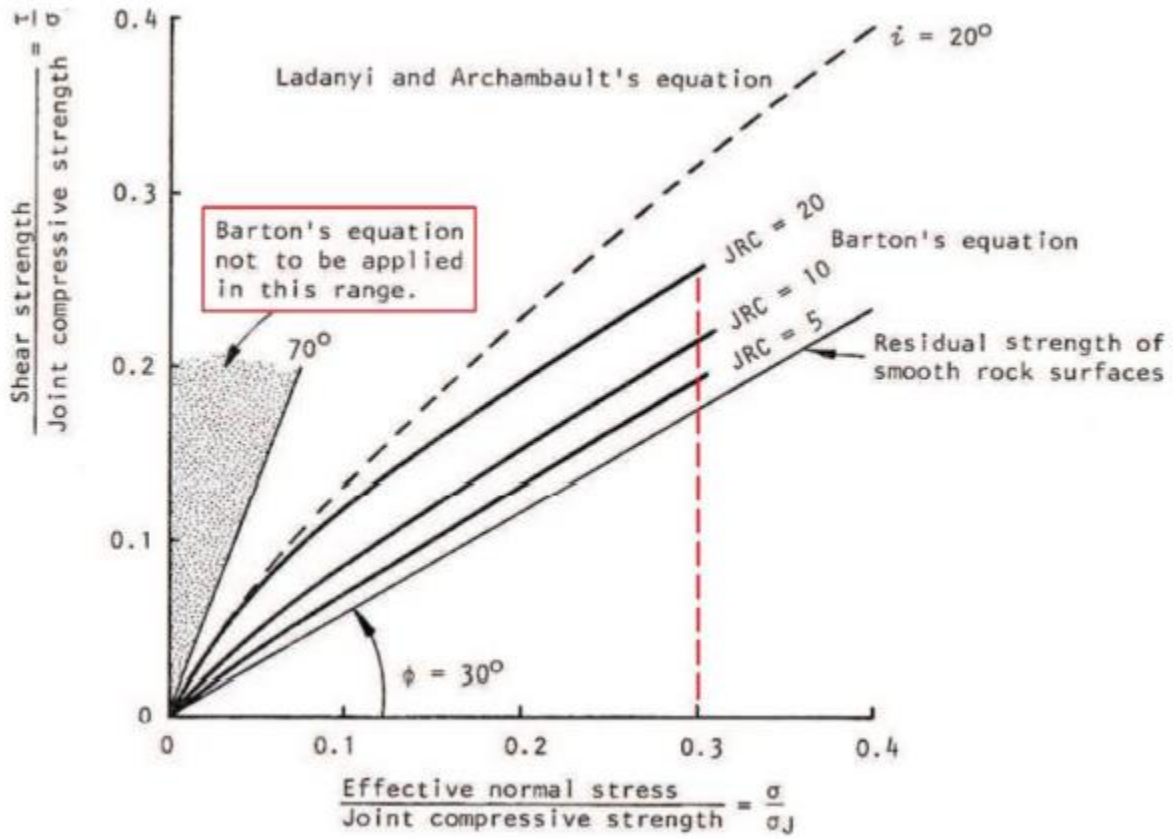


Figure 2.5 Critère de Barton (tiré de Hoek et Bray, 1977)

2.2.5.3 Influence du matériau de remplissage

La résistance au cisaillement des discontinuités peut être réduite de façon significative lorsqu'une partie ou la totalité des épontes ne sont pas en contact en raison de la présence des matériaux de remplissage. Barton (1974) résume les résistances au cisaillement des discontinuités remplies des différents matériaux de remplissage. Pour des discontinuités rugueuses ou ondulées, l'épaisseur du matériau de remplissage doit être supérieure à l'amplitude des aspérités pour que la résistance au cisaillement soit réduite à celle du matériau de remplissage. L'épaisseur du matériau de remplissage a fait l'objet des multiples recherches parmi lesquelles on peut citer : Ladanyi et Archambault (1977 ; 1980), Lama (1978) et Papaliangas et al. (1993). La résistance de cisaillement des discontinuités remplies des matériaux est donnée par l'expression suivante (Ladanyi et Archambault, 1977) :

$$\tau = \frac{c_f}{1 - \tan i \tan \emptyset_f} + \sigma \tan(\emptyset_f + i) \qquad (2.9)$$

Où : i est la pente des indentations qui diminue lorsque l'épaisseur relative de remplissage augmente, c_f et ϕ_f sont les paramètres de la résistance de cisaillement de Mohr-Coulomb relatif au matériau de remplissage.

Ladanyi et Archambeault ont démontré que pour une contrainte normale donnée, la résistance au cisaillement diminue au fur et à mesure que l'épaisseur relative du matériau de remplissage augmente. Lama (1978) a démontré, à partir des discontinuités artificielles, que la résistance au pic est une fonction croissante de la contrainte normale et décroissante de l'épaisseur du matériau de remplissage. Papaliangas et al. (1993) ont observé que la résistance résiduelle diminue avec l'augmentation de l'épaisseur du matériau de remplissage bien que l'effet ait été moins marqué comparativement à la résistance au pic.

Dans le cadre de l'analyse de stabilité d'une pente, l'influence des matériaux de remplissage sur le comportement mécanique d'une discontinuité contribue à la déstabilisation de la pente.

2.2.5.4 Influence de l'eau

Selon Barton (1976), la présence d'eau dans les discontinuités est susceptible, premièrement, de développer des pressions interstitielles et ainsi modifier les contraintes normales appliquées sur les épontes (équation 2.10). La contrainte normale (σn) est remplacée par la contrainte normale effective ($\sigma n'$) dans les critères de rupture. Deuxièmement, la présence d'eau modifie les propriétés des deux surfaces en contact et réduit les caractéristiques mécaniques du matériau formant les épontes. Il se produit une diminution de la résistance au cisaillement et une variation de l'angle de frottement résiduel.

$$\sigma_n' = \sigma_n - u \qquad (2.10)$$

Où : σ_n' est la contrainte normale effective, σ_n est la contrainte normale et u est la pression de l'eau.

Dans le cadre de l'analyse de stabilité d'une pente, l'influence de l'eau sur le comportement mécanique d'une discontinuité contribue à la déstabilisation de la pente.

2.3 Massif rocheux

2.3.1 Introduction

Un massif rocheux est défini comme un assemblage de blocs délimités par des discontinuités ou des limites stratigraphiques. Différents aspects relatifs au massif rocheux affectent fortement la stabilité des ouvrages qui y sont excavés. Dans cette section, les systèmes de classification des massifs rocheux seront premièrement abordés. Ensuite, la résistance et la déformation d'un massif rocheux seront abordées. Il sera fait également allusion aux dommages induits à un massif rocheux par le dynamitage.

2.3.2 Système de classification des massifs rocheux

Les systèmes de classification des massifs rocheux consistent à attribuer une *note* au massif rocheux pour décrire sa qualité. Palmström (1995) présente les systèmes de classification qui ont été développés au fur des années pour différentes applications. Il sera décrit dans les paragraphes qui suivent le RMR (Rock Mass Rating) (Bieniawski 1973), le système *Q* (Barton et al., 1974) et le *GSI* (Geological Strength Index) (Hoek et al., 1995 ; Hoek et Brown, 1997) qui sont les plus couramment utilisés. Dans le cadre de cette thèse, les systèmes RMR et GSI seront utilisés lors des analyses de stabilité des pentes.

2.3.2.1 RMR (Rock Mass Rating)

Le RMR s'exprime comme étant la somme des cotes détaillées aux tableaux 2.1 et 2.2 et qui sont associées aux paramètres suivants (Bieniawski, 1976) :

A1 : Résistance en compression uniaxiale de la roche intacte ;

A2 : Rock Quality Designation (RQD);

A3 : Espacement des joints ;

A4 : Conditions des joints ;

A5 : L'état d'infiltration d'eau souterraine ; et

A6 : Orientation des discontinuités. Ce paramètre tient compte de l'orientation de la famille de joints et de l'orientation de l'axe du tunnel par rapport à celle-ci (tableau 2.2).

Tableau 2.1 Paramètres et cotes de la classification géomécanique RMR (Bieniawski, 1976)

PARAMETER			RANGES OF VALUES						
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	> 8 Mpa	4 - 8 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range - uniaxial compressive		
		Uniaxial compressive	> 200 Mpa	100 - 200 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	10 - 25 MPa	3 - 10 MPa	1 - 3 MPa
	Rating		15	12	7	4	2	1	0
2	Drill core quality ROD		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
	Rating		20	17	13	8	3		
3	Spacing of joints		> 3 m	1 - 3 m	0,3 - 1 m	50 - 300 mm	< 50 mm		
	Rating		30	25	20	10	5		
4	Condition of joints		Very rough surfaces. Not continuous No separation Hard joint wall rock	Slightly rough surfaces. Separation < 1 mm Hard joint wall rock	Slightly rough surfaces. Separation < 1 mm Soft joint wall rock	Slickensided surfaces OR Gouge < 5 mm thick OR Joints open 1-5 mm. Continuous joints	Sorft gouge > 5 mm thick OR Joints open > 5 mm. Continuous joints		
	Rating		25	20	12	6	0		
5	Ground wate	Inflow per 10m tunnel length	None		< 25 litres/min	25 - 125 litres/min	> 125 litres/min		
		Ratio Joint water pressure / major principal stress	OR 0		OR 0,0 - 0,2	OR 0,2 - 0,5	OR > 0,5		
		General conditions	OR Completely dry		OR Moist-only (interstitial water)	OR Water under moderate pressure	OR Severe water problems		
	Rating		10		7	4	0		
6	Strike and dip orientations of joints		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable		
	Ratings	Tunnels	0	-2	-5	-10	-12		
		Foundations	0	-2	-7	-15	-25		
		Slopes	0	-5	-25	-50	-60		

Tableau 2.2 Effet de l'orientation des joints sur l'excavation d'un tunnel (Bieniawski, 1976)

Strike perpendicular to the tunnel axis				**Strike parallel to the tunnel axis**		**Dip 0° - 20° irrespective of strike**
Drive with dip		Drive against dip				
Dip 45°- 90°	Dip 20° - 45°	Dip 45° - 90°	Dip 20° - 45°	Dip 45° - 90°	Dip 20° - 45°	
Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable	Fair	Unfavourable

La cote finale du RMR attribue une qualité du massif rocheux variant de l'intervalle < 20 (qualité très faible) à l'intervalle 81-100 (qualité très bonne) telle que présentée au tableau 2.3. Elle permet

également d'estimer la cohésion et l'angle de friction du massif rocheux ainsi que le temps de tenue moyen et la portée sans soutènement.

Tableau 2.3 Qualité du massif rocheux (Bieniawski, 1976)

Ratings	**100 <-- 81**	**80 <-- 61**	**60 <-- 41**	**40 <-- 21**	**< 20**
Class No.	I	II	III	IV	V
Description	Very good rock	Good rock	Fair rock	Poor rock	Very poor rock
Average stand-up time	10 years for 5 m span	6 months for 4 m span	1 week for 3 m span	5 hours for 1,5 m span	10 minutes for 0,5 m span
Cohesion of the rock mass (kPa)	> 300	200 - 300	150 - 200	100 - 150	<100
Friction angle of the rock mass	> 45°	40° - 45°	35° - 40°	30° - 35°	<30°

2.3.2.2 Indice de qualité Q

L'indice de qualité Q a été développé par Barton et al. (1974). Il est donné par l'expression suivante :

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n}\right) x \left(\frac{J_r}{J_a}\right) x \left(\frac{J_w}{SRF}\right) \qquad (2.11)$$

Où : *RQD* est la désignation de la qualité de la roche, *Jn* est le nombre de familles de discontinuités, *Jr* est la rugosité des épontes de la famille de discontinuité la plus défavorable en ce qui concerne l'orientation, *Ja* est l'état de l'altération des discontinuités, *Jw* est le facteur de réduction due à la présence d'eau dans les discontinuités et SRF est le facteur de réduction des contraintes dans le massif.

Le rapport *RQD/Jn* représente le degré de fracturation et la taille des blocs, le rapport *Jr/Ja* représente la résistance au cisaillement des contacts entre les blocs et le rapport *Jw/SRF* représente l'état initial du massif par rapport aux contraintes et à la présence d'eau. L'indice de qualité Q varie

suivant une échelle logarithmique de 0,001 (exceptionnellement mauvais) à 1000 (exceptionnellement bon).

Bieniawski (1976) a été le premier à proposer une relation empirique entre le *RMR* et le *Q* :

$$RMR = 9 \log Q + 44 \qquad (2.12)$$

Différentes corrélations entre le *RMR* et le *Q* ont été établies par différents auteurs. Selon Goel et al. (1995), ces différentes corrélations ne sont pas fiables étant donné que les deux systèmes utilisent des paramètres différents et ne s'équivalent pas.

2.3.2.3 Classification GSI

La classification GSI (Hoek et al., 1995 ; Hoek et Brown, 1997) est basée sur les conditions de la surface des discontinuités et sur les observations de la structure du massif rocheux (la taille et la forme des blocs de roches intactes). Il est donné par les expressions suivantes :

$$\text{Pour } \mathrm{RMR}_{76} > 18\,;\ \mathrm{GSI} = \mathrm{RMR}_{76} \qquad (2.13)$$

$$\text{Pour } \mathrm{RMR}_{89} > 23\,;\ \mathrm{GSI} = \mathrm{RMR}_{89} - 5 \qquad (2.14)$$

Ces deux expressions assument les conditions sèches, c.-à-d. une note du paramètre relatif aux conditions hydrogéologiques de 10 pour le RMR_{76} et de 15 pour le RMR_{89}.

Pour $RMR_{76} \leq 18$ et $RMR_{89} \leq 23$ c.-à-d. pour des roches de très mauvaise qualité, le *GSI* est donné par l'expression suivante :

$$\mathrm{GSI} = 9 \log Q' + 44 \qquad (2.15)$$

Cette expression assume les conditions sèches pour l'indice de qualité Q, c.-à-d. une note de 1 pour les paramètres (J_w) et (*SRF*).

Le GSI varie entre les valeurs proches de 5 qui correspondent à des matériaux de très mauvaise qualité et les valeurs proches de 85 qui correspondent à des matériaux d'excellente qualité.

2.3.3 Résistance d'un massif rocheux

Le critère de rupture du massif rocheux le plus populaire en mécanique des roches est le critère de Hoek-Brown (Hoek et al. 2002). Le critère de Hoek-Brown assume que la masse rocheuse comprend un amas isotrope de morceaux de roche intacts séparés par des joints étroitement espacés pour lesquels il n'y a pas de direction de rupture préférentielle. La version de 2002 du critère de Hoek et Brown s'exprime par :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci}\left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s\right)^a \qquad (2.16)$$

Où : σ_{ci} est la résistance en compression uniaxiale du roc intact et les paramètres *mb, s* et *a* sont donnés par les expressions suivantes :

$$m_b = m_i exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \qquad (2.17)$$

$$s = exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \qquad (2.18)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right) \qquad (2.19)$$

Où : m_i est une caractéristique du roc intact qui dépend de la nature de la roche. Il s'obtient à partir d'essais triaxiaux sur du roc intact et correspond à la pente de la zone linéaire de la courbe σ_1 - σ_3. *D* est le facteur de dommages causés par le dynamitage qui varie de 0 à 1. Le facteur D permet d'ajuster les paramètres du critère de rupture en considérant les dommages produits dans le massif rocheux en fonction de la technique de fragmentation utilisée. Dans le contexte d'exploitation à ciel ouvert, il prend la valeur 0,7 (bon dynamitage, excavation mécanique) et la valeur de 1 (mauvais dynamitage).

La résistance globale du massif rocheux peut être exprimée par :

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci}\frac{[m_b + 4\,s - a(m_b - 8\,s)]\left(m_b/4 + s\right)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \qquad (2.20)$$

Il existe plusieurs autres relations empiriques développées par plusieurs auteurs pour l'estimation de la résistance du massif rocheux. Elles sont fonction des différents systèmes de classification du massif rocheux. La dernière expression démontre que pour une qualité de massif rocheux donnée (GSI), la résistance globale diminue lorsque le facteur de dommages causés par le dynamitage (D) augmente. Ce concept sera considéré dans le cadre de cette thèse lors des analyses de stabilité des pentes minières.

2.3.4 Déformation d'un massif rocheux

La connaissance du comportement de déformation d'un massif rocheux est d'une importance pratique considérable. Elle peut être utilisée comme base pour définir l'état d'un massif rocheux et évaluer sa stabilité plutôt que la contrainte, car elle présente l'avantage d'être facile à mesurer. Sullivan (2007) propose cinq étapes du mouvement d'une pente pour correspondre au comportement observé durant la rupture de la pente : élastique, fluage, fissuration et dislocation, rupture et déformation post-rupture (figure 2.6).

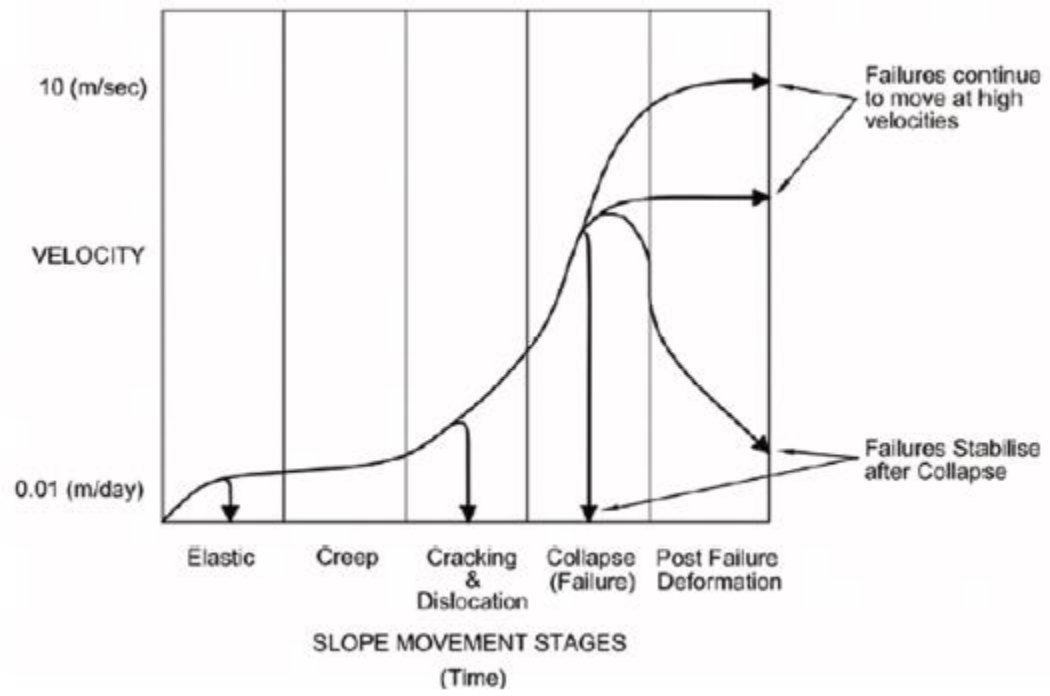


Figure 2.6 Étapes du mouvement d'une pente (Sullivan, 2007)

Le taux de déplacement d'un massif rocheux est subdivisé en deux catégories : Il est régressif lorsque le massif rocheux instable se restabilise après la suppression des facteurs externes perturbateurs de sa stabilité. Il est progressif lorsque, en l'absence des mesures de contrôle actives, le massif rocheux instable évolue jusqu'à la rupture. Il sied de mentionner que la déformation d'un massif rocheux dépend d'un évènement et du temps. Concernant sa dépendance à un évènement, les activités humaines telles que l'exploitation minière induisent des changements rapides du champ de contraintes dans le massif rocheux et entraînent conséquemment des déformations élastiques ou plastiques chaque fois que l'excavation se produit. Concernant sa dépendance au temps, un changement dans un champ de contraintes peut entraîner des déformations importantes sur une période relativement longue, en raison du fluage se produisant dans la roche intacte et les structures constituant la masse rocheuse (Mercer, 2006 ; Mercer et Stacey 2008 ; Donati et al., 2020).

Les paramètres influençant le comportement d'un massif rocheux sont : la présence de discontinuités dont le degré d'influence dépend de leur nature, de leur fréquence, de leur orientation, de leur remplissage et de leur continuité. Leur présence conduit à une masse rocheuse discontinue et à un comportement mécanique du massif rocheux à la fois anisotrope et hétérogène. Les autres facteurs sont les eaux souterraines, la minéralogie, la lithologie et l'altération. Plusieurs auteurs ont également confirmé l'importance d'identifier les structures majeures telles que les failles et les zones de cisaillement comme principaux facteurs de contrôle de la stabilité et du comportement de déformation des pentes (Mercer, 2006).

Dans le cadre de cette thèse, la connaissance du comportement de déformation d'un massif rocheux sera utilisée pour évaluer la réponse du massif rocheux au dynamitage et les différents facteurs influençant le comportement du massif rocheux seront pris en compte lors des analyses de stabilité des pentes minières.

2.3.5 Dommages induits à un massif rocheux par le dynamitage

La performance des dynamitages est généralement analysée pour s'assurer que la conception répond aux changements des conditions de la pente minière. Elle est généralement évaluée en termes de dommages causés sur la pente ou de la réponse du massif rocheux à la suite des dynamitages. Les dommages à une masse rocheuse sont considérés, quant à eux, comme la réduction de sa qualité ou de son intégrité résultant d'un processus naturel au cours de son évolution

(dommages inhérents) ou d'un processus minier tel que le dynamitage (Scoble et al., 1997). Plusieurs méthodes sont utilisées en ingénierie pour quantifier les dommages causés par les dynamitages sur le massif rocheux. Il sera présenté dans cette section celles couramment utilisées en ingénierie minière : la méthode basée sur la vitesse particulaire maximale, la méthode numérique et la méthode basée sur les observations et les investigations. Un survol est également fait sur d'autres modèles de prédiction des dommages des dynamitages sans être exhaustif.

2.3.5.1 Méthode basée sur la vitesse particulaire maximale

Les vibrations causées par les dynamitages constituent un aspect important dans l'optimisation de la conception des dynamitages qui assurent la stabilité d'une pente minière. La vitesse particulaire maximale (PPV) est couramment utilisée pour évaluer les dommages induits au massif rocheux. En général, il y a deux types d'approches d'évaluation des dommages basées sur la vitesse particulaire maximale (PPV). La première approche est empirique et les niveaux observés de dommages associés à la vitesse particulaire maximale sont décrits qualitativement. Cette description des dommages est souvent ambiguë, et des variations dans la classification des dommages rendent difficile la corrélation des résultats d'une étude avec une autre (Fleetwood et al., 2009). Singh et Narendrula (2004) présentent des échelles des dommages sur la base de 30 ans de travail des divers chercheurs. Selon cette revue, le consensus général identifie des dommages d'excavation importants à des niveaux de PPV entre 800 à 1500 mm/s (Singh et Narendrula, 2004, Fleetwood, 2009).

La deuxième approche est quantitative. La PPV produite par un dynamitage est comparée à une PPV critique adoptée ou déterminée sur le site minier comme pouvant produire des dommages sur un massif rocheux (Fleetwood et al., 2009 ; Silva et al., 2019). La valeur de PPV critique est généralement déterminée en fonction des propriétés du massif rocheux et de la vitesse de l'onde P (Forsyth, 1993) :

$$PPV_c = 0{,}1\ \mathrm{UCS}\ V_P/E \qquad (2.21)$$

Où,

PPVc : vitesse particulaire maximale critique (mm/s)

UCS : Résistance en compression uniaxiale. Le terme 0,1 UCS est une estimation de la résistance en tension.

Vp : Vitesse de l'onde P (m/s)

E : Module de Young (GPa)

Cette équation utilise les propriétés élastiques et la résistance du matériau pour déterminer l'amplitude de la vitesse d'onde qui peut induire une nouvelle fracturation par traction dans une masse rocheuse. Le mécanisme prévu de rupture de la roche est donc la fracturation par traction d'un milieu élastique et homogène dans des conditions de charge d'ondes planes. Il ressort deux critiques dans l'application de cette équation pour l'évaluation et la prédiction des dommages causés par les dynamitages (Fleetwood et al., 2009) :

- Les variables d'entrée : Le terme Vp/E doit être soigneusement considéré. Le module de Young, généralement déterminé dans des conditions de chargement statiques dans l'exploitation minière, est inférieur à celui déterminé par des méthodes dynamiques et qui correspondent à la réaction de la roche soumise à des ondes de contrainte dynamiques provenant du dynamitage. La variabilité entre les modules élastiques statiques et dynamiques peut être importante.
- La détermination d'une résistance appropriée de la masse rocheuse in situ qui dictera les dommages matériels : La résistance en tension non confinée déterminée en laboratoire n'est pas réaliste pour la plupart des masses rocheuses, ne représente pas adéquatement les conditions de charge rencontrée lorsque les ondes d'un dynamitage interagissent avec les excavations et son utilisation dans cette équation fournit une estimation conservatrice de la résistance de la roche.

L'équation empirique qui est couramment utilisée dans les applications minières pour déterminer la vitesse particulaire maximale est donnée par l'expression suivante (Nicholls et Hooker, 1964 ; Devine et al., 1965 ; Devine et al., 1966 ; Holmberg-Persson, 1978) :

$$PPV_i = K_i \, (d/W^{0.5})^{-\beta} \qquad (2.22)$$

Où,

PPVi : Vitesse particulaire maximale associée à l'intervalle de confiance i (mm/s) ;

Ki : Constante d'amplitude associée à l'intervalle de confiance i ;

i : Degré de confiance associé à la régression (%) ;

d : Distance entre le sautage et le point d'intérêt (m) ;

W : Charge explosive instantanée maximale (kg) ;

β : Constante d'atténuation.

La courbe de la vitesse particulaire maximale en fonction de la distance standardisée permet d'établir la relation d'atténuation spécifique à un site minier. Cette équation présente les avantages suivants : elle est développée pour les charges cylindriques et elle est facile à utiliser lorsque tous les paramètres sont connus (Silva et al., 2019). Elle comporte certaines limites à prendre en compte : Elle ne considère principalement que la distance et la charge maximale comme étant les variables qui contrôlent les amplitudes vibratoires alors que d'autres paramètres sont impliqués tels que la séquence de tir, le diamètre de forage, le système d'initiation, les conditions géologiques, le type d'explosif, l'état de confinement etc… Ceci résulte en des graphes distance pondérée – PPV montrant généralement une forte dispersion. Elle considère l'hypothèse d'atténuation isotropique des vibrations et l'hypothèse d'un massif rocheux homogène qui sont simplistes et qui peuvent ne pas correspondre aux conditions réelles observées sur un site minier où le massif rocheux est hétérogène et anisotropique. Elle ignore également d'autres paramètres importants tels que les fréquences et la durée du tir (Andrieux, 2016). Elle ne considère pas les propriétés de l'explosif, les paramètres de l'équation sont établis après plusieurs tests et elle n'a pas de support théorique solide de sa dérivation (Silva et al., 2019).

D'autres modèles de prédiction de l'extension des dommages des dynamitages basée sur la vitesse particulaire maximale sont décrits dans la littérature. Le tableau 2.4, sans être exhaustif, présente quelques-uns avec la procédure utilisée, les avantages et les désavantages.

Tableau 2.4 Modèles d'extension des dommages dans le roc (Tiré de Silva et al., 2019)

Model	**Year**	**Procedure**	**Advantage**	**Disadvantage**
Colorado School of Mines (CSM) approach	1969	Calculate PPV to compare against PPV damage ranges	-Uses gas pressures generated in the borehole -Uses Poisson ratio, density of the rock and longitudinal wave speed of the rock	-Cylindrical charges divided into a chain of spherical charges -Number of field tests needed to be conducted to find inelastic coefficient
Hustrulid-Lu approach	2002	Calculate PPV to compare against PPV damage ranges. Improved from CSM approach	-Uses gas pressures generated in the borehole -Introduces attenuation formulations for the PPV	-Number of field tests needed to be conducted to find constant parameters (attenuation) in the equation
Neiman hydrodynamic Approach	1999	Based on hydrodynamic studies by Hustrulid. Calculate PPV to compare against PPV damage ranges	-Uses basic properties of explosives -Includes compressive strength of the rock as a variable -Easy to use	-Explosive energy parameter difficult to assess

2.3.5.2 Méthode numérique

La méthode couramment utilisée en mécanique des roches pour quantifier les dommages causés par le dynamitage est le facteur de dommage D du critère de rupture de Hoek-Brown proposé par Hoek et al. (2002). Ce critère est applicable dans le cas d'une modélisation numérique d'analyse de la stabilité des ouvrages excavés dans un massif rocheux. Il y a deux principaux problèmes pour l'application du facteur D : le choix de la valeur qui convient et la définition de l'extension de la zone de dommages. Lors de la modélisation numérique, on devrait assigner des valeurs décroissantes du facteur D à des tranches de massif rocheux parallèles à la face de la pente (Hoek, 2002). Hoek et Karzulovic (2000) ont proposé les épaisseurs de dommages dans le massif rocheux en fonction de la technique de sautage utilisée et de la hauteur de la pente comme point de départ. La principale limitation de cette approche est la difficulté à prévoir les dommages derrière la face de la pente et la tendance à ignorer les caractéristiques importantes des dommages causés par le dynamitage comme la fracturation et la croissance des fissures dans la masse rocheuse (Lupogo et al., 2014).

On retrouve dans la littérature, des simulations numériques relatives aux dommages induits par le dynamitage (Preece, 1993 ; Minchinton et Lynch, 1996 ; Blair et Minchinton, 1997 ; Jaroslav, 2002 ; Preece, 2008 ; Furtney et al. 2009 ; Furtney et al. 2012 ; Furtney et al. 2020). Les modèles numériques continus sont rapides et faciles d'utilisation. Le dommage doit être inféré des variables continues telles que le PPV ou la contrainte de cisaillement plastique. Les modèles numériques discrets sont complexes, mais permettent de modéliser le processus du dommage représenté par la microfissuration. Les simulations numériques présentent l'avantage de la prise en compte de la propagation de l'onde de détonation dans la colonne explosive, de la propagation et de l'atténuation de l'onde de contrainte dans le massif rocheux, l'influence des surfaces libres existantes, l'interaction entre l'explosif et le roc, la fracturation, la fragmentation, le flux de gaz, la vibration et le dommage. Le principal inconvénient est la complexité des bases théoriques et des exigences de programmation (Sun, 2013; Furtney et al. 2020).

2.3.5.3 Méthode basée sur les observations et les investigations

L'inspection visuelle et les investigations prédynamitages et post-dynamitages de la pente minière fournissent des informations pertinentes sur la performance et les dommages induits au massif rocheux. Les paramètres observés sur la surface de la pente sont entre autres, l'ouverture des joints,

l'ampleur de la perte de crête ou du bris arrière, la localisation du pied de la pente par rapport au pied de la pente tel que conçue, la visibilité des traces de trous de prédécoupage sur la face de la pente, la présence de la fissure de tension, la densité de la fracturation, la rupture des ponts rocheux entre les discontinuités, les discontinuités nouvellement créées… (Scoble et al., 1997 ; Read et Stacey, 2009 ; Lupogo, 2017 ; Donati et al., 2020). Ces paramètres observés définissent les dommages externes de la pente (Stead et Eberhardt, 2013). Les investigations sur les dommages peuvent porter sur l'utilisation des caméras insérées dans des trous forés en arrière de la crête, les relevés structuraux à partir des carottes de forage et les investigations géophysiques. Ces investigations permettent de déterminer les dommages internes de la pente (Stead et Eberhardt, 2013).

Les défis de cette méthode portent sur le fait que les paramètres inspectés ou mesurés ne soient pas bien documentés ainsi que l'incohérence dans l'application et l'interprétation des données qui sont généralement observées (Scoble et al., 1997). Les inspections et investigations post-dynamitages ne sont possibles qu'une fois qu'il est sécuritaire de revenir sur le site où ont eu lieu les dynamitages. Par ailleurs, la détermination expérimentale de l'étendue de la zone de dommage dans un massif rocheux est coûteuse et présente des problèmes de sécurité liés aux vibrations et à la projection des roches (Sun, 2013).

2.3.5.4 Autres méthodes

Il existe plusieurs autres modèles de prédiction de l'extension des dommages des dynamitages qui sont décrits dans la littérature. Le tableau 2.5, sans être exhaustif, présente quelques-uns avec la procédure utilisée, les avantages et les désavantages.

Tableau 2.5 Modèles d'extension des dommages dans le roc (Tiré de Silva et al., 2019)

Model	**Year**	**Procedure**	**Advantage**	**Disadvantage**
Swedish Rock Engineering Research Organization (SevBeFo)	1996	Fractures mechanics theories. Calculates extent of damage zone around a borehole	-Uses gas pressures generated in the borehole -Explosive properties included Velocity of Detonation (VOD) and isentropic properties of the explosive	-Difficult to follow because the complexity of the formulation and the number of variables Fracture toughness parameter from the rock needs lab testing -Too many correction factors in the final formulation
Modified Ash approach	2010	Calculates extent of damage zone around a borehole using the explosive energy	-Uses basic properties of explosives -Uses ANFO as reference -Easy to use	Only density of the rock is accounted as a rock variable
Rock constant approach	2010	Based on Holmber's approach for tunnels. Calculate extent of damage zone around a borehole	-Uses basic properties of explosives -Uses ANFO as reference -Easy to use	-No rock properties are included -Degree of hole confinement difficult to assess
Jang and Topal- artificial Neural Network Approach	2013	Based on Artificial neural network (ANN) and multiple regression	-Considers rock and rock mass parameters (UCS, RQD. RMR)	-Blasting parameters are not involved in the problem.
Mohammadi et al.- fuzzy Logic Approach	2015	Based on Fuzzy Logic techniques and linear multiple regressions	-Considers rock mass parameters (RMR) -Considers blasting parameters (powder factor, ratio of contour holes to total holes)	-A large data set of blasting parameters (202 data sets) are required to obtain a reliable model. -Applied in a site-specific project (Alborz tunnel)

2.3.5.5 Conclusion

Dans cette section, différentes méthodes d'évaluation des dommages induits au massif rocheux par les dynamitages ont été revues. Elles prennent entre autres en compte, différemment les unes et des autres, les paramètres suivants : la vitesse particulaire maximale, le facteur de dommage D du critère de rupture de Hoek-Brown, les observations de l'ouverture des joints, de l'ampleur de la perte de crête ou du bris arrière, de la densité de la fracturation ainsi que le calcul de l'extension du dommage autour du forage par différentes approches. Chacune d'elles présente des avantages et des désavantages qui ont été mentionnés. De plus, elles considèrent soit les propriétés de l'explosif, soit les propriétés du roc. Il s'avère donc que les choix de la méthode et par conséquent celui du paramètre critique pour l'évaluation des dommages induits au massif rocheux par les dynamitages dépendent des objectifs d'un projet. L'inspection visuelle, quant à elle, est une pratique courante de l'équipe géotechnique sur un site minier. Dans le cadre de cette thèse, une méthode d'évaluation des dommages induits au massif rocheux basée sur la mesure de la déformation post-dynamitage du massif rocheux avec un SSR sera développée.

2.4 Modèle géotechnique

2.4.1 Définition et composantes

La construction d'un modèle géotechnique est la première étape de la conception des pentes minières. Un modèle géotechnique est une compilation de quatre modèles : le modèle géologique, le modèle structural, le modèle des propriétés du massif rocheux et le modèle hydrogéologique (Read et Stacey, 2009 ; Read, 2013 ; Fleurisson et Grenon, 2014).

Un modèle géologique constitue la première composante du modèle géotechnique. Il est une représentation géométrique tridimensionnelle décrivant la répartition et la nature des différentes roches minéralisées et roches stériles du site minier. Le modèle de blocs, qui est couramment utilisé en industrie minière, est une représentation d'un gisement comme un assemblage de blocs. À chacun des blocs peuvent être définis certains attributs tels que les coordonnées de leur centre, le type de roche, la teneur, etc. Cette dernière est attribuée à chaque bloc à l'aide des techniques géostatistiques. Il est couramment utilisé en vue de l'évaluation des ressources minérales et des réserves minières ainsi que lors de l'optimisation d'une fosse minière (Hustrulid et Kuchta, 2006).

Un modèle structural constitue la deuxième composante du modèle géotechnique. Il permet de décrire l'orientation et la répartition spatiale des structures géologiques qui sont susceptibles d'influencer la stabilité des pentes d'une fosse minière. Les informations contenues dans le modèle structural sont utilisées pour subdiviser un site minier dans un certain nombre de domaines structuraux ayant chacun des limites distinctes et des caractéristiques qui le différencient nettement de ses voisins. Les caractéristiques prises en compte sont entre autres des failles, des changements dans l'orientation des structures géologiques ainsi que des changements de la géologie, y compris des changements de la lithologie et des profils d'altération (Read et Stacey, 2009). Les outils de modélisation structurale sont : la projection stéréographique, la modélisation tridimensionnelle des structures géologiques majeures et la modélisation des systèmes de fractures.

Un modèle des propriétés du massif rocheux consiste à construire une base de données des propriétés géomécaniques de la masse rocheuse. Le modèle de blocs des propriétés du massif rocheux représente la distribution spatiale de la qualité du massif rocheux. Il permet également d'établir la variation de la dureté du roc et l'état de fracturation du massif rocheux (Seymour et al., 2007 ; Read et Stacey, 2009). Les paramètres géotechniques (RQD, RMR, Q) peuvent être intégrés dans la base de données du modèle géologique. L'attribution des valeurs de ces paramètres à l'ensemble du modèle de blocs se fait par les mêmes techniques d'attribution des teneurs. Le modèle géotechnique obtenu présente différents domaines géotechniques avec chacun une valeur indiquant la qualité du massif rocheux. Un modèle géotechnique ainsi obtenu facilite la planification des forages additionnels, la conception des pentes et des infrastructures (Seymour et al., 2007)**.** L'utilisation d'un modèle géotechnique indiquant la qualité du massif rocheux pourrait servir à l'analyse de la stabilité des pentes contrôlée par le comportement du massif rocheux ; notamment dans des zones de qualité médiocre, en exportant des sections du modèle de blocs vers les outils d'analyse de la stabilité des pentes. La limite majeure de cette approche est qu'elle fournit un modèle géotechnique avec seulement les structures géologiques majeures ; nécessitant ainsi une insertion de la localisation, de l'orientation et de la persistance des fractures dans l'outil d'analyse de la stabilité des pentes (Flores, 2000 ; Seymour et al., 2007).

Un modèle hydrogéologique du massif rocheux consiste à construire une base de données des propriétés hydrogéologiques de la masse rocheuse (perméabilité, conductivité hydraulique…). La configuration de la nappe phréatique obtenue à l'aide des piézomètres et des trous de drainage est généralement intégrée dans les outils d'analyse de la stabilité des pentes.

2.4.2 Incertitude des données géotechniques

La conception des ouvrages d'ingénierie minière fait intervenir plusieurs données géotechniques qui sont échantillonnées sur le terrain. Elles sont caractérisées par une certaine incertitude qui provient de la difficulté à prédire correctement la variabilité inhérente des propriétés des matériaux naturels. Read et Stacey (2009) ont proposé des lignes directrices concernant les niveaux de confiance des données géotechniques qui sont requis aux différentes étapes d'un projet minier. Des niveaux de confiance ont été définis pour le modèle géotechnique et pour chacune de ses composantes (géologie, structure, hydrogéologie, massif rocheux). Le niveau de confiance des données géotechniques augmente de l'étape conceptuelle à l'étape des opérations. Ceci est justifié par le fait qu'au fur et à mesure de l'avancement d'un projet minier, des efforts supplémentaires de caractérisation et d'échantillonnage sont réalisés, les données géotechniques deviennent de plus en plus accessibles, la taille des échantillons augmente et l'interprétation des données échantillonnées devient raffinée. La quantification des niveaux de confiance des données géotechniques aux différentes étapes d'un projet minier n'est pas encore une pratique courante en ingénierie minière. Les lignes directrices proposées par Read et Stacey (2009) sont subjectives et il y a la nécessité de développer des méthodes objectives pour quantifier les niveaux de confiance des données géotechniques (Read, 2013).

Par ailleurs, Fleurisson et Grenon (2014) mentionnent que le niveau de connaissance acquise des données géotechniques reste toujours limité par rapport à la complexité du milieu naturel et que la considération de la variabilité des paramètres incertains permet de pallier ce manque de précision. C'est pour cette raison que les analyses paramétriques et probabilistes sont généralement réalisées en ingénierie.

2.5 Stabilité, fiabilité et performance des pentes minières

2.5.1 Introduction

Cette section passe en revue les méthodes d'analyse de la stabilité et de la fiabilité des pentes minières, tout en mettant en exergue les limites inhérentes aux différentes méthodes et celles qui comptent être utilisées dans le cadre du présent projet de recherche. Elle aborde également la notion relative à la surveillance et à la performance des pentes minières.

2.5.2 Stabilité des pentes minières

2.5.2.1 Configuration d'une pente minière

Les contours d'une exploitation à ciel ouvert sont constitués des pentes minières. Ces dernières comportent (Figure 2.7) :

- Des bancs caractérisés par une hauteur, une largeur et un angle de face. Ce dernier est l'angle formé par le segment reliant le pied et la crête du banc ;
- Des pentes inter-rampes caractérisées par une série ininterrompue de bancs ;
- De la pente globale caractérisée par une série de bancs et de routes. L'angle de la pente globale relie le pied de la pente et la crête du banc le plus haut.

Lors de l'analyse de la stabilité des pentes, l'échelle géométrique de la pente à examiner doit être précisée. En pratique, les analyses se font à toutes les échelles géométriques de la pente minière.

Il faut mentionner que pour des pentes en cours d'exploitation, la stabilité à court et moyen termes doit être analysée. Certaines ruptures sont admissibles à condition de ne pas affecter la sécurité du personnel et la rentabilité de la mine. Concernant les pentes en fin d'exploitation (pentes finales), la stabilité à long terme doit être analysée. Il faut tenir compte de la dégradation des propriétés du massif rocheux, de l'altération des structures géologiques, de la modification des conditions hydrogéologiques…

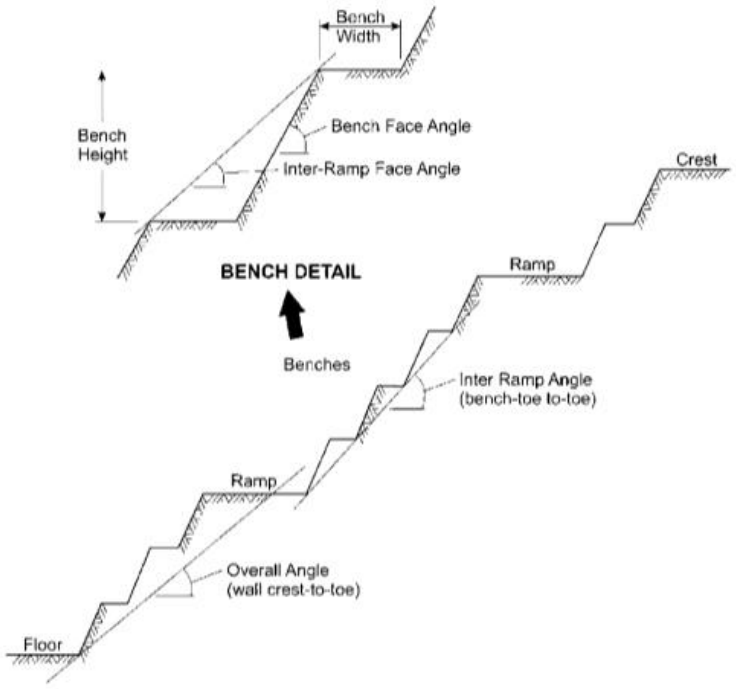


Figure 2.7 Configuration d'une pente minière (Read et Stacey, 2009)

2.5.2.2 Types d'analyse de stabilité

Les analyses de stabilité des pentes sont de deux types : l'analyse prospective et la rétro-analyse. L'analyse prospective consiste à évaluer la stabilité des pentes en fonction des données géotechniques disponibles. La base de données géotechniques comporte peu de données disponibles, caractérisées par un niveau de confiance faible aux premiers stades d'un projet minier. Au fur et à mesure que les opérations minières progressent, plus de données sont recueillies, le niveau de confiance de ces données augmente et l'analyse prospective est améliorée. La rétro-analyse est l'une des méthodes de détermination des données géotechniques d'un projet minier en phase d'exploitation. Elle consiste à déterminer les propriétés du massif rocheux à partir des instabilités observées ou encore actives à l'échelle de l'ouvrage (Martin et Carew, 1986 ; Wyllie et Mah, 2004). Ces propriétés serviront aux analyses prospectives subséquentes.

2.5.2.3 Modes de rupture

Les modes de rupture de base considérés lors de l'analyse de stabilité des pentes sont (Figure 2.8) :

- La rupture planaire : Elle consiste en une rupture de la pente le long d'une discontinuité (Figure 2.8a).

- La rupture de dièdre : Elle consiste en une rupture de la pente qui se produit par intersection de deux discontinuités (Figure 2.8b).
- La rupture par basculement : Le basculement d'un bloc rocheux survient dans des roches dures lorsque des couches individuelles des roches sont formées par une famille de discontinuités plongeant dans la face de la pente et une deuxième famille de discontinuités orthogonale définissant la hauteur des couches (Figure 2.8c). Le basculement par flexion survient lorsque des couches continues de roches, séparées par des discontinuités abruptes, se rompent par flexion en se penchant vers l'avant (Wyllie et Mah, 2004).
- La rupture circulaire : La surface de rupture qui se développe dans le massif rocheux tend à être curvilinéaire et le mode de rupture peut se simplifier à une rupture circulaire (Figure 2.8d).

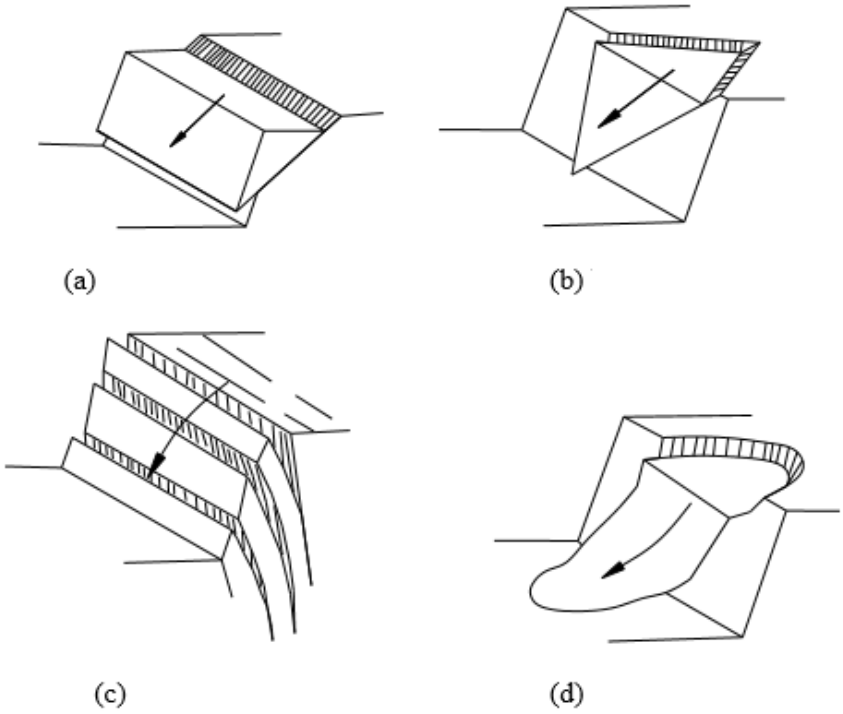


Figure 2.8 a) Rupture planaire, b) Rupture de dièdre, c) Rupture par basculement, d) Rupture circulaire (Hoek et Bray, 1981)

Dans les pentes rocheuses comportant des discontinuités non persistantes, la rupture *en échelon* survient à travers une trajectoire combinant la rupture le long des discontinuités et des ponts rocheux coplanaires. Cette approche devient plus complexe dans le cas des discontinuités non

coplanaires et/ou d'un massif rocheux avec plusieurs familles de discontinuités (Read et Stacey, 2009).

La stabilité à l'échelle du banc est principalement contrôlée par les structures géologiques mineures (discontinuités). Celle à l'échelle de l'inter-rampe est contrôlée à la fois par les discontinuités et les structures géologiques majeures (contact lithologique, faille). Celle à l'échelle de la pente globale est contrôlée à la fois par les structures géologiques majeures et la résistance du massif rocheux. Ainsi, les modes de rupture planaire, de dièdre et par basculement (instabilités structurales) sont généralement analysés à l'échelle du banc et de l'inter-rampe alors que le mode de rupture circulaire est généralement analysé à l'échelle de l'inter-rampe et de la pente globale.

2.5.2.4 Analyse cinématique

L'analyse cinématique de la stabilité des pentes permet d'identifier les familles de discontinuités susceptibles d'initier des instabilités et de déterminer les modes de rupture potentiels en fonction de l'orientation de la pente, de l'orientation des familles de discontinuités présentes et de l'angle de friction associé à ces dernières (Hoek and Bray, 1981 ; Goodman, 1989 ; Norrish and Wyllie, 1996 ; Hudson and Harrison, 1997 ; Wyllie and Mah, 2004). L'analyse cinématique de la stabilité des pentes est simple d'utilisation. Elle assume par contre que les blocs de roche sont rigides (pas de déformation) et néglige les forces impliquées, la cohésion des surfaces de glissement et la présence d'eau (Stead et al., 2006). Norrish et Wyllie (1996) présentent les conditions qui doivent être satisfaites pour l'occurrence des différents modes de rupture :

- Concernant la rupture planaire :

$$\psi_f > \psi_p > \phi \qquad (2.23)$$

$$\alpha_f - \alpha_p \leq 20° \qquad (2.24)$$

Où : ψ_f est le pendage de la pente, ψ_p est le pendage de la discontinuité, α_f est la direction de pendage de la pente, ϕ est l'angle de friction de la discontinuité et α_p est la direction de pendage de la discontinuité.

- Concernant la rupture de dièdre :

$$\psi_f > \psi_i > \phi \qquad (2.25)$$

Où *:* ψ_f est le pendage de la pente, ψ_i est la plongée de la ligne d'intersection de deux discontinuités et ϕ est l'angle de friction des discontinuités.

- Concernant la rupture par basculement :

$$(90 - \psi_p) + \phi < \psi_f \qquad (2.26)$$

$$\alpha_p = (\alpha_f \pm 180°) \pm 30° \qquad (2.27)$$

Où : ψ_f est le pendage de la pente, ψ_p est le pendage de la discontinuité, ϕ est l'angle de friction de la discontinuité, α_f est la direction de pendage de la pente et α_p est la direction de pendage de la discontinuité.

L'analyse cinématique traditionnelle consiste à vérifier le potentiel d'instabilité sur la base uniquement de l'orientation moyenne des discontinuités. L'analyse cinématique probabiliste considère, quant à elle, la variabilité de l'orientation des discontinuités (Park et West, 2001). Une première approche probabiliste consiste à évaluer pour une famille des discontinuités donnée, le ratio des pôles qui se retrouvent dans la zone critique de rupture telle que réalisable avec le logiciel *DIPS v6.0* (Rocscience, 2017a). Cette approche est actuellement limitée à la considération des pôles observés sur le terrain. Une autre approche probabiliste consiste à évaluer pour une famille des discontinuités donnée, le ratio du volume du cône de dispersion qui se retrouve dans la zone critique (Kabuya Mukendi, 2014). La distribution de Fisher est celle couramment assumée pour l'orientation des discontinuités. Cependant, la distribution de Kent, bien que rarement utilisée, permet de caractériser l'orientation d'une famille de discontinuités dont le contour de la densité des pôles est elliptique (Fisher et al., 1993 ; Mardia et Jupp, 2000).

2.5.2.5 Analyse à l'équilibre limite

L'analyse à l'équilibre limite consiste à calculer un facteur de sécurité *(FS)* défini comme étant le rapport des forces stabilisatrices sur les forces déstabilisatrices sollicitant la pente (expression 2.28). Ces forces incluent entre autres les forces gravitationnelles, les pressions d'eau, les forces

sismiques, le soutènement et la résistance au cisaillement des discontinuités le long desquelles la rupture peut potentiellement se produire. Un facteur de sécurité supérieur ou égal à l'unité atteste la stabilité de la pente. Cependant, un facteur de sécurité inférieur à l'unité atteste l'instabilité de la pente.

$$FS = \frac{\text{forces stabilisatrices}}{\text{forces déstabilisatrices}} \qquad (2.28)$$

Le facteur de sécurité *(FS)* peut également être défini comme étant le rapport de la résistance au cisaillement mobilisée sur le plan de rupture sur la résistance au cisaillement requise pour l'équilibre. Cette résistance au cisaillement est définie par un critère de rupture des discontinuités décrit à la section 2.2.5.2. La Figure 2.9 présente un exemple simple d'analyse de stabilité à l'équilibre limite pour lequel le facteur de sécurité (*FS*) considère le critère de Mohr-Coulomb. Le facteur de sécurité prend différentes expressions suivant le mode de rupture tel que documenté dans plusieurs ouvrages, parmi lesquels Hudson et Harrison (1997) ainsi que Wyllie et Mah (2004).

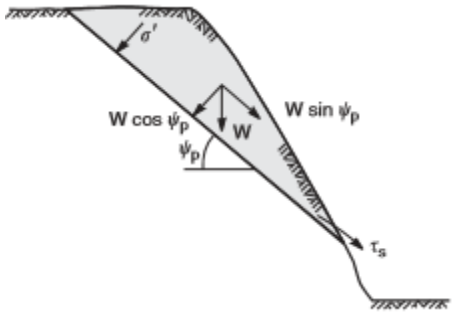


Figure 2.9 Exemple d'analyse de stabilité à l'équilibre limite (Wyllie et Mah, 2004)

$$FS = \frac{c\,A + W\,\cos\psi_p \tan\emptyset}{W\,\sin\psi_p} \qquad (2.29)$$

Où : *c* est la cohésion de la discontinuité, *A* est la surface de contact de deux blocs, W est le poids du bloc, ψ_p est le pendage de la discontinuité et ϕ est l'angle de friction de la discontinuité.

Les principaux paramètres à considérer lors de l'analyse de stabilité sont : la géométrie de la pente (orientation, hauteur, largeur), la géométrie des familles de discontinuités (orientation), la résistance au cisaillement des familles de discontinuités (cohésion, angle de friction), les conditions

des eaux souterraines, les conditions sismiques, le type de soutènement utilisé et la densité de la roche.

L'approche déterministe d'analyse à l'équilibre limite est basée sur l'utilisation des valeurs moyennes des différents paramètres intervenant dans la détermination du facteur de sécurité pour un mode de rupture donné. L'analyse de sensibilité porte sur le changement de la valeur d'une seule variable d'entrée selon un pourcentage précis par rapport à la valeur de référence ; les autres variables demeurant constantes. Elle permet d'apprécier l'effet de la variation d'une variable sur le potentiel cinématique d'instabilité ou le facteur de sécurité et d'identifier la ou les variables affectant le plus les résultats de l'analyse de stabilité pour plus d'investigations (Wyllie et Mah, 2004).

L'approche probabiliste d'analyse à l'équilibre limite tient compte de la variabilité des paramètres d'entrée et des résultats. Elle permet de considérer dans le calcul, la variabilité de certains paramètres simultanément. Les paramètres statistiques de base attribués aux paramètres considérés comme variables aléatoires sont : la moyenne, le coefficient de variation et la fonction de densité de probabilité (Wyllie et Mah, 2004). La probabilité de rupture (PF) est le rapport du nombre des cas où le facteur de sécurité est inférieur à l'unité sur le nombre total des cas considérés. Elle offre l'avantage d'une échelle linéaire pour l'interprétation des risques associés aux pentes. La méthode la plus couramment utilisée est la simulation Monte-Carlo. Elle consiste à générer une distribution cumulative de probabilité pour certains paramètres considérés.

La méthode à l'équilibre limite possède des avantages et des limitations. Plusieurs logiciels permettant l'analyse probabiliste sont disponibles dépendamment des types de ruptures : *RocPlane* (Rocscience, 2017b) pour l'analyse de la rupture planaire, *Swedge* (Rocscience, 2017c) pour l'analyse de la rupture de dièdre et *RocTopple* (Rocscience, 2017d) pour l'analyse de la rupture par basculement. Elle tient compte des différents types de soutènement et des conditions hydrogéologiques (Stead et al., 2006). Elles assument que les fractures sont de longueur infinie. Ainsi, l'analyse de la stabilité ne porte que sur le plus large bloc qui puisse se former en fonction des contraintes géométriques telles que la hauteur et l'orientation de la pente, de l'orientation et des caractéristiques mécaniques des discontinuités. Elle ne fournit pas la fréquence de la taille des blocs se formant le long de la crête de la pente et utilise une géométrie simplifiée de la pente.

Concernant la rupture circulaire, la méthode des tranches divise la pente au-dessus de la surface de rupture supposée être circulaire, en tranches et prend en compte la distribution des contraintes effectives normales le long de la surface de rupture (Wyllie et Mah, 2004). Les méthodes courantes des tranches sont entre autres les méthodes de Bishop simplifiée (Bishop 1955) et de Janbu simplifiée (Janbu 1973) qui assument l'inexistence des forces entre les tranches. Les paramètres du critère de Mohr-Coulomb déterminés à partir du critère de Hoek-Brown sont généralement utilisés pour déterminer le facteur de sécurité. Parmi les logiciels permettant d'effectuer l'analyse de la stabilité de pente par la méthode des tranches, il y a le logiciel *Slide* (Rocscience, 2017e). Des joints discrets peuvent y être ajoutés. Bien que les surfaces de rupture puissent avoir des configurations différentes de celles circulaires ; les limitations de cette méthode sont diminuées par l'utilisation des routines de recherche de surfaces de rupture critiques, la possibilité d'effectuer l'analyse tridimensionnelle, la possibilité d'inclure une nappe d'eau et différents types de roches (Stead et al., 2006).

2.5.2.6 Méthodes numériques

Bien que les méthodes d'équilibre limite aient été bien adaptées aux problèmes de stabilité de pentes rocheuses, elles ne représentent pas la déformation ou les déplacements au sein du massif rocheux à la suite des ruptures. Cet inconvénient des méthodes d'équilibre limite est pris en compte dans les méthodes numériques qui considèrent également l'anisotropie du matériel, le comportement non linéaire, les réseaux des fractures et les contraintes in situ. Les différentes méthodes de modélisation numérique : méthodes en milieux continus, méthodes en milieux discontinus et méthodes hybrides sont décrites dans plusieurs ouvrages dont Jing (2003), Stead et al. (2006) et Read et Stacey (2009).

La méthode des éléments finis (*FEM*), la méthode de différence finie (*FDM*) et la méthode des éléments frontières (*BEM*) sont les principales méthodes en milieux continus. De larges déplacements ou glissements macroscopiques ne peuvent subvenir au sein des milieux continus. Elles considèrent des matériaux comme continus et indécomposables en fragments lors de l'application des charges. Les logiciels utilisés en mécanique des roches sont entre autres : *RS2* (Rocscience, 2017f) pour la *FEM*, *FLAC* (Itasca, 2017a) pour la *FDM*, *Examin 3D* (Rocscience, 2017g) pour la *BEM*. La méthode des éléments finis combinée à la méthode de réduction de la résistance de cisaillement (*Shear Strength Reduction*) (Dawson et al., 1999 ; Read et Stacey, 2009)

peut être utilisée pour déterminer le facteur de sécurité nommé *SRF* (*Shear Reduction Factor*). Ce dernier est déterminé à travers la réduction des paramètres de Mohr-Coulomb en utilisant les équations 2.30 et 2.31 ci-dessous jusqu'à ce que le modèle numérique converge à un état d'équilibre final.

$$c_{red} = \frac{c}{SRF} \qquad (2.30)$$

$$\phi_{red} = arctan\frac{\tan \emptyset}{SRF} \qquad (2.31)$$

Où : c et c_{red} sont la cohésion et la cohésion réduite, ϕ et ϕ_{red} sont l'angle de friction et l'angle de friction réduit et *SRF* est le facteur de réduction.

La méthode des éléments discrets est une méthode de modélisation en milieux discontinus basée sur l'assemblage des blocs rigides indépendants et formés par l'intersection des discontinuités dans le domaine considéré. La continuité est assumée au sein des blocs. Des larges déplacements des blocs tels que la rotation, l'ouverture des fractures et les détachements complets des blocs sont possibles (Jing, 2003). Par ailleurs, la sélection de la géométrie des fractures qui définissent les blocs est l'étape cruciale lors des analyses en milieux discontinus. La méthode des éléments distincts (*DEM*) est une méthode des éléments discrets. Les logiciels basés sur la *DEM* sont entre autres *UDEC* (Itasca, 2017b), *3DEC* (Itasca 2017c) et *PFC2D* (Itasca 2017d).

Les méthodes numériques hybrides telles que FEM/BEM, FEM/DEM et BEM/DEM combinent les avantages des méthodes en milieux continus et discontinus. Le comportement du roc intact et les interactions le long des fractures existantes sont simultanément modélisés. L'initiation et le développement de nouvelles fractures sont également pris en compte. Le logiciel *ELFEN* (Rockfield, 2017) est un logiciel hybride qui combine les méthodes *FEM* et *DEM*.

2.5.2.7 Critères de conception

Les critères de conception permettent de statuer sur l'acception de la conception. Il n'existe pas, à ce jour, des règles universelles pour la définition de ces critères. Toutefois, la plupart de ces critères se basent sur les résultats de l'analyse de stabilité à l'équilibre limite c.-à-d. sur les valeurs du facteur de sécurité et de la probabilité de rupture (Priest et Brown, 1983 ; Read et Stacey, 2009).

Les critères de conception établis par Priest et Brown (1983) prennent en compte la gravité des conséquences d'une rupture qui peut ne pas être importante, modérément importante ainsi que très importante. À ces différents degrés de gravité des conséquences de rupture de la pente sont associés des critères de conception en termes des valeurs de facteurs de sécurité moyens et de probabilités de rupture acceptables. Read et Stacey (2009) ont également présenté des critères de conception en fonction de l'échelle de la pente et de la gravité des conséquences d'une rupture. Les critères de conception sont exprimés en termes des valeurs du facteur de sécurité (FS) et de la probabilité de rupture (PF) acceptables, tels que présentés au tableau 2.6. Par ailleurs, les critères d'acceptation de design peuvent être spécifiques à un site minier, dépendamment des niveaux de risque assumés par l'équipe managériale.

Tableau 2.6 Critères d'acceptation de design, d'après Read et Stacey (2009)

Échelle de la pente	**Conséquence d'une rupture**	**FS (min) (statique)**	**FS (min) (dynamique)**	**PF (max) P (FS≤1)**
Banc	Faible - élevée	1,1	N/A	25–50%
Inter-rampe	Faible	1,15-1,2	1,0	25 %
	Moyenne	1,2	1,0	20 %
	Élevée	1,2-1,3	1,1	10 %
Pente globale	Faible	1,2-1,3	1,0	15-20 %
	Moyenne	1,3	1,05	5-10 %
	Élevée	1,3-1,5	1,1	≤5 %

2.5.2.8 Surveillance des pentes minières

La conception d'un système de surveillance est basée sur une compréhension du mécanisme de rupture potentielle de la pente et est utilisée pour aider à l'interprétation du mécanisme, au suivi des mouvements et pour alerter le personnel en cas d'une rupture imminente (Armstrong et al., 2020). Les principaux objectifs du programme de surveillance des pentes sont (Read et Stacey, 2009) :

- Maintenir des conditions d'exploitation sûres pour protéger le personnel et l'équipement ;
- Prévoir les zones potentiellement instables afin que les plans de mine puissent être modifiés pour minimiser l'impact du déplacement de la pente ;

- Fournir des informations géotechniques pour analyser tout mécanisme d'instabilité de la pente qui se développe, concevoir des plans d'action correctifs appropriés et conduire la conception de la future pente ;
- Évaluer la performance de la pente implantée.

Afin d'atteindre ces objectifs, les systèmes de surveillance détectent les déformations, leur amplitude et leur direction, et permettent de déterminer l'influence du temps (Forrester et al., 1987). Ils fournissent des données cruciales qui permettent d'identifier les mécanismes de rupture et d'effectuer la rétro-analyse (Read et Stacey, 2009 ; Armstrong et al. ; 2020). Parmi les systèmes de surveillance utilisés dans les mines, il peut être cité : les extensomètres, les inclinomètres, les piézomètres, les stations totales qui mesurent les coordonnées et les déplacements de plusieurs cibles, la photogrammétrie terrestre (Chandler et Moore, 1989), les systèmes GPS (Leick, 1990), la télédétection laser (LiDAR) (Turton et Jonas, 2003), les techniques de radar (Slope Stability Radar) et des techniques basées sur l'interférométrie radar différentielle (InSAR) (Harries et Roberts, 2007). Les instruments de surveillance qui prennent des mesures et transmettent des données en temps réel sont appropriés pour l'alerte dans un secteur à risque modéré à critique. Ceux qui ne sont pas en temps réel sont souvent nécessaires pour identifier et comprendre les mécanismes de défaillance, ainsi que pour évaluer la nature des tendances à plus long terme (Armstrong et al. ; 2020).

Le radar SSR-XT est le système de surveillance des pentes minières qui sera utilisé dans le cadre de cette thèse. Les figures 2.10 et 2.11 présentent les différentes technologies du radar ainsi que leur champ d'application. Le radar SSR-XT sert à la surveillance d'une zone ciblée d'une pente et peut être utilisé pour la surveillance des pentes minières et des digues. Le principe de fonctionnement d'un radar est basé sur l'émission des signaux qui sont réfléchis au niveau de la surface d'une pente. La déformation fournie par le radar est le déplacement d'une pente basé sur la mesure du changement de phase du signal émis par le radar entre deux balayages successifs. Elle a une valeur positive lorsqu'une pente se rapproche du radar et une valeur négative lorsqu'elle s'en éloigne. Généralement, avant la rupture d'une pente, le taux de déformation s'accélère de manière exponentielle jusqu'à ce que la pente se rompe. La taille d'un pixel du radar SSR-XT dépend de la distance entre le radar et la pente. Par exemple, pour un radar situé à 850 m d'une pente, la taille d'un pixel est de 7,5 m x 7,5 m. La rupture d'une pente ayant une dimension inférieure à 1,5 fois

la taille d'un pixel peut ne pas être détectée par le radar SSR-XT. Par ailleurs, le radar SSR-XT n'est pas capable de surveiller le mouvement une fois qu'il atteint une vitesse proche de 8 mm par balayage ou plus rapide.

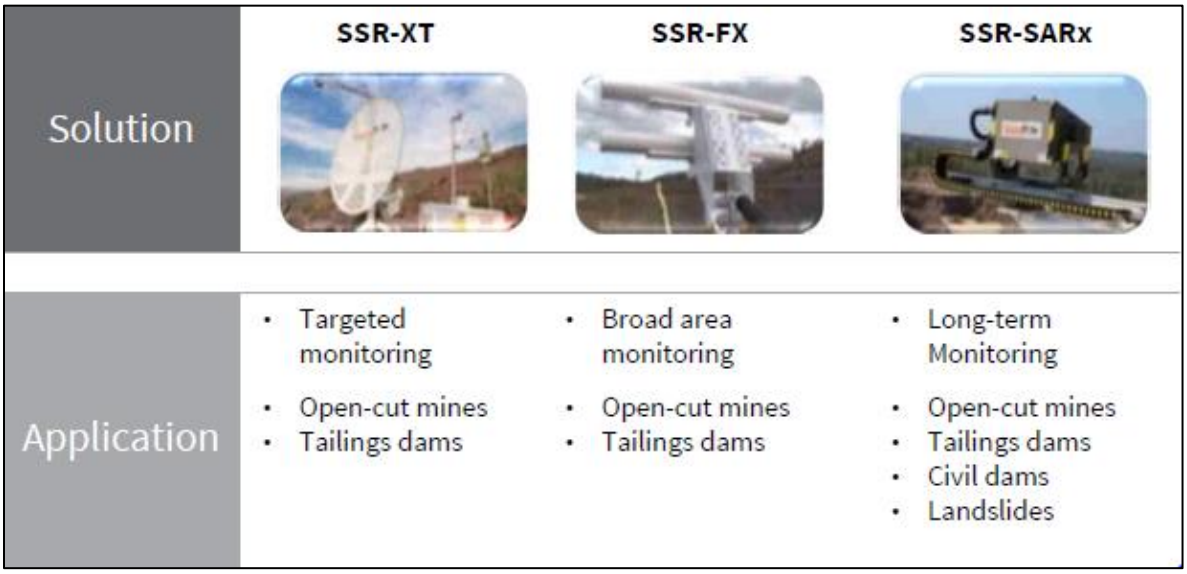


Figure 2.10 Différentes technologies du radar (GroundProbe, 2021)

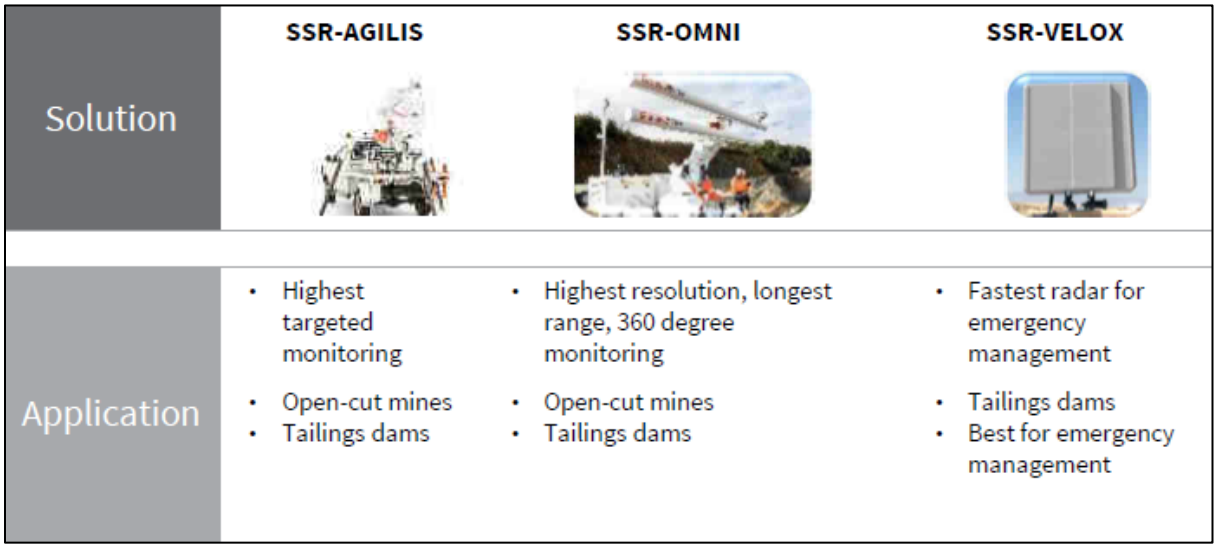


Figure 2.11 Différentes technologies du radar (suite) (GroundProbe, 2021)

2.5.3 Fiabilité des pentes minières

2.5.3.1 Généralités

La fonction principale des bancs est de fournir un environnement sûr pour le personnel et les équipements travaillant près de la surface de la pente. En conséquence, ils doivent satisfaire les besoins en matière de (Read et Stacey, 2009) :

- Fiabilité : qui requiert la stabilité des faces et des crêtes des bancs ;
- Sécurité : qui exige des largeurs des bancs suffisantes pour stopper et atténuer le danger causé par la chute de débris ;
- L'accès à long terme le long des bancs pour les opérateurs impliqués dans des activités telles que la surveillance des pentes et le nettoyage des chutes de pierres et de déversement.

La largeur de banc est contrôlée par la valeur du bris arrière qui se produit le long de la crête. Un bris arrière est défini comme étant la distance horizontale entre la position de la crête du banc planifiée et celle après la rupture du banc le long d'une discontinuité (Figure 2.10).

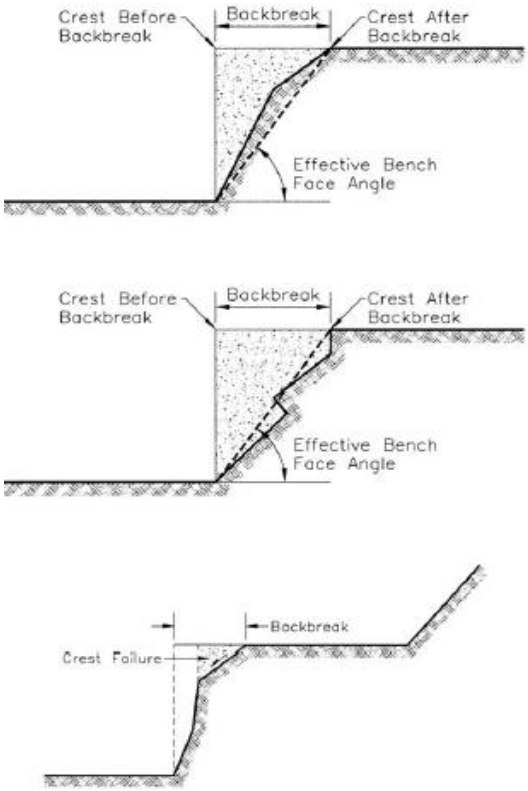


Figure 2.12 Bris arrière (Ryan et Pryor, 2000)

Afin d'évaluer l'occurrence des bris arrière, une analyse probabiliste se fait suivant les étapes suivantes (Ryan et Pryor, 2000) :

- Détermination des modes de rupture potentiels des pentes par une analyse cinématique (rupture planaire et rupture de dièdre) ;
- Détermination de la magnitude maximale des bris arrière :
    - Analyse de la stabilité à l'équilibre limite des pentes pour chaque mode de rupture.
    - Évaluation des bris arrière pour chaque mode de rupture.
    - Évaluation des bris arrière maximum pour l'ensemble des modes de rupture considérés.
- Combinaison de tous les résultats pour construire une fréquence cumulative de la magnitude des bris arrière ;
- Conversion de la fréquence cumulative de la magnitude du bris arrière en la fréquence cumulative équivalente de l'angle de la face du banc.

Les fréquences cumulatives, ainsi établies, servent à l'évaluation de la fiabilité. Cette approche est celle implémentée dans les logiciels Rocplane (Rocscience, 2017b) et Swedge (Rocscience, 2017c), couramment utilisés dans l'industrie minière.

2.5.3.2 Critères de fiabilité

Dans la revue de littérature, très peu d'auteurs traitent de la fiabilité des pentes (Ryan et Pryor ; 2000 ; Read et Stacey, 2009 ; Jermy et al., 2011 ; Mathis, 2011). Ces derniers utilisent généralement un à trois critères considérés indépendamment l'un de l'autre. L'analyse de la fiabilité multicritère des pentes minières a été abordée par Kabuya Mukendi (2014) en considérant une utilisation additive et simultanée des multiples critères tirés de la littérature. Cependant ces analyses se sont limitées à la considération de la rupture planaire ainsi qu'à l'utilisation d'un modèle structural simpliste.

L'évaluation de la fiabilité des bancs nécessite l'établissement d'un critère faisant référence à un paramètre de conception. Il n'existe pas, à ce jour, de consensus sur les critères de fiabilité des pentes minières à utiliser. Le critère d'acceptabilité de la fiabilité des bancs habituellement utilisé

est de l'ordre de 80 %, soit une tolérance d'environ 20 % des bancs qui ne respectent pas la norme définie (Read et Stacey, 2009).

2.5.4 Performance des pentes minières

La performance des bancs fait allusion à la conformité entre les bancs tels qu'implémentés et les bancs tels que conçus. L'angle de face de banc est le paramètre géométrique généralement considéré pour évaluer la performance des bancs. Lors de la conception des pentes, la détermination de l'angle de face de banc nécessite la connaissance des paramètres qui influencent l'occurrence des bris arrière. Dans un massif rocheux compétent, l'occurrence des bris arrière est principalement influencée par le minage. Dans un massif rocheux compétent et modérément fracturé, elle est influencée par l'occurrence de la rupture des blocs rocheux (planaire, dièdre, basculement) le long des discontinuités préexistantes. Dans un massif rocheux intensément fracturé, elle est contrôlée par la dégradation du massif rocheux. Dans un massif rocheux très faible et moins compétent, elle est contrôlée par le mode de rupture typiquement associé aux excavations dans un sol. Certains paramètres environnementaux tels que la précipitation et les cycles de gel/dégel influencent également l'angle de face de banc (Read et Stacey, 2009).

Les fréquences cumulatives établies lors de l'analyse probabiliste des bris arrière servent également à l'évaluation de la performance des bancs. Une méthode directe et objective d'évaluer la performance des bancs est de comparer les fréquences cumulatives de l'angle de la face du banc tels qu'excavés et tels que conçus. Lorsque la concordance est observée, aucune modification de design n'est requise.

2.6 Conclusion

Ce chapitre a porté sur la revue de la littérature des notions relatives aux discontinuités, au massif rocheux, au modèle géotechnique, à la stabilité, à la fiabilité et à la performance des pentes minières.

Concernant les discontinuités, elles constituent des plans de faiblesse dans le massif rocheux, le long desquels l'instabilité d'une pente minière peut se produire. Cette rupture le long des discontinuités est caractérisée par un critère de rupture. Les critères de rupture de Mohr-Coulomb, de Patton et de Barton qui sont implémentés dans les logiciels courants d'analyse de stabilité de pente ont été décrits. Il a été aussi démontré comment les matériaux de remplissage et l'eau

influencent le comportement mécanique d'une discontinuité et contribuent à la déstabilisation des pentes minières.

Concernant le massif rocheux, les systèmes de classification des massifs rocheux (RMR et GSI) ainsi que le critère de rupture de Hoek-Brown qui seront utilisés lors des analyses de stabilité des pentes ont été décrits. Il a été ensuite démontré comment la connaissance du comportement de déformation d'un massif rocheux est d'une importance pratique considérable, car elle peut être utilisée comme base pour définir l'état d'un massif rocheux et évaluer sa stabilité. Enfin, les différentes méthodes qui seront utilisées dans le cadre de ce projet pour quantifier les dommages causés par les dynamitages sur un massif rocheux ont été décrites avec les avantages et les désavantages de chacune d'elles.

Concernant le modèle géotechnique dont la construction constitue la première étape de la conception des pentes minières, il a été démontré qu'il est caractérisé par une certaine incertitude qui provient de la difficulté à prédire correctement la variabilité inhérente des propriétés des matériaux naturels et qu'il faut en tenir compte lors de la conception des pentes minières.

Concernant la stabilité des pentes minières, les différentes méthodes d'analyse de stabilité des pentes minières qui seront utilisées dans le cadre de ce projet (l'analyse cinématique, l'analyse à l'équilibre limite et la modélisation numérique) ont été premièrement décrites. Ensuite, les critères de conception, exprimés en termes des valeurs du facteur de sécurité et de la probabilité de rupture, ont été discutés. Enfin, la surveillance des pentes minières a été abordée, principalement la surveillance au moyen du SSR qui sera utilisé dans le cadre de ce projet.

Concernant la fiabilité des pentes, il a été mentionné qu'elle requiert la stabilité des faces et des crêtes des bancs, qu'elle exige des largeurs des bancs suffisantes pour stopper et atténuer le danger causé par la chute de débris et l'accès à long terme sur des bancs. Elle doit aussi respecter un critère de fiabilité faisant référence à un paramètre de conception.

Finalement, il a été démontré que l'évaluation de la performance des pentes minières permet de justifier la modification de la conception des pentes minières lorsque la concordance n'est pas observée entre les pentes construites et les pentes conçues.

CHAPITRE 3 ARTICLE 1 POST-BLAST SLOPE STABILITY MONITORING WITH SLOPE STABILITY RADAR

Auteurs: Joseph Kabuya Mukendi, Peter Saunders, Andrei Torres, Richard Simon

Article publié le 12 mai 2020 à International Symposium on Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering (Slope Stability 2020).

3.1 Abstract

It is generally understood that the quality of a rock mass in an open pit mine may be subject to progressive deterioration over time as a direct result of vibration, due to successive blasting and other mining activity. This paper defines a process for quantifying this damage using historic slope stability radar (SSR) data using assumptions based loosely on the model as described by Mercer & Stacey (2008). A method for monitoring in real time is also presented with the aim being to provide early warning of significant damage caused by production blasting. A case study is presented based on analysis conducted at ArcelorMittal's Mont-Wright mine in Quebec where historic SSR data was collected between October 2011 and December 2012. The data was reprocessed, analysed and interpreted to assess for signs of significant historical damage caused as a direct result of production blasting. The aim of this project was to provide information and input for the mine to assist with production optimisation of future blast design, machinery selection, and to assist with forecasting associated production rates and maximising project profitability.

3.2 Introduction

The Mont-Wright mine, operated by ArcelorMittal Mining Canada, is in northeastern Quebec, near the town of Fermont, Quebec (Figure 3.1). The mine opened in the early 1970s and is comprised of several open pits, with the oldest and largest active open pit being Paul's Peak. In 1998, an external geotechnical consultant conducted a slope design study of the Paul's Peak area, producing slope design criteria for the proposed ultimate pit. Since 1998, the geotechnical consultant has undertaken geotechnical site inspections and assessments of the southeast wall on an annual basis. In 2007, when the slope had reached a height of 200 to 270 m, it was recommended to ArcelorMittal Mining Canada to use slope stability radar (Noon 2003) at Paul's Peak, given the potential negative impact of slope failure on the continued safe operation of the mine. In 2009, the

geotechnical consultant proposed a large-scale pushback of the Paul's Peak south pit wall for safe mining to recommence at the bottom of the pit in front of a large slope failure that occurred in 1986/1987 (P1 area). This plan was called the "Offload" project and it started in 2011 but was suspended in 2012.

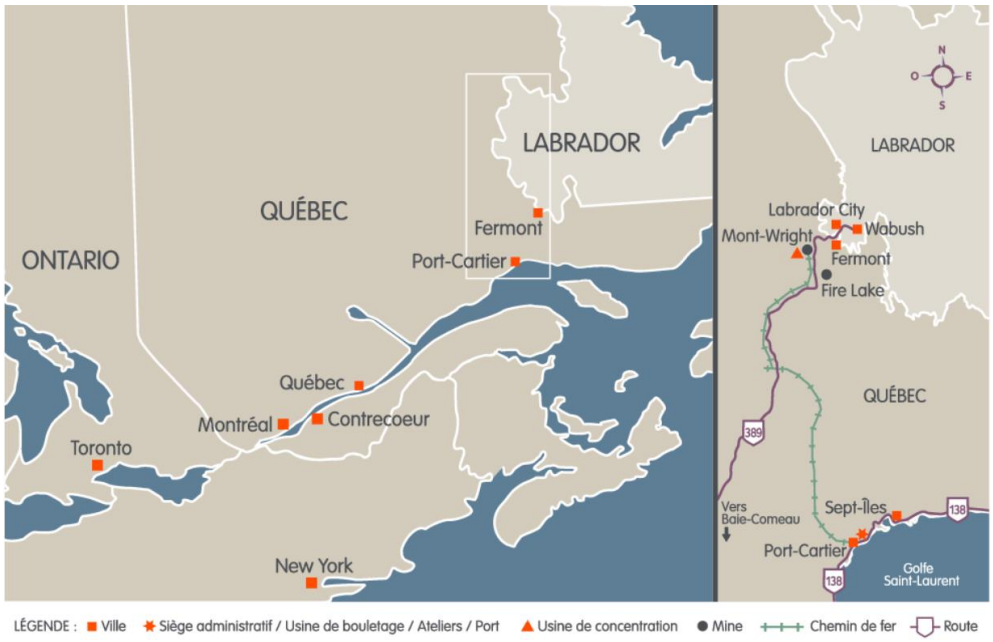


Figure 3.1 Mont-Wright site localisation (Kabuya 2019)

It is generally understood that the quality of a rock mass will progressively deteriorate as a direct result of vibration, due to successive blasting and other mining activity over time. So, prior to the recommencement of mining of the Offload in 2017, the study as described in this paper was carried out by GroundProbe to attempt to evaluate the long-term impact of blasting activity on slope stability during the period from October 2011 to December 2012. The principal aim of this project was to provide information and input for the mine to assist with production optimisation of future blast design, machinery selection, and to assist with forecasting associated production rates and maximising project profitability. For that purpose, long-term and post-blast deformation analyses were conducted in order to attempt to identify evidence of rock mass damage or deterioration, either on a regional or local scale, during that period. Based on the results of the long-term deformation and post-blast damage assessments, an economic benefits assessment of post-blast slope stability monitoring with slope stability radar (SSR) was carried out. To quantify the cost benefits from the study, the maximum tonnage per blast was evaluated against previous mining practices. The cost to production of post-blast waiting time for resumption of mining activities was

also compared, considering real-time SSR data analysis for risk management versus a standard re-entry time of 20 hours.

3.3 Site description

3.3.1 Regional geology

The Mont-Wright orebody is located in the Severson Range, in the southwestern portion of the Québec-Labrador Trough (QLT). These rocks belong to the Kaniapiskau Group, a succession of regionally metamorphosed clastic and chemical sediments unconformably overlying basement gneisses of the Archaean Ashuanipi Complex. The Kaniapiskau Group consist of former greywackes, limestones, sandstones and ferruginous sediments that have been metamorphosed to mica schists, marbles, quartzites and coarsely crystalline Iron Formation (Hagegeorge et al. 1971). The QLT sedimentary belt is 1,200 km in length, with a sinuous to arcuate surface expression and is of Huronian age (2.48 to 2.22 Gya). These sediments were deposited in a geosynclinal structural depression on top of Archean gneisses. The QLT sediments are divisible into three regions based on the metamorphic grade of the constituent rocks. The sediments in the southwestern area of the geosyncline, in which Mont-Wright is located, were subjected to intense folding and metamorphism (Bourassa 1977).

3.3.2 Lithology

There are four primary rock lithological units in the south wall of the Paul's Peak: Iron Formation (IF), Rock Mica Schist (QRMS), Quartzite (QR) and Amphibolite (AMP). The lithological units are described as follows:

- The ore occurs in iron rich units of the Sokkoman Formation. This unit is described as a medium-grained, well banded, homogenous grey to pale blue rock, comprised mainly of hematite and quartz, with minor amounts of magnetite. The IF unit also contains a number of smaller continuous and discontinuous bands of QRMS, AMP and QR.
- Weathering of the iron formation results in a heavily oxidised and leached condition, producing a very friable texture which can occur to significant depths (approximately one km). Weathering primarily occurs along fracture zones and formational contacts. The

rock in these zones can be badly disintegrated, composed of friable, coarse, granular, quartz, limonite, goethite and minor manganese, with a sugary texture.

- The IF is underlain by, and locally interbedded with, the Wishart Formation, a sequence comprised of slightly to moderately foliated quartzite (QR), and more strongly foliated quartz mica and mica schists (QRMS). The two units, QR and QRMS, are classified according to mica content. Gradational contacts frequently exist between these units and with the overlying IF. The schistosity within the QRMS is typically well developed, and where the mica contents are high (i.e. >40%) the rock tends to be very fissile.
- The AMP units are often found intruding, and interbedded with, both the IF and QRMS rock. It is typically described as a medium-grained rock comprised of greenish amphibolite, feldspar, biotite, and garnet. Locally, the AMP has been subject to argillic alteration, forming a soft (average thickness one metre) plastic clay, particularly along contact zones. The argillic alteration is not restricted to contact with the IF; AMP can show signs of alterations along contact with QR or QRMS.

3.3.3 Structural geology

Large-scale structures in the Mont-Wright area consist of two major sets of north-plunging isoclinal folds. These structures are generally tightly folded along east and northeast trending axes, with more open and broadly folded limbs along northwest trending axes. The Paul's Peak orebody is located within the synclinal section of these large structures. The anticlinal structures appear generally symmetrical; however, isoclinal folding of the iron formation in the synclines appears to have created a more distorted structure, exhibiting flow and associated parasitic folding, resulting in localised thickening of the iron formation. A second phase of deformation has superimposed folding that creates an irregular structure as a result of warping of axial planes of the earlier folds. This is apparent in Paul's Peak area. The end result of the folding is the creation of fold limbs that generally dip 40–50° to the west and northwest, but with local variations, including overturned sections in the footwall area of Paul's Peak and flattening in the hinge areas of the major folds.

Concerning smaller-scale structures, three main sets of cross-joints are apparent. One set which is parallel to the bedding, one set that strikes approximately perpendicular to the bedding and dips steeply to sub-vertical, and a set that strikes essentially parallel to bedding and dips approximately

normal to bedding. An additional one or two weakly-developed joint sets, which occasionally form a conjugate set, appear to occur locally.

3.3.4 Slope geometry

A major slope failure that occurred in 1986/1987 on the south wall of Paul's Peak can be seen in Figure 3.2. The scan area and the radar location remained relatively consistent during the monitoring period. This allowed reasonably easy identification of common features and selection of appropriate control points in all the wall folders that were analysed for continuity.

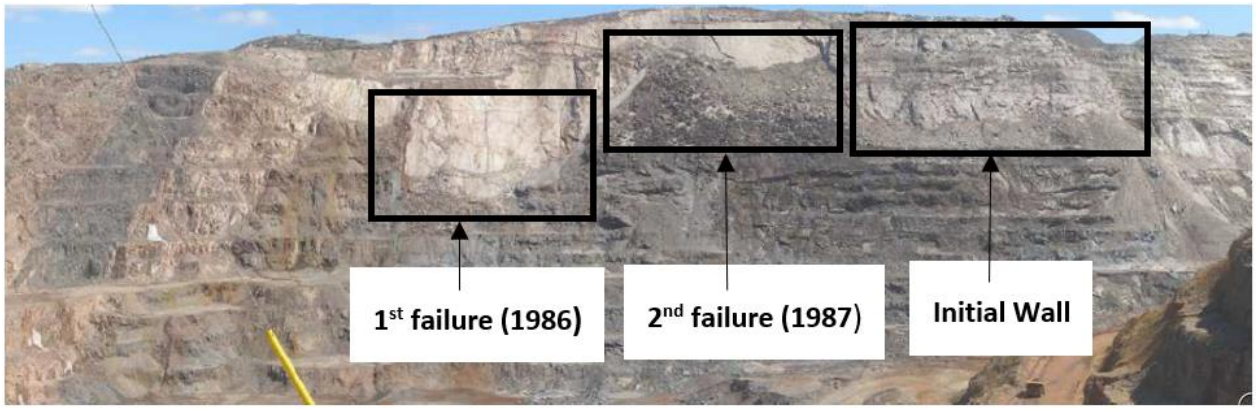


Figure 3.2 Southeast wall of Paul's Peak

The 1986/1987 failure area is largely located above the 678 elevation step-out, within schistose rocks. Below 678 elevation, the rock mass consists largely of Iron Formation. While the upper slope has been developed un-benched and failed along continuous structures parallel to the bedding (JS1), presplitting has been used in the iron formation rocks to develop a benched slope with safety berms. Although JS1 discontinuities have been undercut by the presplitting and bench crests have generally broken back along what appear to be JS1 structures, it would also appear that remnants of the safety berms have been retained in some areas. This would indicate that the JS1 structures are less continuous in the Iron Formation than in the schistose rocks. Concerning the pushback wall, it was recommended that bench faces be mined parallel to the strike of the prominent JS1 discontinuity set. Consequently, bench face angles were developed dependent on the local dip of the JS1 set (which is interpreted to range between 40 and 55°). Where the trend of the slope is slightly oblique to the strike of JS1 set of structures (>20 to 30°), it was recommended to develop a benched presplit slope with bench faces mined at 70°. A bench height of 28 m and berm width of 14 m were recommended because slope aspect is considered to be outside of the planar sliding

envelope. Based on the recommended bench face angles, bench heights and berm widths, resultant inter-ramp slope angle was less than 50° to not undercut structure on large-scale.

3.3.5 Blast design history

A total of 58 blasts were registered at Offload between October 2011 and December 2012. The blast design during this period consisted of 165.1 mm holes diameter with a depth of 7 m, 250–300 kg as maximum allowable charge weights per delay. A total of 163 valid seismic records were compiled during blasting. A damping law specific to the sector studied was developed at a 95% confidence level. It is given by the following equation (Andrieux 2016):

$$PPV_{95} = 734\ (d/W^{0.5})^{-1.32} \qquad (3.1)$$

where:

PPV_{95} = peak particle velocity at a 95% confidence level (mm/s).

d = distance from blasting to point of interest (m).

W = maximum explosive charge ($m/kg^{0.5}$).

The amplitude constant is 734 and the attenuation constant is -1.32.

This damping law must be continuously updated with seismic data acquired during future blasting.

3.4 Methodology

The aim of this study was to evaluate the long-term impact on slope stability due to blasting/mining activity during the period October 2011 to December 2012, prior to the recommencement of mining a major cutback at Mont-Wright Mine. The project included both a regional and local scale assessment of response to blasting, mining and environmental conditions.

The deformation data that was collected by the SSR systems during the period from October 2011 to December 2012 was collected, processed and analysed in order to: a) evaluate the long-term regional deformation processes at a number of suitable control points on the rock mass; b) evaluate the local response of the rock mass to each of the individual blasts during the monitoring period; and c) assess the data for significant long-term deformation trends.

The information collected by the SSR systems constitutes a total of 4,913 hours of monitoring data. It should be noted that the total monitoring hours corresponds to only 46% of the full-time period from October 2011 to December 2012 due to gaps in monitoring during some periods. This is represented in the long-term deformation plots as gaps in the deformation data.

3.4.1 Data acquisition and quality assessment

The information required for the analysis was collected and provided by the Mont-Wright Geotechnical department. A detailed data quality assessment was completed for each of the wall folders to assess the performance of the system, the scan area configuration and the overall quality of the deformation dataset.

The objective of this stage was to identify and improve, where possible, data that had been affected by sub-optimal system settings, irregularities in the scan area configuration, or rapid atmospheric events and subsequent deformation correction.

3.4.2 Regional versus local response to blasting

When considering the potential impact of mining activity and blasting on the stability of the overall slope, the initial stage of this study involved selection of representative control points for the entire scan area. This was considered an important initial stage to demonstrate whether blasting had any regional scale impact on the slope.

There are two key mechanisms that take place to destabilise the rock mass when blasting near geological structures; gases can be pushed into the open fractures effectively “activating” them causing displacement on a slope scale. Thus, even very small, displacement on slope-scale structures leads to compensatory displacement on smaller associated joint planes within the rock mass caused by stress redistribution (en échelon or subparallel joint sets). This can lead to an extension of existing fractures and initiation of new fractures within the rock mass effectively decreasing internal shear strength. On a regional scale, it is assumed that very small displacement on large continuous structures can have a significant impact on the surrounding rock mass, effectively decreasing the inherent strength and stiffness of the overall slope, eventually leading to collapse. Evidence of the impact of this disturbance can be detected by identifying slow, slope-scale deformation processes over extended periods that occur at rates higher than the background deformation rate.

The other visible impact of blasting on the rock mass is the immediate local deformation response, in the wall behind or in front of the blast itself. This response is caused by the local energy transfer into the rock mass causing a “shock” effect and is best minimised by applying effective blasting techniques such as trim shots, free-facing shots etc., to reduce the amount of energy transferred into the surrounding rock. An immediate spike in measured deformation is generally observed followed by a clear, regressive deformation trend (decelerating) over some period after the blast. Where the rock mass is particularly stiff, this regressive deformation trend may not be seen or noticed, depending on the sensor/radar sample rate (scan time). Stiff systems will tend to show a less pronounced regressive trend (if at all) than soft systems (weak material) with a lower modulus. When considering the significance of the time-to-stable metric and/or the post-blast velocity of the local slope, one should take into consideration whether the rock mass is considered to be a “stiff” or a “soft” system. For example, a long-observed time-to-stable period for a stiff system will be more significant with regard to rock mass damage than when observed for a low modulus soft system. Regional scale internal stiffness of a rock mass can be difficult to quantify. It is generally related to the persistence of structural features and larger scale internal fabrics rather than those that influence core-scale modulus test results in a laboratory. Hence the scale effect must of course be taken into consideration.

For this study, the actual location of each blast was not provided and so the location was determined by observing the deformation and coherence data collected by the SSR immediately after the registered blast times. Using coherence, it was possible to precisely identify the region on the slope behind that had been impacted by the blast. A large spike in deformation was also generally observed. This area was then selected as the local control point for analysis of that individual blast.

3.4.3 Radar data reprocessing

The SSR wall folder reprocessing procedure allows analysis of the raw deformation information as it was measured by the SSR systems before applying the atmospheric correction. This process is conducted for those wall folders where either the stable reference area configuration or the atmospheric correction algorithm performance was sub-optimal. Newly optimised stable reference areas are selected based on the analysis of both the original and other wall folders and deformation is recalculated manually using Matlab code, scan-by-scan, with this improved configuration for atmospheric correction.

The reprocessing significantly reduced the noise floor in the deformation data and allowed for analysis of deformation trends that may not have been easily identifiable in the original dataset.

3.5 Results

3.5.1 Long-term deformation assessment

Mercer's time and event dependent rock mass deformation model (Mercer & Stacey 2008) was considered a guide to demonstrate the potential progressive deterioration of the rock mass as a result of successive blasting or other triggering events over an extended period. An increasing trend in the length of time-to-stable or observed post-blast velocity may suggest cumulative damage has occurred and that the area has progressed from elastic to plastic type deformation, approaching its yield point (Figure 3.3).

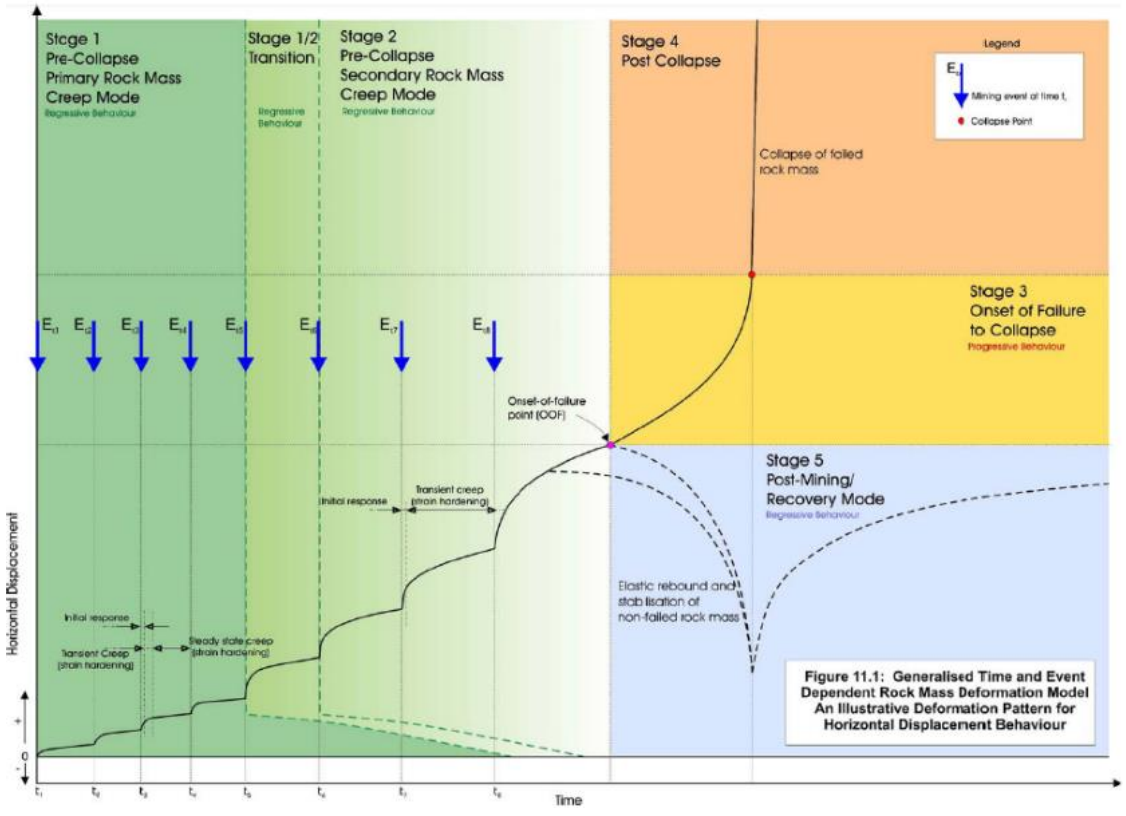


Figure 3.3 Time and mine event dependent rock mass deformation model (Mercer & Stacey 2008)

This method has been applied successfully in the past by the author with real SSR deformation data used to create long-term deformation plots that show evidence of rock mass damage due to

triggering events (blasting). An example of one such case study is presented herein. This dataset shows blast events with an increasing transient creep (strain hardening) stage (regression deformation trend) following subsequent blasting. It can also be seen that the velocity of the slope progressively increased after each blast, leading finally to the onset of failure (OOF) point and the Stage 3 onset of failure to collapse. In this case study, a three-month deformation plot was created using the same process that was applied for the Mont-Wright study. These observations allowed site to proactively identifying a forthcoming slope-scale collapse and to put in place appropriate control measures, including a critical monitoring strategy and review of site processes for radar monitoring in the area.

For the Mont-Wright analysis, the following tasks were performed in order to build the long-term deformation plots:

1. The data quality was assessed, and the wall folder was reprocessed (where necessary).
2. A precise camera alignment was undertaken on each wall folder in order to ensure the consistency in the location of the control point that would be used during the process.
3. Manual fixes were applied in order to remove anomalous negative and positive spikes in the deformation plots which were correlated either with atmospheric events or SSR movement. This procedure was not used to force consistent deformation plots, only to remove data that was considered corrupted.
4. A search for consistent and coherent areas on the rock mass was performed by using the SSR information (deformation and coherence images, photographs and weather registers). Only areas with high coherence were considered suitable for Stable Reference Area (SSR) locations and control points. Areas where either loose material or snow had accumulated were not used.
5. Eleven control points were selected. These locations and their naming convention were kept consistent for the period of analysis (October 2011 – December 2012).
6. After the figures were recreated in the new reprocessed wall folder, a search for new, previously unidentified areas showing significant deformation trends were undertaken.
7. Finally, data “stitching” was completed in order to determine the overall trend of the deformation plots over the full-time period.

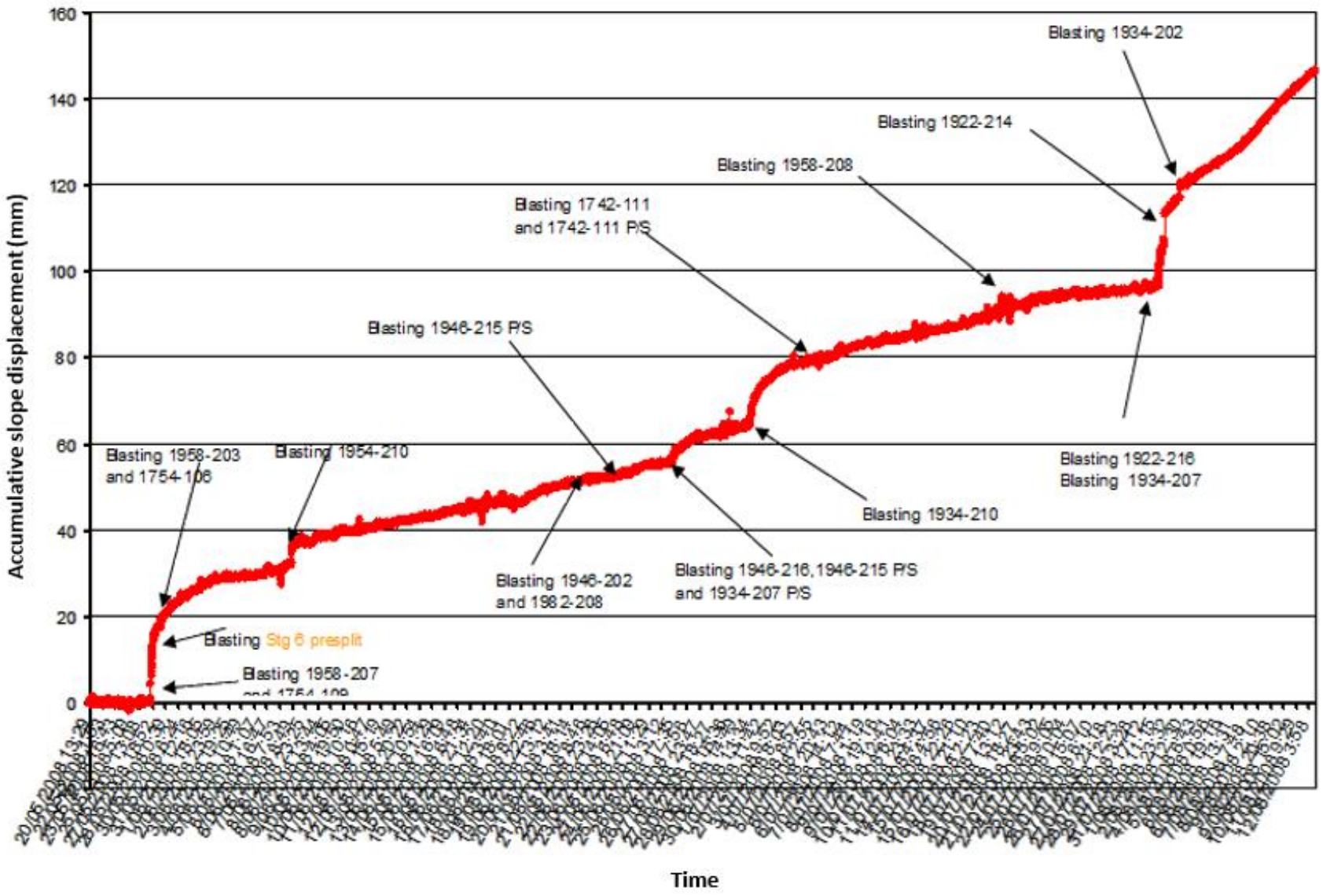


Figure 3.4 Three-month post-blast analysis plot from previous case study (GroundProbe, 2016)

From the available data, there was no clear evidence of progressive blast damage, either at a regional or local scale. No increasing trend in the length of time-to-stable or post-blast velocity was observed at any of the control points.

Control points 5, 8, 9 and 10 (Figures 3.5 and 3.6) showed the largest cumulative deformation magnitude. Although this does not necessarily suggest progressive damage to the rock mass at those points, it was recommended to monitor the behaviour and assess ground conditions at these locations during mining.

3.5.2 Post-blast damage assessment

Figure 3.5 shows the control points (Figure 0 to 10) that were defined for the long-term deformation analysis for Mont-Wright mine. As stated previously, only consistent and coherent areas were chosen for analysis.

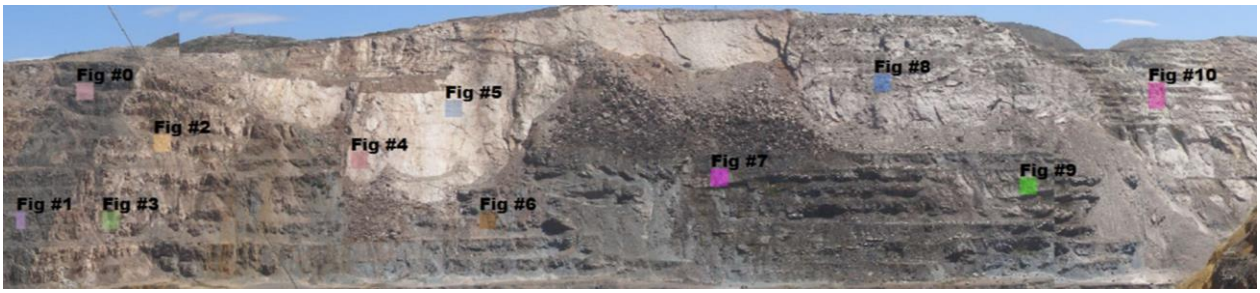


Figure 3.5 Selected control points for long-term post-blast analysis at Mont-Wright mine

Figure 3.6 shows the long-term accumulated deformation plots for the selected control points for the complete dataset over the period 16 October 2011 to 31 December 2012. These trends represent the regional response to mining activity during this period.

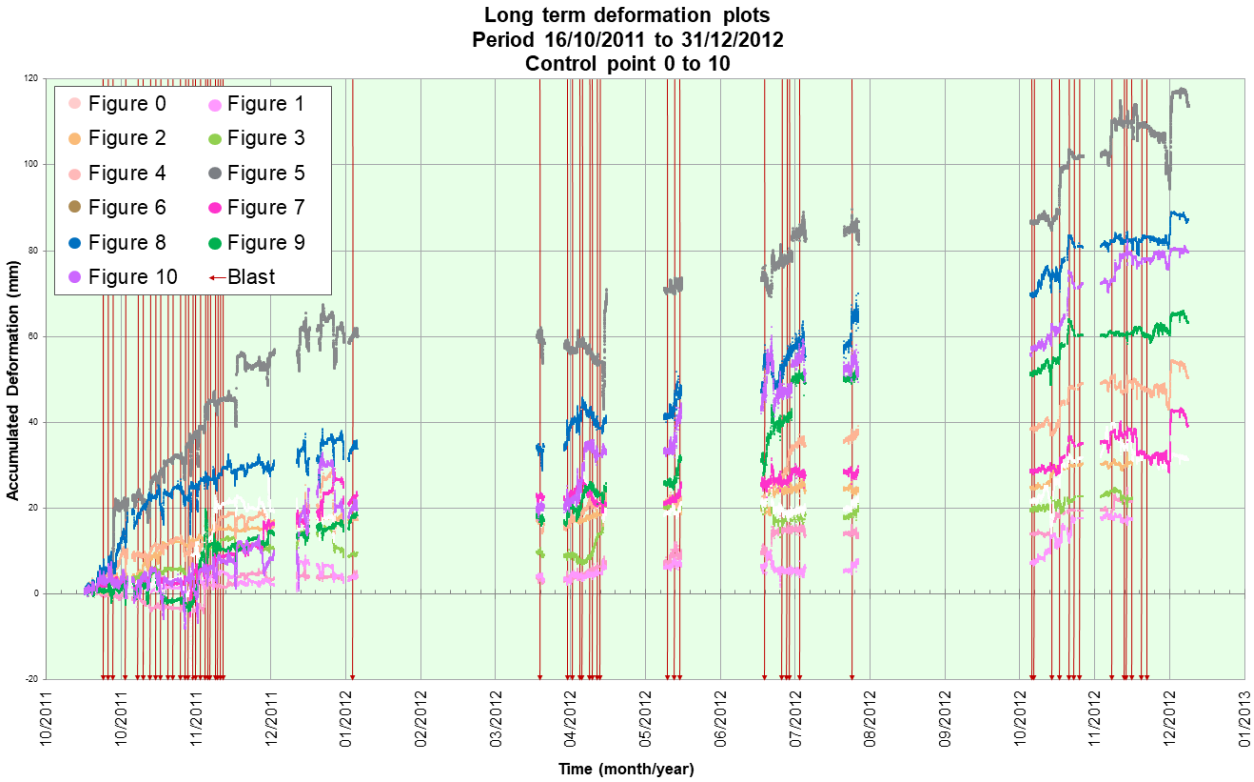


Figure 3.6 Selected control points for the long-term regional response to blasting analysis

The area that was directly disturbed by the blast was identified by using the deformation and coherence information from the SSR. The deformation is the displacement of the wall based on the measurement of phase change in the signal beam between consecutive scans. The coherence image displays a combination of how much the range and the amplitude have changed from preceding scan. A high coherence (i.e. minimal change) is shown in a lighter shade. The range is the distance from the SSR dish to the wall and the amplitude is the signal strength of the returning radar signal. The delta coherence image displays the minimum coherence value within the period defined by the time sliders.

A number of control points were located in the area, both on loose materials and on the intact rock mass, including the control points that were used for the long-term deformation analysis. Actual blast location was assumed by looking for the disturbance in the deformation plot at the stated blast time. Figure 3.7 shows an example of how the SSR coherence image was used to identify the area that was disturbed during a blast. Figure 3.8 shows a clear deformation response directly behind the blast (control point 5 in green).

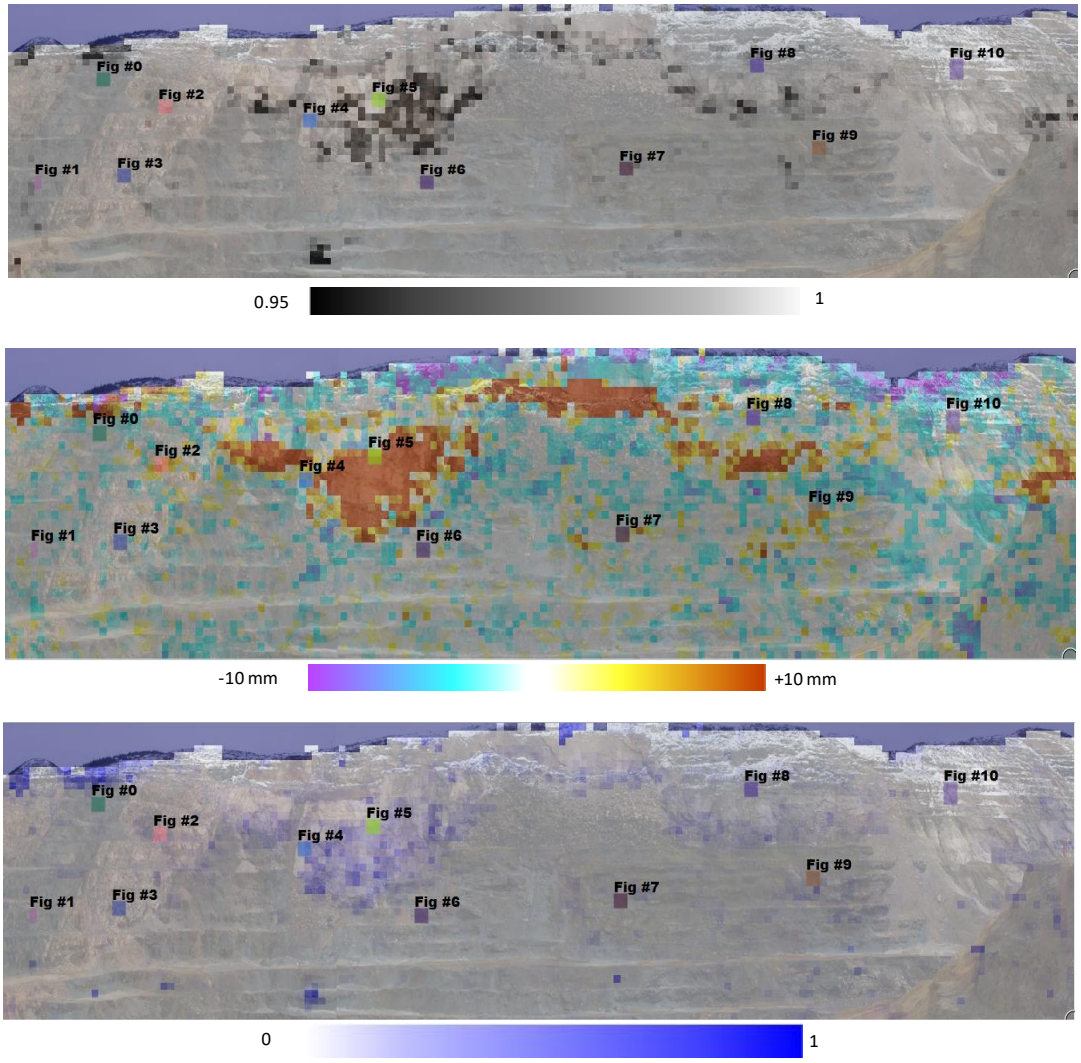


Figure 3.7 (a) Coherence image (at the moment of the blast); (b) Accumulated deformation (12 hours after the blast); (c) Delta coherence image (12 hours after the blast)

Deformation plots were generated for each of the control points and a velocity analysis was conducted. The deformation rates after the blast and the length of time-to-stable were then recorded. Figure 3.8 demonstrates a typical post-blast deformation analysis that was performed for each of the blasts. In this case, after the blast, regressive deformation processes that were observed at the control points reached rates of 18.7 mm/day, stabilising 17 hours after the blast.

Figure 3.8 a clearer depiction of the typical trends over a shorter time period.

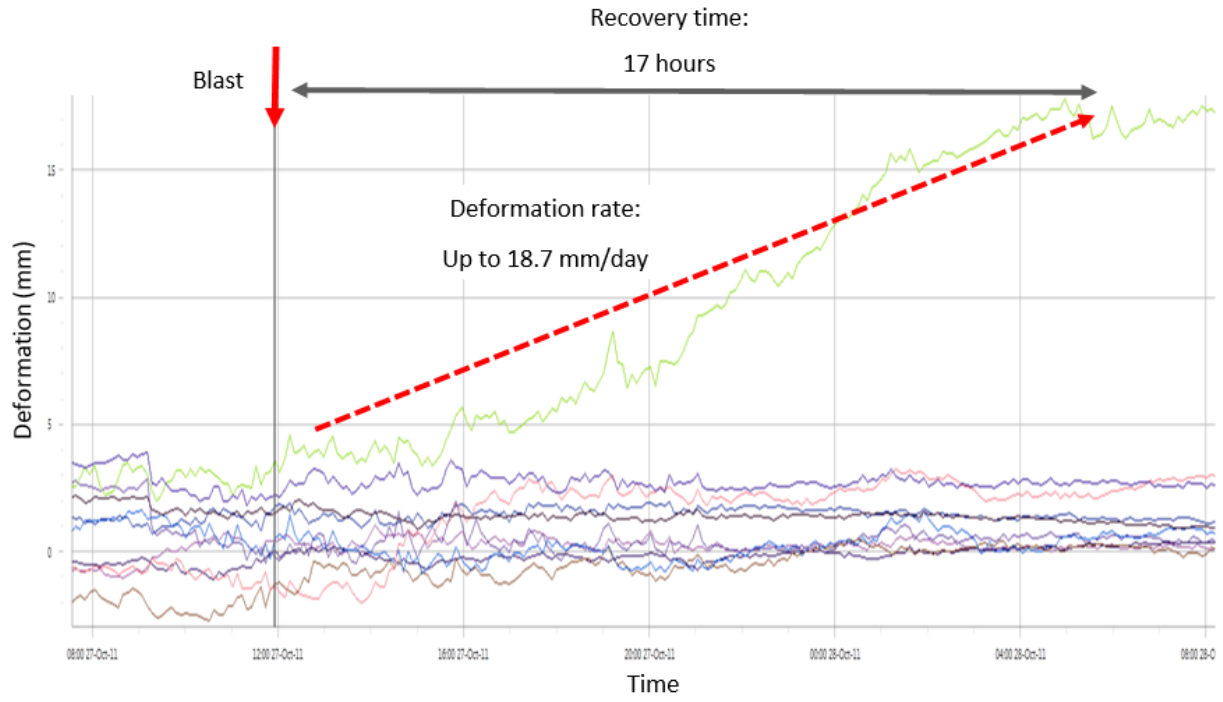


Figure 3.8 Accumulated deformation plots for the blast on 27/10/2011 11:57

A qualitative comparison of the results was completed in order to compare the behaviour of the different control points and to identify those areas that may show evidence of progressive damage due to blasting. Table 3.1 shows the damage rating chart that was applied for this analysis which assumes a degree of damage based on the time it takes for the local deformation trend to return to background rates. These time periods were applied based on the author's experience monitoring slope response to blasting in various hard rock open pit mines, they are, however, subjective and relative to the typical or historic response observed at the particular mine.

Table 3.1 Post-blast damage rating scale

Time-to-stable	**Post-blast damage rating**
<3 hours	Insignificant
3 to 6 hours	Low
6 to 12 hours	Moderate
12 to 24 hours	Significant
24 hours	Very significant

Figure 3.9 demonstrates a typical post-blast deformation analysis that was performed for each of the blasts. In this case, after the blast, regressive deformation processes that were observed at the

control points reached rates of 3.5 mm/day, stabilising 12 hours after the blast. According to the damage rating system applied, the post-blast damage rating for this case is moderate.

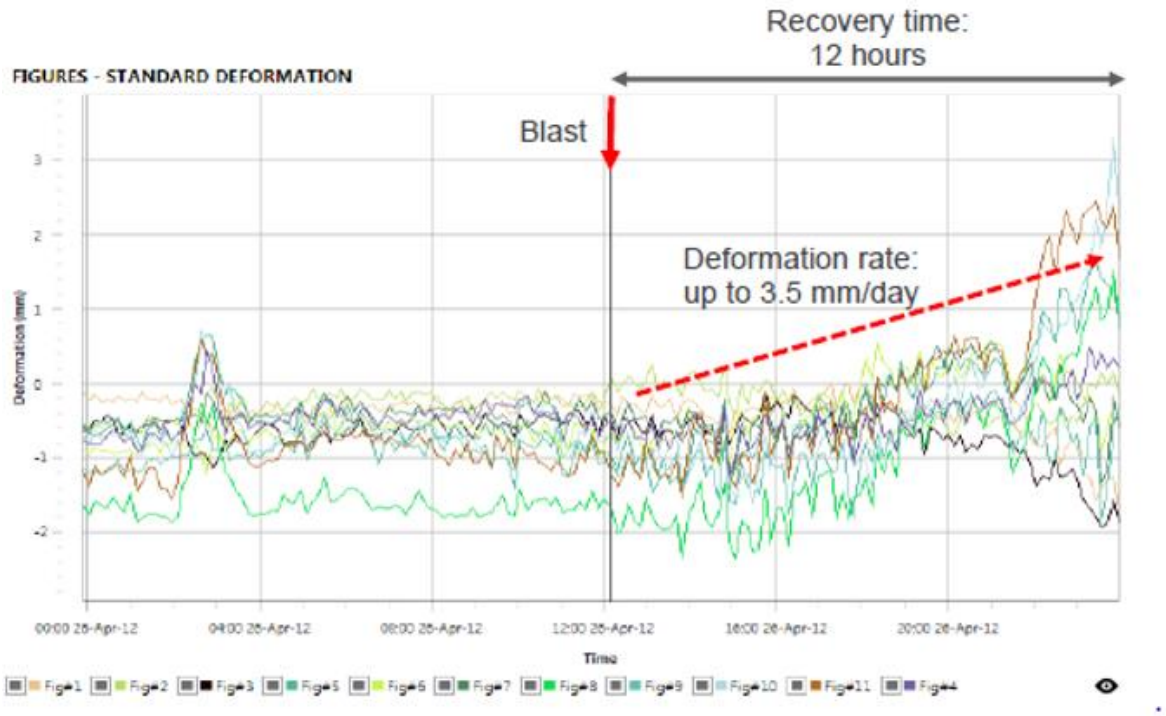


Figure 3.9 Post-blast deformation analysis for the blast on 26/04/2012 12:09 h

Table 3.2 shows the resulting matrix of relative blast damage, based on the time-to-stable period observed at the control point locations after production blasts.

From Table 3.2, it was possible to assume that there was minimal evidence of either significant or progressive damage to the rock mass as a direct consequence of the blasting during the period when applying the blast damage scale as previously described. It is possible however to identify “hot spots” where a long transient creep period was observed post-blast. This information can be used in future to assist with drill and blast design aimed to minimise any risk of significant damage which may induce local failure.

Although there are a small number of moderate (less than 5%) and significant (less than 1%) post-blast damage cases, as defined by the rating system, in most of the instances the post-blast damage was rated as insignificant so the risk of regional slope failure to be triggered by subsequent blasting was considered to be relatively low.

Table 3.2 Post-blast damage rating matrix

	Figure 0	Figure 1	Figure 2	Figure 3	Figure 4	Figure 5	Figure 6	Figure 7	Figure 8	Figure 9	Figure 10
2011-10-23 11:13											
2011-10-23 12:00											
2011-10-25 11:58											
2011-10-27 11:57				15,5	17						
2011-11-01 12:00											
2011-11-06 12:57			13	7	11	13	8	9	11,5	12	13
2011-11-08 11:58											
2011-11-08 12:57			12		1,5	10	12	17	8,5	1,5	10
2011-11-11 11:57			7	46	55	55	9	12		32	6
2011-11-13 13:56	7	7	7	7	7	7	7	7		7	7
2011-11-18 11:59					7,5	7,5					
2011-11-20 11:55					16	16	12		14		16
2011-11-23 11:58											
2011-11-25 11:58											
2011-11-26 15:50											
2011-11-28 11:58						5			6,5		8
2011-11-29 11:58											
2011-12-01 11:58				8				8,5			
2011-12-03 12:36											
2011-12-04 11:56											
2011-12-05 11:57		24		15,5			23	18			
2011-12-07 11:55							5,5				
2011-12-08 11:56	5	5,5			5,5	8	8	10	10	7	10,5
2011-12-09 11:58					10					3	
2011-12-10 11:59					19		10		24		
2012-01-28 11:50	7	12	10	7	11,5	10	9	9	12,5	8,5	12,5
2012-01-31 12:00											
2012-04-15 12:00											
2012-04-26 12:09				12	12			12		12	12
2012-04-28 10:25	6	6	6	6		6	6	6		6	6
2012-05-01 12:13				8	8		8	8			8
2012-05-02 05:30											
2012-05-05 12:10											
2012-05-06 12:05											
2012-05-08 11:43											
2012-05-10 12:00											
2012-06-05 12:11											
2012-06-08 12:10											
2012-06-10 12:00											
2012-07-14 12:14											
2012-07-18 11:50											
2012-07-23 12:04											
2012-07-24 12:14											
2012-07-28 12:33											
2012-08-18 12:00							8,5		8,5		8,5
2012-10-29 12:00											
2012-10-30 12:00											
2012-11-06 12:00	9,5	13	4	10							2
2012-11-09 12:58					4	9					
2012-11-13 12:00			6,5		8	8	3	3,5	6	3	4
2012-11-15 12:00		3									
2012-11-17 15:03											
2012-11-30 12:00	22	3	2	4	1,5	10,5	12	12			
2012-12-05 12:00			22		13,5			22,5	12		
2012-12-06 12:00											
2012-12-08 12:00											
2012-12-12 12:00											
2012-12-14 12:00											

3.5.3 Economic benefits assessment

Based on the results of the long-term deformation and post-blast damage assessments, the decision was made to modify the blast design from 165.1 mm holes diameter with a depth of 7 m and 300 kg as maximum allowable charge weights per delay to 216 mm/311 mm diameter holes with a depth of 14 m and 550 kg as maximum allowable charge weights per delay. An economic benefits assessment was carried for this new blast design using two parameters: the maximum tonnage per blast, and the post-blast waiting time for resumption of mining activities. Increasing the size of blasts and reducing delays to re-enter and mine the broken stocks has a two-fold economic benefit effect of reducing mining costs and increasing production rates.

3.5.3.1 Maximum tonnage per blast

A simple assessment of the economic benefits of the new blast design recommendations was conducted. It involved a comparison of the change in the blasting design from 165.1 mm hole diameter with a depth of 7 m to 216 mm and 311 mm diameter hole with a depth of 14 m (bench mining depth). These hole diameters are those of other drilling equipment available at the Mont-Wright mine. The same number of holes per row and the same number of rows were considered per blast. Table 3.3 presents the parameters used to determine the maximum tonnage per blast.

The table shows that the tonnage of blasting material increased by 3.2 to 5.8 times compared to the blast from 2011 to 2012. Thus, the new blast design measurably and quite considerably increased the production rate and profitability of the Offload project.

Table 3.3 Maximum tonnage per blast

Description	**165.1 mm**	**216 mm**	**311 mm**
Bench height	7.0	14.0	14.0
Density explosive (g/cc)	1.18	1.18	1.18
Collar (m)	3.0	3.9	5.6
Sub-drilling (m)	0.9	1.2	1.5
Hole depth (m)	7.9	15.2	15.5
Expected explosive column height (m)	4.9	11.3	9.9
Amount of explosive per hole (kg)	124.5	489.1	887.6
Average burden (m)	4.4	5.55	7.5
Average spacing (m)	4.4	5.55	7.5

Table 3.4 Maximum tonnage per blast (suite)

Description	**165.1 mm**	**216 mm**	**311 mm**
Average area/hole (m^2)	19	31	56
Average volume/hole (m^3)	136	431	788
Powder factor (kg/m^3)	0.92	1.13	1.13
Density (g/m^3)	3.5	3.5	3.5
Number of holes per row (units)	25	25	25
Number of rows (units)	8	8	8
Number of holes per blast (units)	200	200	200
Tonnage (t/hole)	474	1,509	2,756
Maximum tonnage per blast (t)	94,864	301,865	551,250

3.5.3.2 Post-blast waiting time

The second economic benefit of post-blast slope stability monitoring with SSR involved evaluation of the impact of post-blast waiting time for resumption of mining activities after each blast in terms of production costs. Without SSR, the standard process for re-entry after a production blast (end of the day shift) was to commence mining at 8:00 am the following morning, after visual inspection was completed in the daylight by a geotechnical engineer. With SSR, post-blast stabilisation time can be measured following each blast. It corresponds to the time between the moment of blasting and the moment when the rate of deformation becomes constant (or zero) again. So, the resumption of mining activities in the pit after each blast can commence safely after this post-blast stabilisation time as observed and measured with the SSR.

The historic radar data collected between October 2011 and December 2012 at Paul's Peak Pit were analysed and used as a precedent for expected post-blast response in future. Figure 4.10 presents the standard post-blast waiting time (as per site procedure) and the actual post-blast stabilisation time following each blast. It was noted that the post-blast stabilisation time of the rock mass deformation that varied. The standard procedure post-blast waiting time was typically 20 hours.

In 9% of cases, the observed post-blast stabilisation time was longer than the standard post-blast waiting time, while in 91% of cases it was significantly shorter. Thus, considering the standard post-blast waiting time to restart mining activities, the rock mass generally returned to its stable state much earlier in 90% of the cases of being observed. However, for the blast ID9, the post-blast stabilisation time observed was about 34 hours longer than the standard post-blast waiting time. This suggests that the SSR can be used to both improve productivity by decreasing overly conservative delays to production and at the same time, in 9% of cases, effectively manage the risk associated with re-entry in areas where transient creep is observed over periods much longer than the standard operational practice of re-entry after visual inspection the following day.

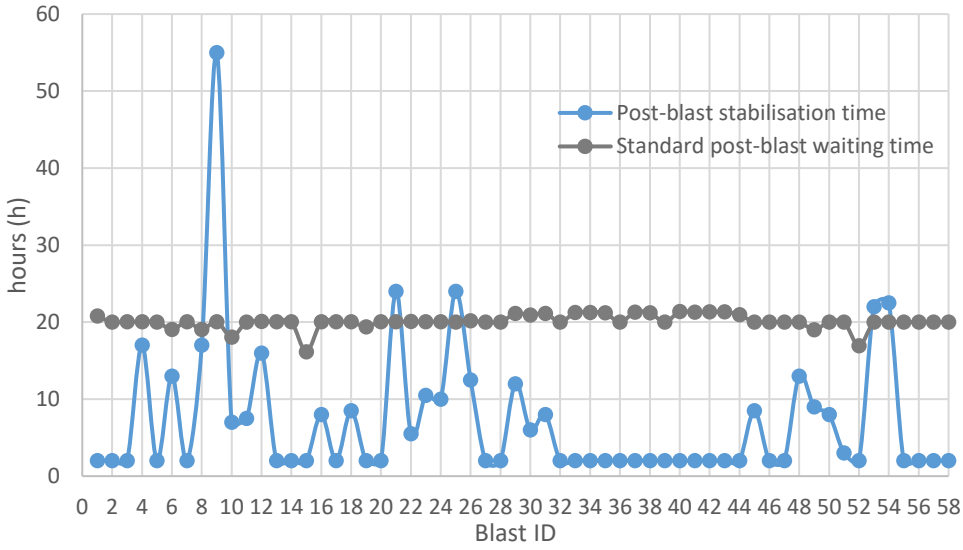


Figure 3.10 Curves of the standard post-blast waiting time and the post-blast stabilisation time

Figure 3.11 presents the cumulative curves of the post-blast stabilisation time and the standard post-blast waiting time. We can observe that a total of 1,165 hours have accumulated for the standard post-blast waiting time and 413 hours has accumulated for the post-blast stabilisation time. The difference in time that represents economic benefits using the post-blast stabilisation time versus the standard post-blast waiting time is 751 hours. Considering the post-blast waiting time costs of a shovel and six trucks assigned to the shovel, the cumulative curve of economic benefits was traced. This represents a total of $3 M potential cost saving using post-blast slope stability monitoring with SSR for resumption of mining activities after each blast. Thus, the profitability of the Offload project was measurably improved with the use of the SSR.

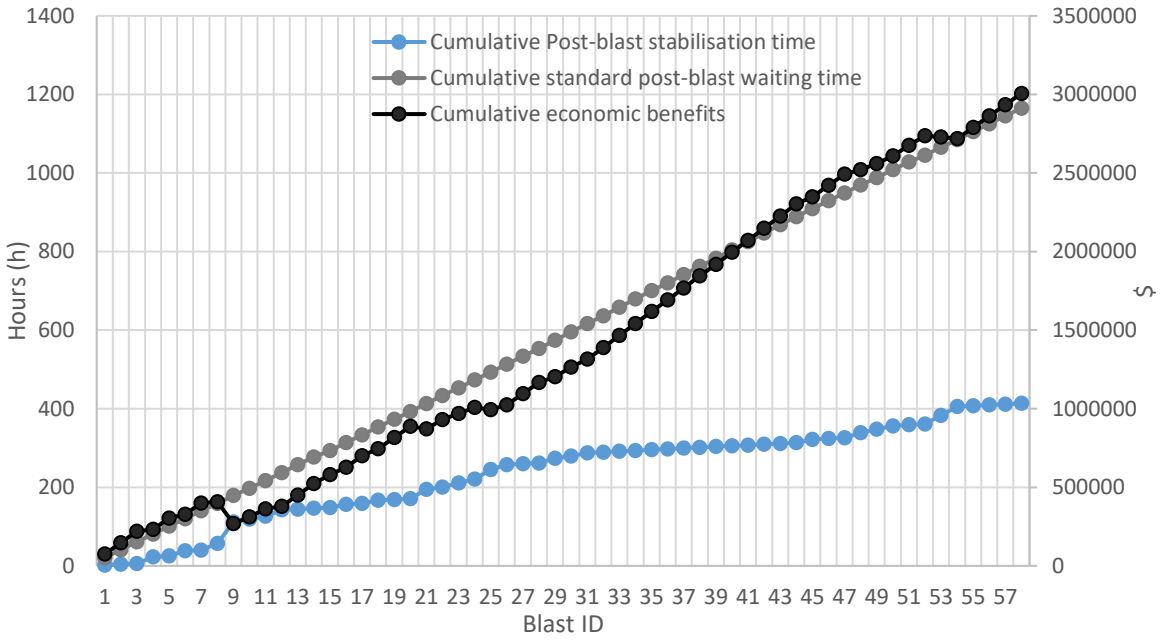


Figure 3.11 Cumulative curves of the standard post-blast waiting time, the post-blast stabilisation time and the economic benefits

3.6 Discussion

It is clear from the analyses conducted that there are potential safety and economic benefits associated with careful assessment of historic slope stability radar data over time following progressive production blasting in an open cut mine. It was possible from the study to conclude that there was minimal evidence of either significant or progressive damage to the rock mass as a direct consequence of the blasting during the period when applying the qualitative blast damage scale as described. It was possible to identify “hot spots” where a long transient creep period was observed post-blast. This information was then used to determine safe re-entry times after blasting to minimise production downtime. Blasting tonnage was also maximised to further reduce costs for areas where no significant historic post-blast response had been observed.

Although there are a small number of moderate and significant post-blast damage cases, as defined by the rating system, in most of the instances the post-blast damage was rated as insignificant so the risk of regional slope failure being triggered by subsequent blasting was considered to be relatively low. It must be understood that the rating system applied was a generic qualitative scale

and should be scaled relatively for a specific project depending on the rock mass strength and stiffness.

Visual inspection of the rock mass may provide additional information to assist with assessing the degree of actual blast damage. This was not possible given the assessment was completed for historic data. However, for ongoing analysis and to further optimise mining processes, the methodology as described in this paper can, of course, be applied with an iterative style approach with future mining. The scale and methodology described provides a basis for a qualitative assessment of the wall response to blasting but is not intended to be used for quantitative assessment.

3.7 Conclusion

The project as described in this paper represents a novel approach for post-blast assessment of slope stability using slope stability radar. The processes described can be applied to assess the impact of historic and future blasting with the aim to optimise productivity and profit while maintaining safe working conditions and minimising risk.

It was demonstrated that an improved understanding of the expected post-blast slope response can measurably increase profitability by decreasing post-blast production downtime/delays. Maximum blasting productivity can be achieved, applying a relatively scaled maximum blast tonnage design factor in areas where no historic post-blast rock mass response has been observed with radar.

A holistic approach considering both vibration monitoring and historic post-blast slope response was applied to minimise risk and maximise profitability using slope stability radar as the key tool alongside traditional vibration monitoring methods. This approach effectively reduced the likelihood of an overly conservative blast design approach and provided the information required to justify a more aggressive and profitable mine design. Safe working conditions were maintained with ongoing monitoring with demonstrated production optimisation and measure cost savings, applying a proactive rather than reactive monitoring approach for safe re-entry after blasting.

3.8 Acknowledgement

The authors thank ArcelorMittal Mining Canada and GroundProbe for their support of this project.

3.9 References

Andrieux, P 2016, “Sensibility of the south wall of the Paul’s Peak pit to blasting vibrations”, Technical memorandum sent to ArcelorMittal Mining Canada, June.

Bourassa, PJ 1977, “The Mount-Wright story – history and development of Mount-Wright”, *CIM Bulletin*, April, pp. 75–82.

GroundProbe, 2016. Deformation analysis report. Long term rock mass response to blasting.

Hagegeorge, CG, Broemling, C & Duthie, RH 1971, ‘The geology of the Carol project area in southwestern Labrador’. Internal geological report of the Iron Ore Company (IOC).

Kabuya, JM 2019, ArcelorMittal Mining Canada, Fermont, viewed 15 October 2019, https://www.transformerlavenir.com/en/facilities/

Mercer, KG & Stacey, TR 2008, “A generalised time and event dependent deformation model for unsupported rock slopes”, in Y Potvin, J Carter, A Dyskin & R Jeffrey (eds), *Proceedings of the First Southern Hemisphere International Rock Mechanics Symposium*, Australian Centre for Geomechanics, Perth, pp. 481–492.

Noon, D 2003, “Slope stability radar for monitoring mine walls”, *Mining Risk Management Conference*, The Australasian Institute of Mining and Metallurgy, Melbourne, pp. 1–12.

CHAPITRE 4 ARTICLE 2 BLASTING MITIGATION MEASURES USED TO CONTROL A HIGHWALL FAILURE RISK

Auteurs: Joseph Kabuya Mukendi, Richard Simon, Jean-Sébastien Lambert

Article publié le 01 juillet 2021 dans l'édition de Juillet/Août 2021 de la revue Journal of Explosives Engineering.

4.1 Abstract

Managing a highwall failure risk in an open pit mine by controlling and mitigating the impact of vibrations produced by blasting operations is key to achieving safe and cost-effective operations. The impetus behind this study was the risk of multiple bench failures in an open pit mine that was detected by Slope Stability Radar (SSR) following blasting at the foot of a highwall. The unstable highwall was over 140 meters (459.3 ft) high and 200 meters (656.2 ft) wide. The quantity of associated material was estimated at 3,000,000 metric tons (3,306,934 US tons). The overall slope angle was 44 degrees. In order to continue mining without causing the highwall to fail, this study was initiated as part of a risk management plan to mitigate this major risk by identifying mitigation measures related to blasting operations and assessing the response of the rock mass to each blast.

Identifying blasting mitigation measures consisted of optimizing blasting parameters to avoid failure of the highwall. First, a signature hole operation was carried out to obtain seismic records that were georeferenced and associated with known single charges. The method used made it possible to determine the propagation velocity of the P-waves associated with the various lithologies studied and to calculate, from the geomechanical properties of the rock masses, the maximum peak particle velocities to be respected. Subsequently, the targeted area of operation was modelled with the I-Blast software in order to optimize the firing sequences to be used according to the different lithologies present. The model also made it possible to optimally predict the particle velocities associated with each blast and ensure compliance with the previously determined peak particle velocity limits.

The assessment of the rock mass's response using SSR consisted of defining alarm thresholds and an intervention plan for various possible alarms as well as quantifying the damage to the highwall from blasting.

Controlling the impact of blast vibrations on the highwall's stability was successful, as the mitigation measures used during mining did not accelerate the highwall's movement. No upward trend in the stabilization time of the rock mass was observed by the SSR after each blast. Post-blast geotechnical inspections and analysis of post-blast deformations in the highwall also did not reveal significant damage to the highwall as a direct consequence of the blasting.

4.2 Introduction

Fragmenting rock with explosives is a common practice in open-pit mines. However, the vibrations generated by successive blasting operations can affect the existing fissure network and, in some cases, create new fissures in the adjacent rock mass. The integrity of the rock mass may therefore be reduced, which can lead to highwall failure. This presents a significant risk to the safety of personnel and equipment as well as the risk of losing ore. To better manage these risks, different systems for monitoring highwall movements and control measures for blasting operations are used. Slope movement monitoring systems aim to minimize the impact of highwall failure by predicting potentially unstable areas and provide geotechnical information to analyze the slope instability mechanism that develops (Read and Stacey, 2009). For large-scale monitoring, Slope Stability Radar (SSR) is used (Noon, 2003). With regard to blasting techniques, optimal blast design parameters (delay between holes, delay between rows, maximum charge weight per delay, etc.) must be determined to minimize the impact of blast vibrations on mining excavations (Wyllie and Mah, 2004).

This article describes how a major mining highwall failure risk was managed in Canada when the beginning of its movement was detected by an SSR after blasting at the base of the highwall (Figure 4.1). The moving highwall was over 140 meters (459.3 ft) high and 200 meters (656.2 ft) wide. The quantity of associated material was estimated at 3,000,000 metric tons (3,306,934 US tons). The overall slope angle was 44 degrees. The monitored area consisted mainly of a mass of foliated quartzite, limited by contact with a more competent iron formation that was exposed on the pit wall. This study was initiated to mitigate this major risk by determining blasting mitigation measures and assessing the response of the rock mass to each individual blast in order to continue mining without causing the highwall to fail. This is discussed in the next sections.

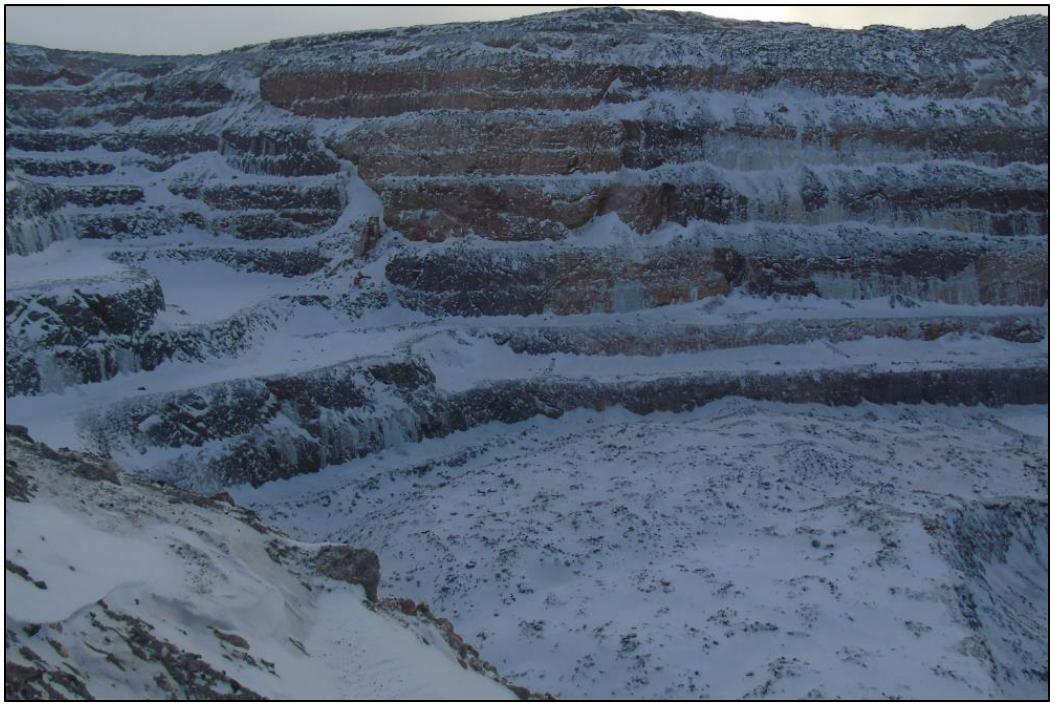


Figure 4.1 Blasted material at the foot of the highwall

4.3 Detection of the highwall's movement

The movement of the mine highwall was detected by SSR after blasting at the foot of the highwall. Figure 4.2 shows the radar image of the highwall after blasting. It shows that an area of the highwall (red area) experienced higher deformation compared to the rest of the highwall. The movement of the highwall that was detected, delimited by the red lines, extended from the foot to the crest of the highwall. This represented a major risk for future mining operations. Figure 4.3 shows the cumulative deformation and velocity of the highwall's movement over the course of one week after the blasting. The deformation exhibited a downward trend, while the velocity, which was nearly 6 mm/day (0.24 in/day) following a blasting event, decreased and stabilized at around 2 mm/day (0.08 in/day). These decreasing trends were typically observed over a 7-day span following the blasting event. In order to minimize the highwall's movement and preserve its stability following blasting activities, vibration control and mitigation measures were implemented for future mining operations within the pit.

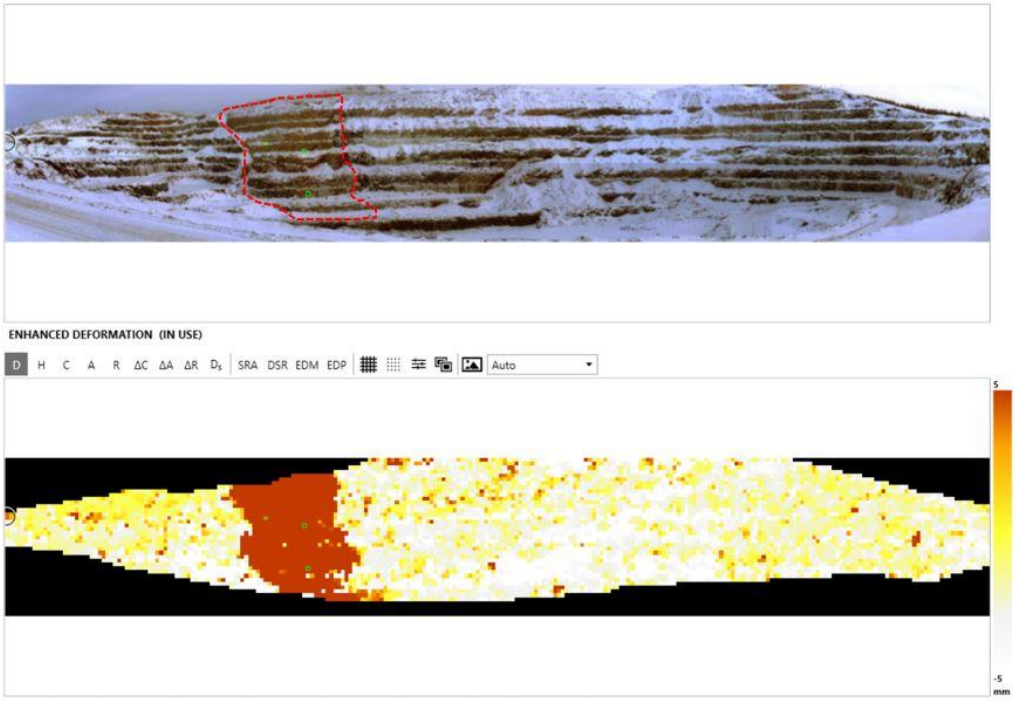


Figure 4.2 Post-blast radar image of the highwall

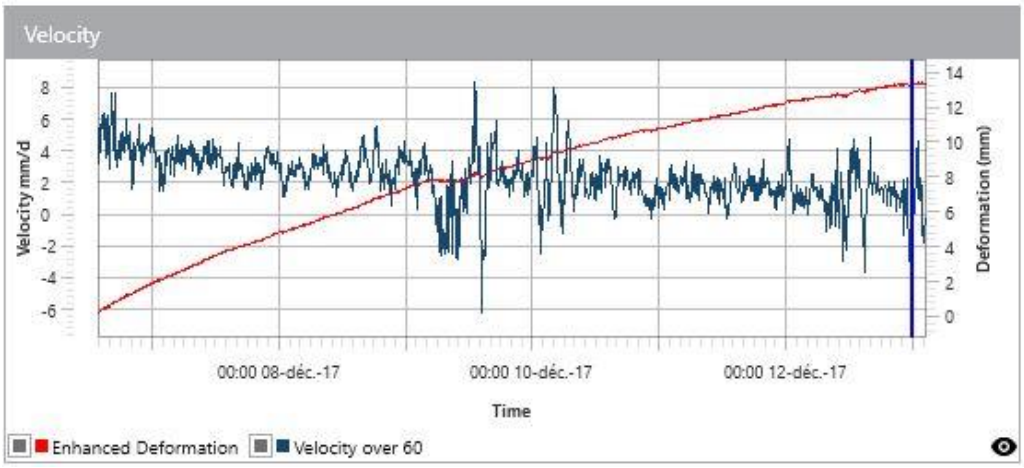


Figure 4.3 Deformation and velocity of the highwall

The highwall movement detected by SSR can be identified as real movement by analyzing certain parameters such as the coherence measurement and the atmospheric correction in the stable reference areas (SRAs) that were selected. In Figure 4.4, the area's coherence measurement is optimal because it is noise-free and has a linear trend. Figure 4.5 shows the atmospheric correction that takes into account the effect of temperature, pressure and humidity. It shows that the atmospheric refractivity curve of the radar weather station (WS) has a similar sinusoidal trend to

that of the SRAs and that their difference presents a horizontal trend with temporary peaks during the reference period. It can be concluded that the movement that was detected is real movement because the coherence and atmospheric correction are optimal. Recommendations on blasting were therefore required for future mining operations in the pit that would not cause the highwall to fail.

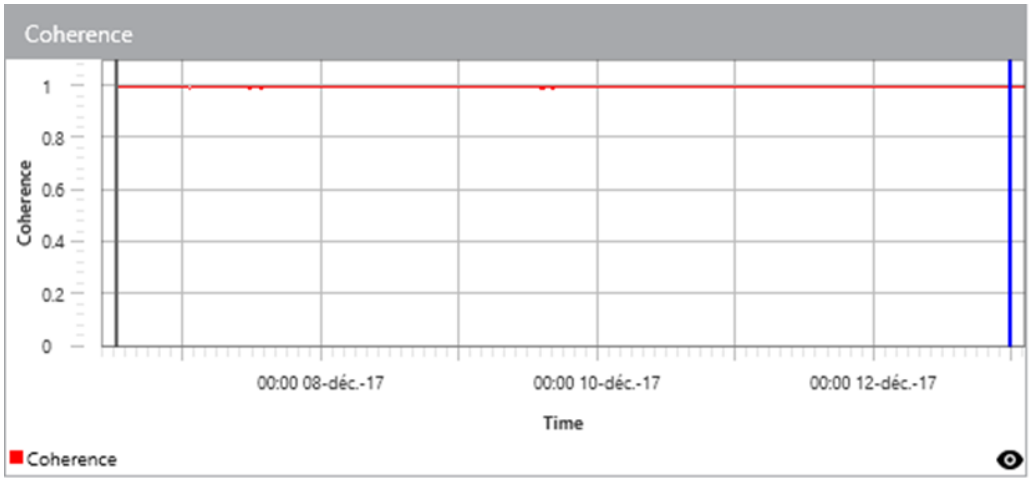


Figure 4.4 Coherence

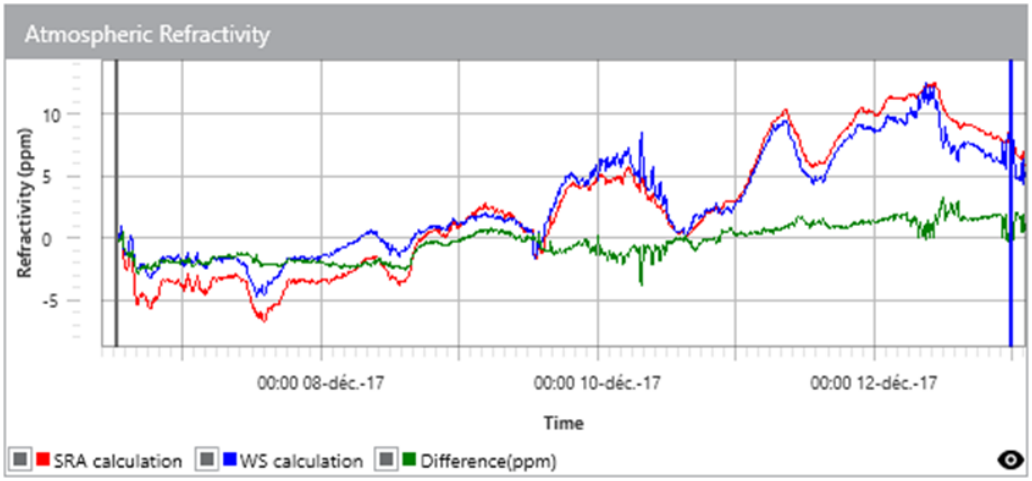


Figure 4.5 Atmospheric correction

4.4 Signature hole analysis

A signature hole (SH) operation was conducted to obtain georeferenced seismic records associated with known single charges in each of the lithologies present in the area. A series of 19 signature holes were positioned in the pit to cover all lithologies and the area adjacent to the highwall (Figure 4.6). When the SHs were bored, seismographs were installed to detect the waves transmitted by

detonating the single charges. Figures 4.7 and 4.8 show the location of some of the signature holes located at the foot of the highwall.

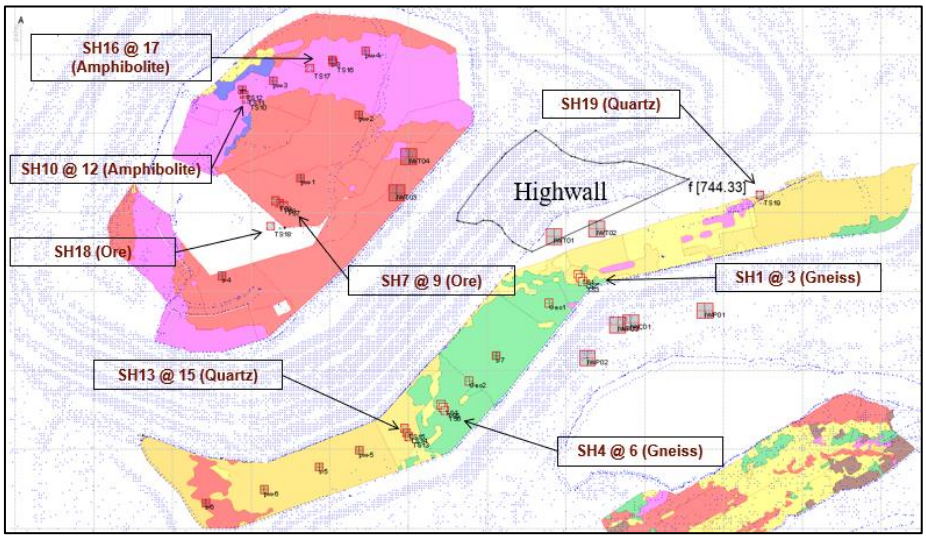


Figure 4.6 Plan view of the location of signature holes and seismographs

Figure 4.7 Location of signature holes in the pit

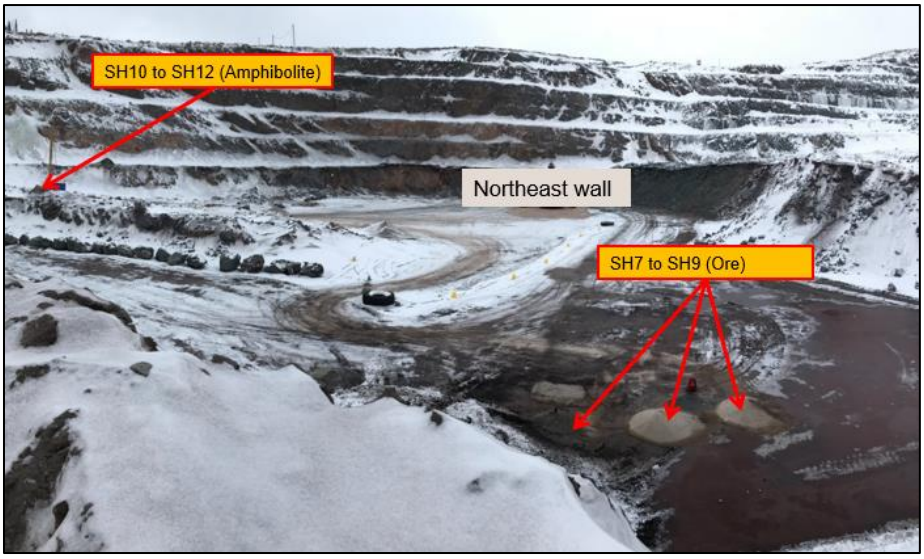


Figure 4.8 Location of signature holes in the pit

The design of the signature holes consisted of 127 mm (5 in) diameter holes with a depth of approximately 14 m (45.93 ft). The recording method used then made it possible to determine the wave propagation velocities (P-wave velocities) associated with the different lithologies studied. Figure 4.9 shows a plan view and a geological cross-section view of the pit with the different lithologies and associated P-wave propagation velocities.

Subsequently, the targeted area of operation was modelled with the I-Blast software in order to optimize the firing sequences to be used according to the different lithologies present. The analysis of the best delays between holes was done by scanning the best times between 0 and 30 milliseconds (ms) with 20 holes per row. For each of the lithologies, the delays between the holes with the lowest vibration levels during the signature hole analysis were chosen. The analysis of the best delays between rows was done by using the best delays in the selected holes, scanning between 0 and 300 ms in each of the lithologies with 10 rows/blast. The best delays for each of the lithologies are presented in Table 4.1.

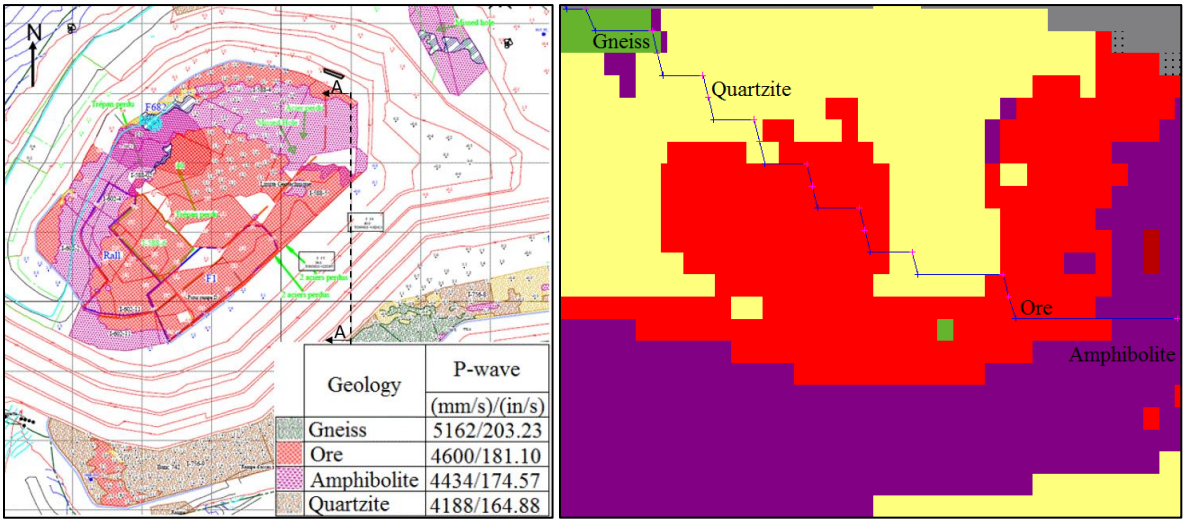


Figure 4.9 (a) Wave propagation velocities by lithology; (b) Cross-sectional view A-A

Table 4.1 Best delays selected

Geology	**Delays between holes (ms)**	**Delays between rows (ms)**
Gneiss	10	107, 117, 135, 135, 157, 185, 202, 226, 246, 260, 270 and above
	23	105, 124, 134, 156, 166, 179, 190, 201, 212, 224, 235, 248, 258, 270, 281, 293
Ore	12	12, 23, 110, 156, 173, 220, 251, 291
	23	104, 125, 153, 175, 185, 195, 205, 220, 240, 265, 295
Amphibolite	11	107, 118, 129, 140, 150, 162, 172, 184, 195, 206, 219, 230, 245, 265, 296
	16	109, 120, 131, 144, 154, 165, 177, 188, 199, 212, 223, 235, 266, 299
Quartzite	15	111, 123, 142, 170, 184, 199, 215, 229, 242, 258, 272, 294
	20	95, 172, 195, 195, 217, 227 and above

4.5 Critical peak particle velocity

The maximum peak particle velocity to be respected in order to avoid creating new fissures was determined using the following equation (Forsyth, 1993):

$$PPV_c = TV_P/E \qquad (4.1)$$

Where,

PPVc = critical peak particle velocity (mm/s) (in/s)

T = tensile strength (Mpa) (psi)

Vp = P-wave velocity (m/s) (ft/s)

E = Young's Modulus (GPa) (psi)

Using the previously calculated geomechanical properties and P-wave velocity values associated with quartzite, which is the highwall's lithology, it was possible to calculate a PPVc of 872.1 mm/s (34.33 in/s). According to the review by Singh and Narendrula (2004) of thirty years of literature by various researchers, the vibrations that cause significant damage in a competent rock mass are between 800 mm/s (31.50 in/s) and 1,500 mm/s (59.06 in/s). In order to avoid creating new fissures and propagating existing fissures, a value of 25% of the calculated PPVc was considered as a precautionary measure against the highwall's failure. The large quantities of material associated with the highwall, as well as the major economic impact of its failure, were the impetus behind this decision. A PPVc of 200 mm/s (7.87 in/s) was therefore chosen as the maximum peak particle velocity to be respected. The response of the rock mass to blasting was closely monitored with radar to confirm whether this limit was safe and whether it could possibly be increased.

4.6 Restrictions on blasting parameters

Restrictions on blasting parameters include maximum allowable charge weights per delay, maximum tonnage per blast and total blast duration. A linear relationship (in log-log space) between the peak particle velocity (PPV) and the scaled distance (SD) specific to the sector studied was developed using 39 seismic records collected during 11 separate blasting operations. It is given by the following equation:

$$PPV_c = 8{,}725\ (SD)^{-2.02} \qquad (4.2)$$

Where, PPV is the peak particle velocity (mm/s). The amplitude constant at a 99% confidence interval is 8,725, the attenuation constant is -2.02 and SD is the distance standardized by the square root of the maximum explosive charge ($m/kg^{0.5}$).

Figure 4.10 shows, in a log-log plane, the seismic data and the regression line. The correlation is 0.72 with the data used. This damping law must be continuously updated with seismic data acquired during future blasting.

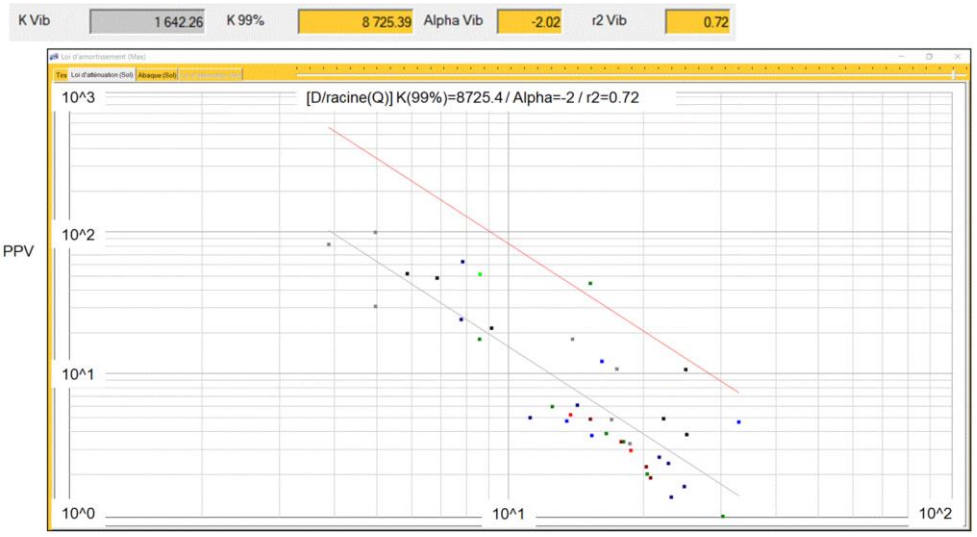


Figure 4.10 Linear regression of velocity (PPV) as a function of standardized distance (SD)

The defined site-specific vibration damping law and the critical peak particle velocity of 200 mm/s (7.87 in/s) were used to determine the maximum allowable explosive charges per delay based on the shortest distance between the edge of the monitored highwall and the nearest hole in the blasthole array. Figure 4.11 illustrates the maximum charges allowed as a function of distance from the unstable area. For example, 150 m (492.13 ft) or more from the monitored highwall, a maximum explosive charge of 535 kg (1,179. 5 lbs) per delay was allowed.

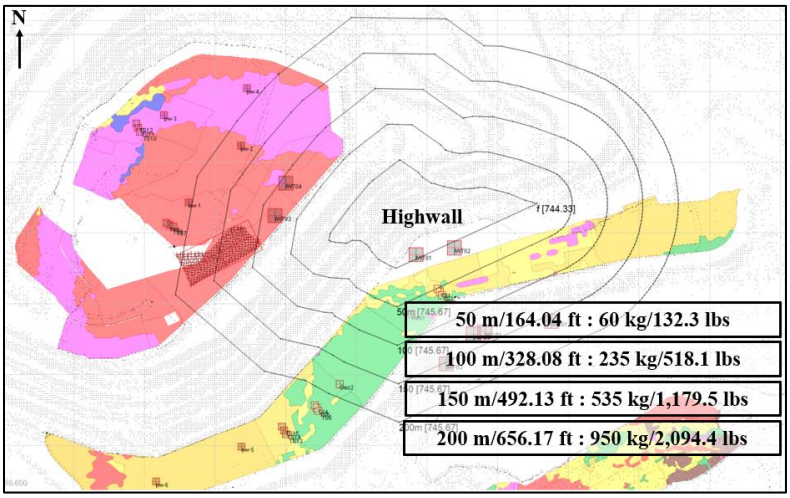


Figure 4.11 Maximum allowable charges per delay

The parameters of the site-specific damping law, the critical peak particle velocity, an average explosive density of 1.18 g/cc and a bench height of 14 m (45.93 ft) were used to determine the maximum charge length per delay as a function of the bore diameter (Table 4.2). For example, 200 m (656.17 ft) from the monitored highwall, the maximum charge length is 10.6 m (34.78 ft) when using a 311 mm (12.24 in) bore diameter. Tables 4.3 and 4.4 present the parameters used to determine the maximum tonnage per blast and the total blast duration. The total time per blast allowed was set at 2.5 s.

Table 4.2 Maximum allowable charge length (bold: single charge; italics: multiple charges)

Distance from the highwall		**Maximum charge/delay**		**Bore diameter (mm/in)**					
				114/4 ½		203/8		311/12 ¼	
(m)	(ft)	(kg)	(lbs)	(m)	(ft)	(m)	(ft)	(m)	(ft)
50	164.04	60	132.3	4.9	16.08	1.6	5.25	0.7	2.30
100	328.08	235	518.1	19.8	64.96	6.2	20.34	2.7	8.86
150	492.13	535	1,179.5	44.5	146.00	14.0	45.93	6.0	19.69
200	656.17	950	2,094.4	79.0	259.19	24.9	81.69	10.6	34.78

Table 4.3 Maximum tonnage per blast

Description	**Bore diameter (mm/in)**		
	114/4½	**203/8**	**311/12¼**
Collar (m)/(ft)	2.1/6.9	3.7/12.1	5.6/18.4
Hole depth (m)/(ft)	14.9/48.9	15.2/49.9	15.5/50.9
Expected explosive column height (m)/(ft)	12.8/42.0	11.5/37.7	9.9/32.5
Amount of explosive per hole (kg)/(lbs)	154.7/341.1	441.0/972.2	887.6/1,956.8
Average burden (m)/(ft)	3.15/10.3	5.30/17.4	7.50/24.6
Average spacing (m)/(ft)	3.15/10.3	5.30/17.4	7.50/24.6
Average surface area/hole (m^2)/(ft^2)	10/107.6	28/301.4	56/602.8
Average volume/hole (m^3)/(yd^3)	139/181.8	393/514.0	788/1,030.7
Powder factor (kg/m^3)/(lbs/yd^3)	1.11/1.87	1.12/1.89	1.13/1.90
Density (g/cm^3)	3.5	3.5	3.5
Tonnage (t/hole)/(US t/hole)	486/536	1,376/1,517	2,756/3,038
Max. tonnage per blast (t)/(US t)	**97,241/107,190**	**275,282/303,446**	**385,875/425,354**

Table 4.4 Maximum tonnage per blast (suite)

Description	**Bore diameter (mm/in)**		
	114/4½	**203/8**	**311/12¼**
Theoretical number of holes per row (units)	25	25	20
Max. theoretical number of rows (units)	8	8	7
Max. number of holes per blast (units)	200	200	140
Delay between rows (+/-22-30 ms/m) (+/-6.7-9.1 ms/ft)	95	159	225
Delay between holes (+/-12-15 ms/hole)	12	12	12
Approximate total time (ms)	950	1,401	1,578

4.7 Response of the rock mass to blasting

Radar was in place to monitor the risk of highwall failure during continued mining operations. The assessment of the response of the rock mass to blasting makes it possible to determine the performance of the blasting mitigation measures that were used. It was carried out by using two parameters the radar provided after each blast: the alarm threshold and the stabilization time of the highwall deformation.

First, alarm thresholds were set and an intervention plan following radar alarms was implemented as part of controlling the highwall instability risk. The current deformation rate of the highwall was used as the reference velocity. It corresponds to the green alarm, indicating a normal continuation of mining operations. Any increase of 25% corresponds to the yellow alarm, resulting in increased geotechnical inspections and preparation for pit evacuation. Any increase of 50% corresponds to the orange alarm, resulting in the evacuation of the pit. Any increase of 75% corresponds to the red alarm, resulting in the pit being closed until the slope is stable again.

Figure 4.12 shows the velocities and deformations of the highwall after some blasting (A, B, C and D) in the pit and Table 4.5 summarizes the results related to the post-blast movement.

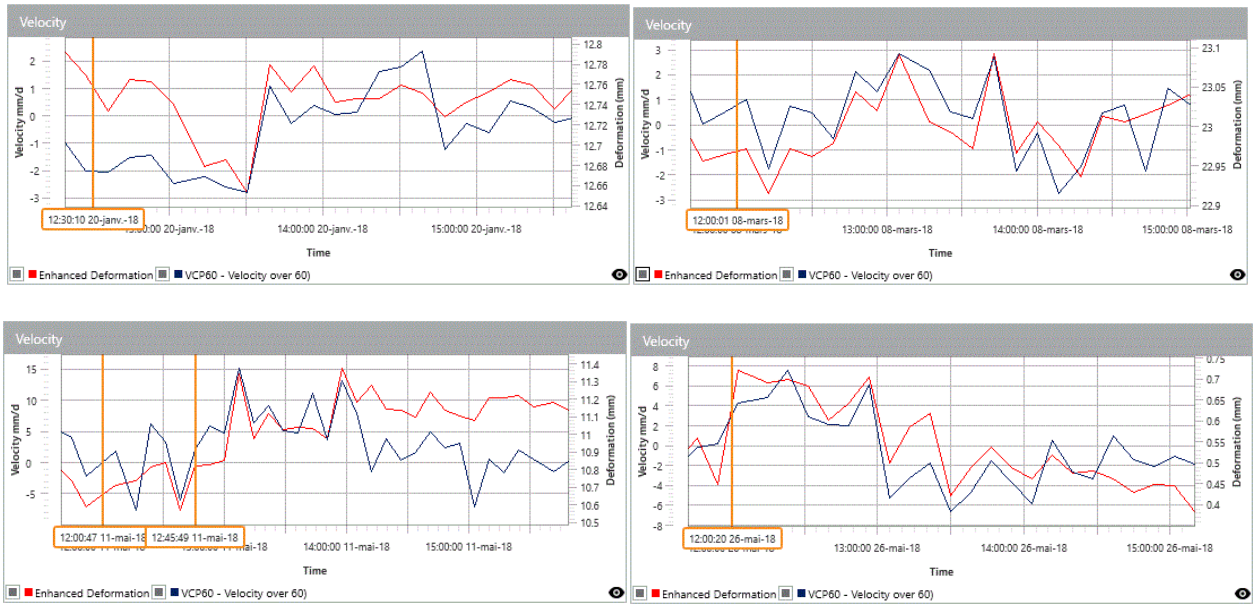


Figure 4.12 Velocities and deformations of the highwall (blast A: top left; blast B: top right; blast C: bottom left; blast D: bottom right)

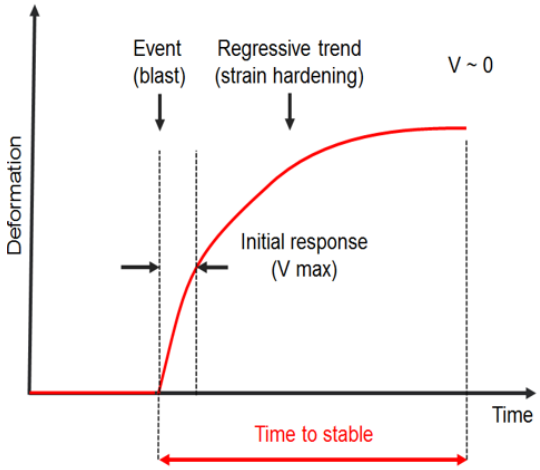
Table 4.5 Highwall velocities and alarm thresholds

Blast	**Reference velocity (mm/d)/(in/d)**	**Alarm thresholds (mm/d) (in/d)**			**Maximum post-blast velocity (mm/d) (in/d)**
		Yellow	**Orange**	**Red**	
A	-0.8/-0.03	-0.6/-0.02	-0.4/-0.02	-0.2/-0.01	2.4/0.09
B	0.8/0.03	1.0/0.04	1.2/0.05	1.4/0.06	2.8/0.11
C	4.1/0.16	5.1/0.20	6.1/0.24	7.1/0.28	15.1/0.59
D	-2.1/-0.08	-1.5/-0.06	-1.0/-0.04	-0.5/0.02	7.6/0.30

The maximum post-blast movement of the highwall varied from 2.4 mm/day (0.09 in/day) to 15.1 mm/day (0.59 in/day). Figure 4.12 shows that the velocities become almost constant again after blasting. This attests to the absence of an acceleration in the highwall's movement. In all cases, the red alarm threshold was exceeded after blasting. This resulted in keeping the pit closed after blasting until the stability of the highwall was restored.

Second, the post-blast stabilization time was evaluated for each blast. It corresponds to the time between the moment of blasting and the moment when the deformation becomes constant again. In order to assess blast damage to the rock mass, a scale was established based on the post-blast

stabilization time of the rock mass deformation (Figure 4.13). For example, when the post-blast stabilization time of the rock mass deformation is between 6 and 12 hours, the damage to the rock mass from blasting is moderate.



Legend	
Time to stable	Damage rating
< 3 hours	Insignificant
3 to 6 hours	Low
6 to 12 hours	Moderate
12 to 24 hours	Significant
24 hours	Very significant

Figure 4.13 Scale of blasting damage (GroundProbe, 2018)

Figure 4.12 shows the temporal changes in highwall deformations after blasting at the mine site, and Table 4.6 summarizes the results. The amplitude of the highwall deformations remained mainly within a range of 0.1 mm (0.004 in) to 0.8 mm (0.03 in). The highwall's stabilization time was less than three hours for all blasting operations. Figure 4.12 shows that in less than three hours, the deformations are almost constant. The impact of blasting on the rock mass was insignificant. This was confirmed by geotechnical inspections carried out in the field after each blast. Signs of the highwall's destabilization were not observed during these inspections and resumption of work at the bottom of the pit was possible three hours after blasting.

Table 4.6 Post-blast stabilization time

Blast	**Stabilization time (h)**
A	<3
B	<3
C	<3
D	<3

4.8 Conclusion

A risk of multiple bench failures in an open pit mine was detected by radar following blasting at the foot of its highwall. The blasting mitigation measures that were implemented and the assessment of the rock mass response to each individual blast allowed mining to continue without causing the highwall to fail. Controlling the impact of blast vibration on the highwall's stability was successful because blasting did not accelerate the highwall's movement. No upward trend in the stabilization time of the rock mass was observed by the SSR after each blast. Post-blast geotechnical inspections and the analysis of post-blast highwall deformations also did not reveal significant highwall damage as a direct consequence of the production blasting that was carried out at the mine site.

4.9 Acknowledgements

The authors would like to thank ArcelorMittal Mining Canada and BBA for their support of this project.

4.10 References

Forsyth, W.W., 1993, "A Discussion of Blast-Induced Overbreak in Underground Excavations", Rock Fragmentation by Blasting, Rossmanith (ed), pp. 161-166.

GroundProbe, 2018, "Deformation Analysis Report: Rock Mass Response to Blasting".

Noon, D., 2003, "Slope Stability Radar for Monitoring Mine Walls", Mining Risk Management Conference, Sydney, NSW, pp. 1-12.

Read, J., and Stacey, P. (Eds.), 2009, "Guidelines for Open pit Slope Design", Collingwood, Australia: CSIRO Publishing.

Singh, S.P., and Narendrula, R., 2004, "Assessment and Prediction of Rock Mass Damage by Blast Vibrations", Mine Planning and Equipment Selection, Hardygóra, Paszkowska and Sikora (ed), pp. 317- 322.

Wyllie, D.C., and Mah, C.W., 2004, "Rock Slope Engineering: Civil and Mining", 4th ed. Spon Press, London, New York, 432 pp.

4.11 Discussion

Cette section porte sur la discussion relative au chapitre 4 qui n'est pas contenu dans l'article.

Il ressort de l'étude réalisée que les dynamitages peuvent occasionner des mouvements de pente de grande ampleur qui nécessitent la mise en place des mesures de mitigation des dynamitages pour la poursuite sécuritaire des opérations minières. Dans le cas de la haute pente de la fosse Irène, les valeurs de la vitesse de propagation des vibrations, de la vitesse particulaire maximale critique, des délais entre les trous et les rangées, de la charge explosive maximale par délai en fonction de la distance à la pente, du tonnage maximal et de la durée totale d'un dynamitage ont été déterminées à cet effet.

Il a été démontré que la collecte de la vitesse de propagation des ondes à travers une campagne des trous signature est nécessaire pour la gestion du risque d'instabilité d'une pente. Dans le cas de la fosse Irène, elle a varié de 4188 mm/s dans le Quartzite à 5162 mm/s dans le Gneiss. Ainsi, le réseau de fractures est plus dense dans le Quartzite, car plus le réseau de fractures est dense, plus la vitesse de propagation de l'onde est lente. La vitesse particulaire maximale critique a été limitée à 200 mm/s bien que l'impact insignifiant des différents dynamitages sur la pente offrît l'opportunité de l'augmenter graduellement. Le maintien de cette valeur conservatrice était justifié pour les raisons suivantes :

- Elle représente une valeur de 25 % de la valeur de PPVc calculée. Elle a été considérée comme une mesure de précaution contre la rupture de la pente en considérant la plage définie par les niveaux de vibrations pouvant causer des dommages significatifs dans un massif rocheux compétent tels que définis par Singh et Narendrula (2004) ;
- Le réseau de fractures plus dense dans le Quartzite qui constitue la principale lithologie de la pente instable. Ceci a été attesté par les valeurs de la vitesse de propagation des ondes obtenues lors de la campagne de trous signature ;
- Les variables utilisées (module de Young et résistance en compression) ont été déterminées dans des conditions statiques. Les données statiques sont inférieures à celles dynamiques qui correspondent à la réaction de la roche soumise à des ondes de contrainte dynamiques provenant du dynamitage. Le module élastique dynamique peut être supérieur de 15 % et 50 % à celui élastique (Fleetwood, 2009).

- La considération par l'équipe managériale des conséquences sociales, de sécurité, économiques, environnementales et règlementaires qu'occasionnerait la rupture d'une pente de cette envergure à la suite d'un dynamitage.

Il a été démontré que la modélisation avec le logiciel I-Blast a été cruciale pour l'optimisation des séquences des tirs dans chacune des lithologies. En effet, elle a permis de prédire de manière optimale les délais entre les trous, les délais entre les rangées et les PPV associées à chaque dynamitage en respectant la PPVc.

Les différents niveaux d'alarmes à fixer sont primordiaux lors de la surveillance des pentes minières avec le radar. Premièrement, ils nécessitent une meilleure compréhension du comportement de déformation du secteur surveillé pour éviter de fausses alarmes qui occasionnent des pertes économiques relatives aux arrêts des opérations minières. Deuxièmement, l'établissement d'un plan d'intervention avec une répartition des responsabilités sur les actions à prendre en fonction des niveaux d'alarmes est requis pour une meilleure gestion du risque d'instabilité des pentes. Différents plans d'intervention sont présentés dans la littérature (Read et Stacey, 2009 ; Chapin et al., 2020 ; Shellam, 2020). Cependant, ils se diffèrent les uns des autres, car un plan d'intervention nécessite que les seuils de déclenchement des interventions soient applicables au mécanisme de rupture surveillé et dépend des niveaux hiérarchiques impliqués et qui sont spécifiques à chaque compagnie. La figure 8.4 présente le plan d'intervention qui a été développé et appliqué à la fosse Irène. On peut y observer que selon que la vitesse de déformation augmente de 25 % à 75 %, il y a des actions à prendre et la décision de reprise des opérations minières implique plusieurs intervenants de différents niveaux hiérarchiques jusqu'au directeur général. Par exemple, lorsque les vitesses de déformations de la pente augmentent de 50 %, le chef de section évacue le personnel et les équipements du secteur à risque pour les prochaines 24 heures en accord avec le chef de service, les directeurs de la mine et le directeur des services techniques. Ces derniers autorisent la reprise des opérations lorsque les vitesses de déformations redeviennent normales.

L'évaluation de l'impact des dynamitages sur la stabilité de la pente a été réalisée en se servant de l'échelle des dommages des dynamitages en fonction du temps de retour à la constance de la déformation d'un massif rocheux. Comme mentionné précédemment, cette échelle nécessite une approche itérative et elle devrait être considérée comme spécifique à chaque projet.

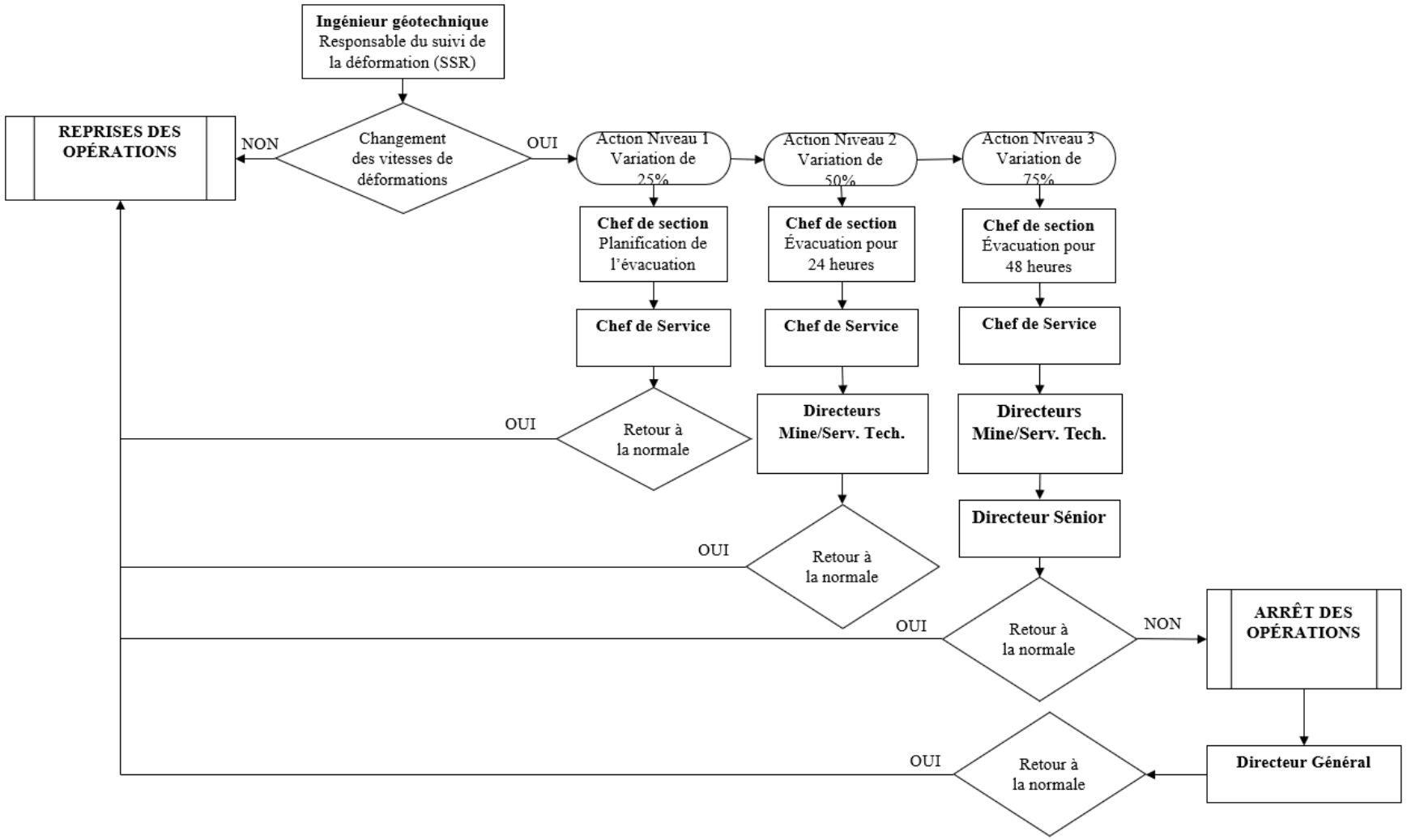


Figure 4.14 Plan d'intervention appliqué à la fosse Irène

CHAPITRE 5 ARTICLE 3 NUMERICAL BACK-ANALYSIS OF HIGHWALL INSTABILITY IN AN OPEN PIT: A CASE STUDY

Auteurs: Joseph Kabuya Mukendi, Richard Simon, Joe Carvalho, David Haviland

Article publié le 12 mai 2020 à International Symposium on Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering (Slope Stability 2020).

5.1 Abstract

In this paper, a numerical modelling study to back analyse a highwall instability event in an open pit has been completed. The unstable highwall was over 125 m high and 200 m wide. The overall slope angle was 44°. The highwall instability was detected by slope stability radar and resulted in a multi-bench failure consisting of approximately 3,000,000 t of rock. This highwall's failure provided the opportunity to develop an understanding of the mechanisms and key sensitivities involved with a failure of this magnitude. Using a combination of pre- and post-failure pit scans, the failure scarp was approximated and numerical models were developed and calibrated to simulate the event using SLIDE3 as the primary tool. The first model simulated isotropic rock mass strengths, without incorporation of directional weakness along the predominant orientations of discontinuities. We introduced successively directionally-dependent strength of the jointed rock mass and elevation-dependent foliation dip to confirm the failure surface. Once the failure surface was confirmed, the strength of the structures was reduced, and groundwater pressures were introduced to reach a Factor of Safety approaching the critical target of 1.0. To effectively simulate the highwall's failure, the sub-horizontal joint set was weakened to initiate toe breakout. Subsequently, a section through the failure mass was analysed using RS2 finite element modelling software to explore the possibility of failure mechanisms not simulated in SLIDE3's limit equilibrium calculation. While similar Factors of Safety (or shear strength reduction factors) were produced in the calibrated RS2 and SLIDE3 models using similar inputs assumptions, the significant differences in the two approaches must be considered. While significant uncertainties and opportunities for further study exist, the results of this simple calibration study were judged to reproduce the observed failure mechanism satisfactorily and may be referenced for future geotechnical design analyses for the open pit studied and other pits at the mine site where similar geotechnical conditions or features exist. The back-analysis highlights that understanding the

geological variability associated with complex structural environments requires an excellent understanding of the orebody genesis and the regional geologic environment. Local orientations of discontinuity sets can have a significant effect on slope design and are often difficult to predict. The structural sets can be broadly defined but sensitivity analyses on the critical structural orientations should be completed, and continuously monitored as more data become available and during the mine development.

5.2 Introduction

The design of mining slopes is dictated by the behaviour of the rock mass which depends on its mechanical properties. However, it is very difficult to directly determine the mechanical properties of rocks at a scale applicable to slope design because the in situ tests are difficult to perform and are expensive. The retro-analysis of a slope failure occurring can then be used as an alternative solution (Coggan et al. 1998; Duncan & Wright 2005; Martin & Carew 1986; Wyllie & Mah 2004). The objectives of the back-analysis are to investigate the underlying mechanisms and rock mass conditions which led to the instability of the slope and to calibrate a set of modelling inputs (rock mass mechanical parameters) which reproduce the observed failure mechanism. The calibrated model should produce a Factor of Safety (FoS) approaching the critical target of 1.0 while matching the observed extents of deformation/failure and the controlling mechanisms of the instability. Where measured slope deformation is tied to known physical changes (e.g. stages of mining advance, groundwater fluctuations, seismic events), simulated deformation magnitudes may also be calibrated in an appropriate numerical model. The results of the calibration can then be used for establishing remediation design or may be referenced, where relevant, in future engineering design analyses where similar conditions exist.

In this paper, we carry out a numerical modelling study to back-analyse a highwall instability event which occurred in an open pit in Canada. The unstable highwall was over 125 m high and 200 m wide. The overall slope angle was 44°. This highwall's failure provided the opportunity to develop an understanding of the mechanisms and key sensitivities involved with failure of this magnitude. The instability in the open pit studied was identified in 2017 in the southeast highwall, consisting predominantly of a mass of foliated quartzite (QR) bounded by contacts with a more competent iron formation (IF) exposed on the pit wall. Photographs (such as Figure 5.1) show that a series of single to double bench scale wedge failures had developed on or near these QR-IF contacts prior

to the main failure event, indicative of the low strength and unfavourable orientation of these structures (QR foliation and QR-IF contacts) relative to the pit wall. Kabuya & Henriquez (2017) completed a review of the instability in late 2017 and issued a memorandum summarising their findings, in which recommendations were made for engineering controls to limit the impact of a potential highwall failure. These controls included increased slope monitoring which incorporated movement trigger warnings and conducting a slope stability assessment prior to continuation of mining beneath the toe of the failure. In July 2018, the initial instability progressed into a multi-bench failure containing an estimated 3,000,000 t of rock, becoming one of the most significant instability events to have occurred at the mine site (see Figure 5.1b for post-failure photograph).

(a) (b)

Figure 5.1 Southeast highwall: (a) Pre-failure (2018-07-02); (b) Post-Failure (2018-07-05)

A GroundProbe slope stability radar detected the slope acceleration exceeding trigger warning levels prior to the ultimate collapse, including detection of a smaller failure preceding the main event along the eastern boundary on 4 July. The radar monitoring system and trigger warning levels set by the mine were thus considered to be effective for their purpose, having provided sufficient warning of the imminent collapse to allow for the evacuation of personnel and equipment from the area.

The next sections present the back-analysis methodology and tools; modelling inputs and assumptions; and a summary and discussion of the modelling results.

5.3 Back-analysis methodology

Our approach to back-analysing the highwall instability involved three steps:

1. **Step 1:** Base case modelling. Base case stability models were developed using SLIDE3 3D limit equilibrium slope stability analysis program (Rocscience Inc. 2019a). Computerised limit equilibrium methods are widely used in the mining industry for slope stability analysis, often favoured for their advantages of relatively straightforward model development and rapid computation times. However, limitations and inherent assumptions of the limit equilibrium method must be considered (discussion around the applicability of the limit equilibrium method to this highwall instability event is provided below). Inputs to the base models represented an estimate of the geomechanical and hydrogeological conditions relevant to the instability based on prior characterisation and data collection. The results of the base models were reviewed critically against the characteristics of the observed instability, to guide the iterative calibration which would follow.

2. **Step 2:** Iterative calibration of the base case model to reproduce the observed failure characteristics. Calibration was performed by incrementally adjusting modelling inputs within reasonable limits until a satisfactory replication of the observed failure conditions was achieved. Parameters to be adjusted in calibration were selected using our judgement, considering uncertainty (well-defined parameters were not targeted for calibration) as well as the intended calibration effect on stability and failure mechanisms.

3. **Step 3:** Finite element back-analysis modelling. A 2D section through the failure mass was also analysed in Rocscience's RS2 (Rocscience Inc. 2019b) finite element modelling software. Although the 2D section represents a simplification of the geometry of the pit, the failure mass, and relevant geological formations, the finite element simulation allows for a more complete analysis of the deformation mechanisms likely involved in the failure than the 3D limit equilibrium model, including elastoplastic rock mass response and yielding or separation of discrete joints within, surrounding, and bounding the failure (Jing 2003; Stead et al. 2006). The purpose of modelling in RS2 was to verify the results of SLIDE3, though the significant geometric differences between the 2D and 3D models must be considered. Comparison of geometrically equivalent 3D finite element and limit

equilibrium models would have been more informative, but the development of a 3D finite element model was not feasible within the time constraints of this study.

Rocscience's SLIDE3 3D limit equilibrium slope stability analysis program was selected as the primary tool for back-analysing the open pit highwall failure. 3D limit equilibrium analysis (in comparison to 2D) allows for the full incorporation of the complex geology and geometry of the pit wall, as well as the true relative orientations of structural features and weak planes contributing to the failure. As indicated above, the development of limit equilibrium models is relatively straightforward in comparison to other 3D modelling methods, in large part because discretisation (meshing) of the slope and rock mass is not required. Although widely used for the analysis of mine slopes, the limit equilibrium computation itself is a simplification of more rigorous stress-deformation modelling approaches which perform more complete simulation of the physical behaviour of the rock mass. In this case, the geometry of the highwall failure mass, which was situated on a convex "nose" of the pit wall and should have thus experienced minimal lateral confining stress, was considered relatively amenable to the simplified limit equilibrium analysis. In contrast, failure of a tightly concave highwall would be more strongly influenced by lateral confinement and may be better represented by 3D stress-deformation modelling (Martin & Stacey 2018), though this would result in more time-consuming model development.

5.4 Base modelling inputs

Data sources and assumptions in the preparation of the base (pre-calibration) modelling inputs for the highwall failure back-analysis are presented in this section. As part of the calibration process, some of these inputs were subsequently modified to better simulate the observed failure characteristics.

5.4.1 Open pit geometry and mining sequence

A series of 3D topography surfaces representative of the highwall geometry at the time of failure as well as the progression of mining leading from a stable to an unstable state were used in the numerical back-analysis. The following surfaces were modelled:

- 2015-12-01 topography surface: Pit floor at 686 m elevation in the area of the highwall instability.

- 2017-01-01 topography surface: Pit floor at 644 m elevation in the area of the highwall instability.
- 2018-07-05 topography surface: High-resolution topography scan immediately prior to the main failure event. Pit floor at 623 m elevation in the area of the highwall instability.

In RS2, to simulate the stress path from a pre-mining state to the conditions immediately preceding the failure, a topography surface representing the pre-mining terrain was also included. In both SLIDE3 and RS2, the post-failure high-resolution topography scan was referenced as an indication of the failure extents in the upper portion of the slope, where a well-defined failure scarp is exposed.

5.4.2 Geological model

The mine geological block model was used as the basis for developing 3D geology solids to be used for back-analysis modelling. The 3D geology solids developed were compared with a series of sections through the area relevant to the instability event and were found to be in close agreement. These 3D solids files were clipped to the area of interest for SLIDE3 import and sectioned for use in RS2. Figure 5.2 depicts the geometrical model (2018-07-05 topography surface) including the geological model used in the initial iteration of the base case model. Five rock lithological units are present in the southeast area of the open pit studied: QR, IF, amphibolite (AMP), gneiss (GN) and quartz rock mica schist (QRMS).

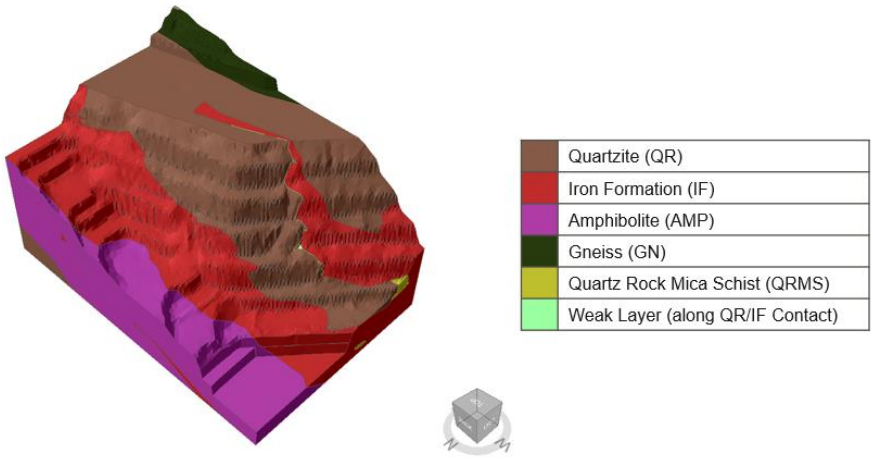


Figure 5.2 Geometrical model including the geological model

5.4.3 Geotechnical model

A previous geotechnical characterisation for the open pit (Piteau Associates Engineering Ltd 2016), as well as data presented in Kabuya & Henriquez (2017) specific to the highwall failure location, have been used for the development of base case material parameters for back-analysis modelling. The above reports were reviewed to determine the geotechnical parameter inputs most relevant to back-analysis study. The following sections provide discussion around the sources and derivation of the base case modelling input parameters for the SLIDE3 and RS2 models.

5.4.3.1 Rock mass strength

Base case rock mass strength and quality parameters for the various rock units have been sourced from reported 35th percentile strength parameters used for 2D limit equilibrium analyses by Piteau Associates Engineering Ltd (2016), presented in Table 5.1. The strength of all rock units has been approximated by fitting the modified Hoek–Brown failure criterion (Hoek et al. 2002). The properties presented in Table 5.1 were used as the input parameters for the base case finite element and limit equilibrium numerical models.

For simplicity, initial models were run considering the above rock mass strengths as isotropic, without incorporating potential variation in directional strength due to predominant orientations of joints or foliation. Anisotropic strengths were considered in subsequent model runs, whether implicitly in the modelled rock mass strength, explicitly in the form of specific defined joints or weak surfaces, or both. The base case model rock mass strengths incorporated a disturbance factor (D) of 0.7 representative of “good” blasting control (Hoek et al. 2002). Site photographs from the area of the failure indicate well-controlled blasting likely resulting in only modest rock mass damage (“half barrels” from perimeter trim blastholes are visible on the final walls). However, stress relief can be expected to contribute to disturbance, particularly given the convex slope geometry in the area of the failure. The disturbance factor of 0.7 thus considered appropriate and was applied to the entire slope/rock mass, given its limited extent beyond the area of interest. Based on the observed failure extents, it is likely that the entirety of the failure mass (at least) was affected to some degree by stress relief prior to instability.

Table 5.1 Hoek–Brown rock mass strength parameters

Lithology	Unit weight (kg/m^3)	Intact rock strength (MPa)	RMR_{76}/GSI	Mi
Amphibolite	3,066	93	71	11
Gneiss	2,835	56	65	23
Iron formation	3,583	150	73	25
Quartzite	2,651	258	78	33
Quartz rock mica schist	2,674	113	70	12

5.4.3.2 Orientations of discontinuities

Kabuya & Henriquez (2017) provided more specific commentary on the structural interpretation of the immediate area of highwall instability. The structural data were collected from photogrammetry mapping of the unstable highwall. Figure 5.3 presents a stereonet representative of the discontinuity sets and orientations. Discontinuities along foliation in the region of the failure are typically moderately to steeply dipping with strike near-parallel to northwest-facing pit wall (FL-1B, FL-1C, and FL-1A). Cross joints oriented orthogonally to the foliation are also present (JN Set 1A/1B, BD-1). Photos in Kabuya & Henriquez (2017) indicate that the dip of the foliation may flatten and become progressively shallower with increasing pit depth in the immediate area of the failure, which was investigated further in model calibration.

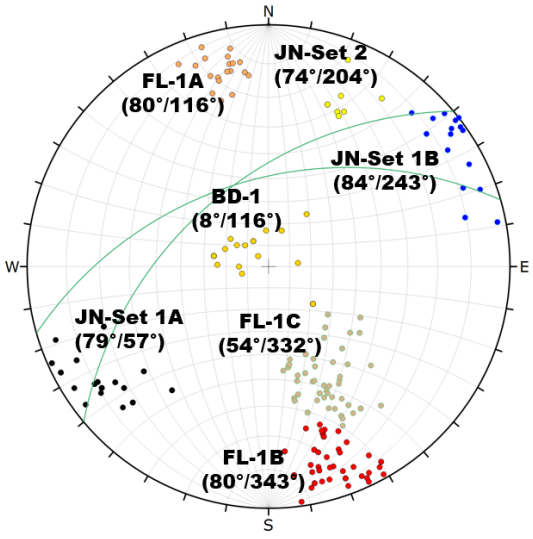


Figure 5.3 Structural interpretations of the southeast region of the open pit (Kabuya & Henriquez 2017)

5.4.3.3 Shear strength along discontinuities

Anisotropic shear strengths assumed for faults, joints and bedding joints (discontinuities along foliation) which were used in prior 2D limit equilibrium analyses for the mine were summarised by Piteau Associates Engineering Ltd (2016). These strengths represent a blending of the estimated rock mass strengths (as described in 5.4.3.1) and discontinuity strengths from laboratory direct shear testing. The blending of strengths is justified on the basis that a slip surface–even when aligned in the general orientation of joints or foliation–is unlikely to exploit interconnected discontinuities along its entire surface area. The shear surface must "bridge" through portions of the rock mass. For back-analysis modelling of the highwall failure, where photos have indicated highly persistent foliation discontinuities, strengths based on 5% rock bridging have been assumed for the orientations of bedding joints and other joints in base case models. These strength parameters are summarised in Table 5.2 for discontinuities in AMP, IF, and QR. No faults are expected to have influenced the highwall failure to our knowledge, however, the ostensibly weak geological contact between QR and IF which formed a large portion of the failure surface was assigned reduced strength parameters associated with QR faults and 5% rock bridging (refer to Table 5.2) for base case modelling.

Table 5.2 Mohr–Coulomb shear strength based on lithology and discontinuity type (5% rock bridging adapted from Piteau Associates Engineering Ltd 2016)

Lithology	**Discontinuity type**	**Cohesion (kPa)**	**Friction angle (º)**	**Residual cohesion (kPa)**	**Residual friction angle (º)**
Amphibolite	Fault	-	22.6	-	18.0
	Bedding joint (foliation)	128	33.6	0	27.0
	Joint	-	39.1	-	33.0
Iron formation	Fault	-	24.3	-	20.0
	Bedding joint (foliation)	154	35.0	0	29.0
	Joint	-	40.3	-	34.0
Quarzite	Fault	-	25.4	-	20.0
	Bedding joint (foliation)	283	35.9	0	30.0
	Joint	-	41.1	-	34.0

Residual strength parameters for use in RS2 models were based on the ratio of residual strength to peak strength in direct shear test results (35th percentile summary) reported by Piteau Associates Engineering Ltd (2016). A ratio of 0.79 was indicated from the 35th percentile direct shear tests from all rock units, which was approximately matched in the residual friction angles listed below, rounded to the nearest whole number. Residual cohesion was assumed to decrease to zero.

5.4.4 Hydrogeological model

Two piezometers are located in the vicinity of the highwall failure but are far enough away that they do not effectively directly track the groundwater conditions within the failure mass and along its bounding surfaces. Readings taken from piezometers between 15 September 2015 and 5 September 2018 show significant fluctuation in groundwater levels, with the peak measurements indicating groundwater levels essentially even with ground surface at the piezometer locations. Closer to the failure, groundwater conditions will be significantly affected by drainage into the pit. A photo (Figure 5.4a) shows ice formation on the pit walls surrounding the mass that eventually failed. Interestingly, though ice formation is evident on both sides of the failure, there appears to be minimal drainage through the failure mass itself. While judging groundwater conditions based on observed drainage on the slope surface is highly uncertain, the lack of drainage through the failure mass may be interpreted as a result of the groundwater flow encountering conductive features around the perimeter of the failure. While this suggests that much of the failure mass itself may be dry, pore pressure along bounding features and near the toe of the failure may still have contributed to the instability. An additional photo presented in Figure 5.4b, taken on 1 July 2018, shows the post-thaw conditions of the slope. Dark colouration on the rock mass suggests the presence of groundwater surrounding the failure mass extending to the crest of the slope while the failure mass itself is mostly dry, consistent with the interpretation of Figure 5.4a.

Base case models in SLIDE3 and RS2 were initially generated with dry groundwater conditions (i.e. no groundwater table). Considering the discussion above, later model iterations incorporated groundwater pressures in the bounding QR-IF contact and the QR and IF rock mass at the toe of the failure mass.

(a) (b)

Figure 5.4 (a) Ice formation due to groundwater drainage surrounding the failure mass; (b) Post-thaw conditions of the slope surrounding the failure mass

5.4.5 Data from slope stability radar

Following the identification of the instability risk in the open pit but prior to the highwall failure event, slope movement monitoring was established in the area of concern using a GroundProbe SSR (slope stability radar) unit. The purpose of the radar was to track the movement of the slope and to provide warning of any acceleration which could indicate imminent failure. For the purposes of this back-analysis study, the data collected by the radar system and summarised in GroundProbe (2018) were reviewed for potential insight into the progression, extents, and mechanism of the failure. According to the summary by GroundProbe, the SSR system detected a period of zero deformation between 17 and 20 May, followed by linear, stable creeping behaviour in the region of concern between 20 May and 30 June 2018. GroundProbe's back-analysis concluded that 30 June marked the onset of progressive failure, which continued until the eventual multi-bench failure at 16:40 on 5 July 2018 (Figure 6.5). Trends were analysed for pixel (63,16) which exhibited the highest deformation and velocity magnitudes. The pixel (63,16) size is 4.20 x 4.13 m. Accumulated deformation reached 253 mm prior to the failure, velocity increased from ±0.25 mm/h to ±8 mm/h, and inverse velocity decreased from ± 4.0 h/mm up to ±0.125 h/mm (GroundProbe 2018). Figure 5.6 shows the slope movement data collected by the radar system just prior to the main failure event on 5 July.

As the GroundProbe radar monitors only surface displacement, it cannot determine the depth of the failure surface into the wall. Photos taken after the failure incident as well as sections comparing the geological model and post-failure 3D scan suggest that a large portion of the upper slip surface corresponds with the contact between the QR failure mass and the underlying IF. Lateral and vertical extents of the failure can be interpreted from the GroundProbe data, which indicate the failure mass was constrained by the QR/IF contact or weakened rock near the contact on the west, and also on a portion of its eastern extents. The 4 July small wedge failure occurred along the eastern QR/IF contact.

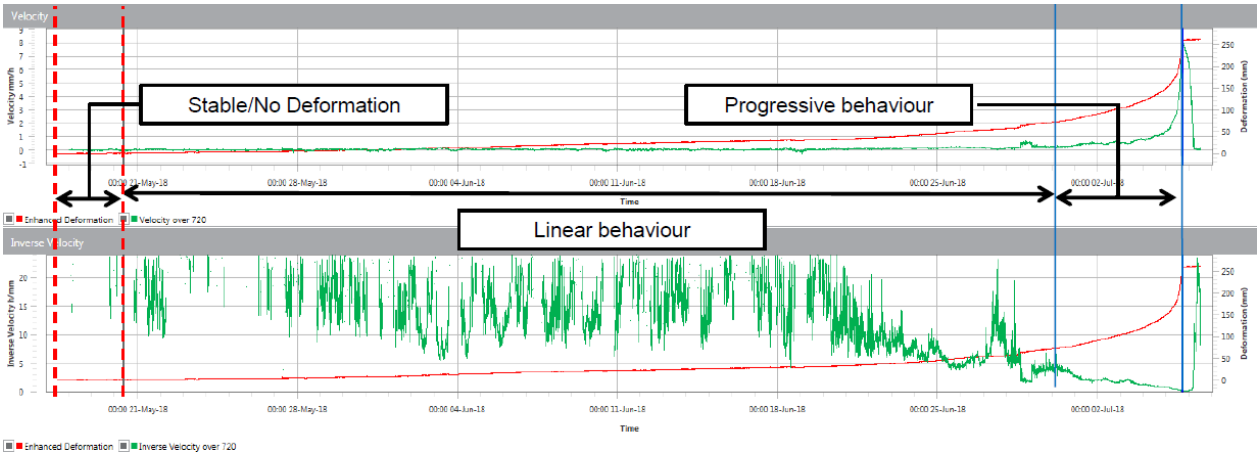


Figure 5.5 Sequence of highwall behaviour (GroundProbe 2018)

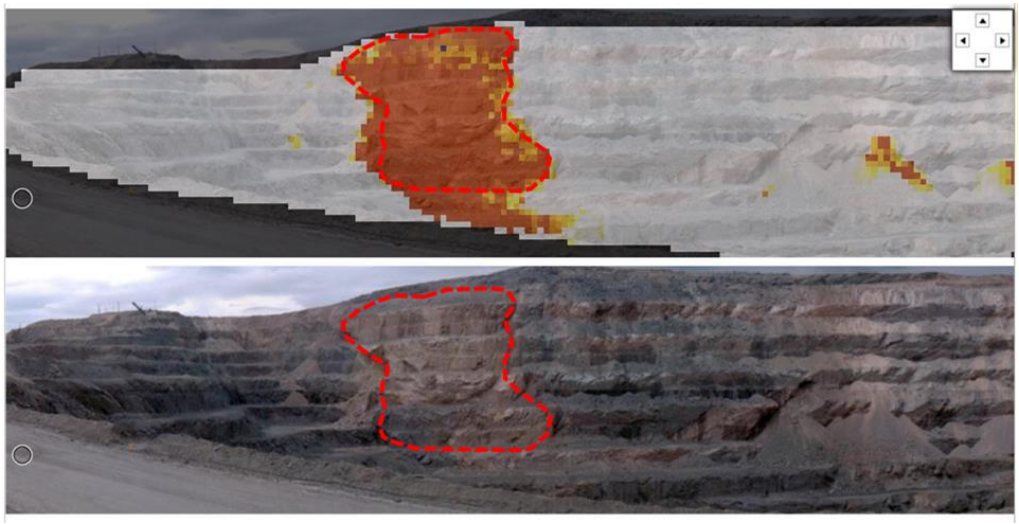


Figure 5.6 Slope movement area detected by GroundProbe radar prior to the 5 July main failure event

The precise toe “breakout” elevation of the failure is unknown, as it remains covered by the broken rock which has run out from the failure. Based on the GroundProbe data, movement was detected prior to failure extending below the 600 m elevation bench which features a wide step-out. Photos and scans taken post-failure suggest that this bench did not fail. The movement detected by the GroundProbe may have been related to other interference (talus ravelling) or misalignment. Based on available data, it is expected that the toe of the failure did not extend below 615 m elevation, though the area remains buried in the failure run out.

5.5 SLIDE3 limit equilibrium back-analysis modelling

Rocscience’s SLIDE3 3D limit equilibrium slope stability modelling program was the primary tool for back-analysing the open pit highwall failure. In SLIDE3, the potential sliding mass is divided into vertical columns for analysis. An overall FoS for the sliding mass is calculated based on the forces and moments acting on each column and this calculation is performed iteratively to search for the most critical potential failure surface, i.e. the slip surface with the lowest overall FoS (Janbu 1973).

5.5.1 SLIDE3 model development

The base case SLIDE3 model was developed progressively, beginning with an assumption of homogenous, isotropic rock units and incrementally introducing anisotropic strengths and discrete structures based on the input parameter assumptions in Section 5.4. Complexity was added gradually to the models, to understand the effects of each assumption on the stability analysis. The development and results of the base model (prior to calibration of strength parameters) are discussed below. In all cases, reported minimum FoSs were determined using the Janbu simplified force-equilibrium method and a Cuckoo search for ellipsoidal surfaces followed by surface altering optimisation.

5.5.1.1 Base model (V1)

The geometrical model including the geological model used in the initial iteration of the base case model was depicted in Figure 5.2. The first model simulated isotropic rock mass strengths according to Section 5.4.3.3, without incorporation of directional weakness along the predominant orientations of discontinuities. The contact between QR and IF which appears to have formed a

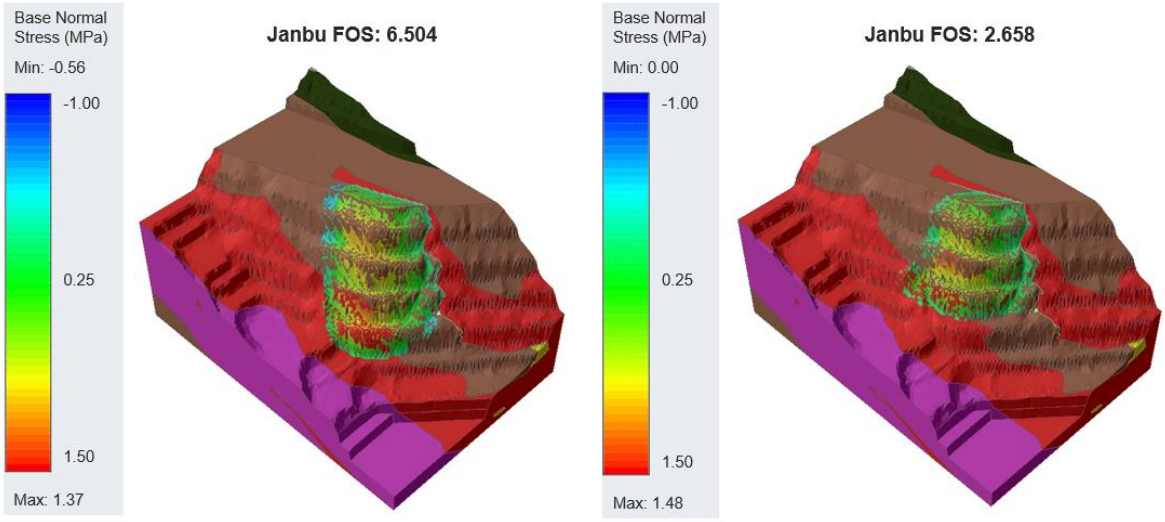
significant portion of the upper failure surface was assigned QR foliation strength parameters assuming 5% rock bridging (cohesion = 283 kPa, friction angle = 35.9°), making it weaker than the surrounding rock. Dry groundwater conditions were assumed. The results of the isotropic rock mass model indicated that the slope was stable (minimum FoS = 6.5), suggesting that the estimated rock mass strengths alone do not effectively simulate the directional weakness which can control stability when persistent discontinuities are aligned with a direction of potential sliding. Nonetheless, the geometry of the lowest FoS slip surface did match well with the observed extents of the failure as detected by the mine's GroundProbe slope monitoring radar, as shown in Figure 5.7a (compare to GroundProbe screenshot in Figure 5.6). Much of the western boundary, as well as the back-sliding plane and the lower east boundary of the minimum FoS surface, were constrained by QR/IF contacts, as expected. The critical surface extended to the 615 m bench elevation, breaking through IF at the toe, closely matching the interpreted extents of movement detected by the GroundProbe radar immediately prior to the failure (refer to the GroundProbe screenshot in Figure 5.6). Note that the model results presented in Figure 5.7a solely depict the extent of the main highwall failure event that took place on 5 July 2018. This scenario excludes the smaller failure that preceded the main event, which took place along the eastern boundary on 4 July 2018 as detected by the GroundProbe SSR.

5.5.1.2 Anisotropic strength added (V2)

With the aim of reducing the slope FoS and to better represent the directionally-dependent strength of the jointed rock mass, anisotropic strength windows representative of the average orientation of Foliation 1B and 1C (67°/338°), and joint sets JN-1A (79°/57°) and JN-1B (84°/243°) were added to all rock units in the model, which resulted in a reduced slope FoS of 4.8. When anisotropic strengths representative of JN-2 (74°/204°) and BD-1 (8°/116°) were also added, FoS was further reduced to approximately 2.7 (Figure 5.7b).

In all cases, discontinuity shear strengths (5% rock bridge, Table 5.2) were assigned to anisotropic windows within ±10° of these average orientations. Unchanged from V1, the primary sliding plane contact between QR and IF was assigned QR foliation strength parameters (5% bridging) and dry groundwater conditions were assumed. Incorporating reduced strength windows based on the dominant joint sets significantly reduced the predicted critical FoS but was not sufficient to trigger

failure (minimum FoS 2.7). The vertical extent of the minimum FoS surface also changed, no longer passing through the 615-645 m bench as indicated by the GroundProbe monitoring data.



(a) (b)

Figure 5.7 Critical slip surface: (a) V1 model; (b) V2 model

5.5.1.3 Elevation-dependent foliation (V3)

To further define the foliation structure present in the immediate area of the highwall instability and in an attempt to adjust the predicted failure geometry, separate structural regimes were defined for the upper and lower slopes in the failure area. A horizontal dividing plane was defined approximately 70 m below the crest of the pit slope (675 m elevation), with steeply dipping foliation (FL-1B, 80°/343°) above and more shallowly dipping foliation (FL-1C, 54°/332°) below. This division was based on annotated photos in Kabuya & Henriquez's presentation slides on the instability area (Kabuya & Henriquez 2017). Figure 6.8a depicts two sections within the V3 limit equilibrium model, denoted by the colour variation in QR. Analysis of the V3 model did not significantly alter the predicted failure geometry from V2 and indicated a slightly increased critical FoS (3.1) (Figure 5.8a). Despite this, the V3 model was considered the best estimate of the geometric and structural features of the highwall failure. Subsequent calibration of the V3 model was carried out by testing varying strength parameters and groundwater conditions, described in the following section.

5.5.2 SLIDE3 model calibration

A calibration of strength parameters and groundwater conditions was performed on the 2018-07-05 V3 model in order to reduce the estimated FoS to approximately 1.0 and to match the observed extents of failure and interpreted mechanisms of failure (to the extent that such mechanisms can be approximated in a model based on limit equilibrium assumptions). To do so, variations of parameters related to shear strengths, discontinuities, and groundwater conditions were tested as explained below.

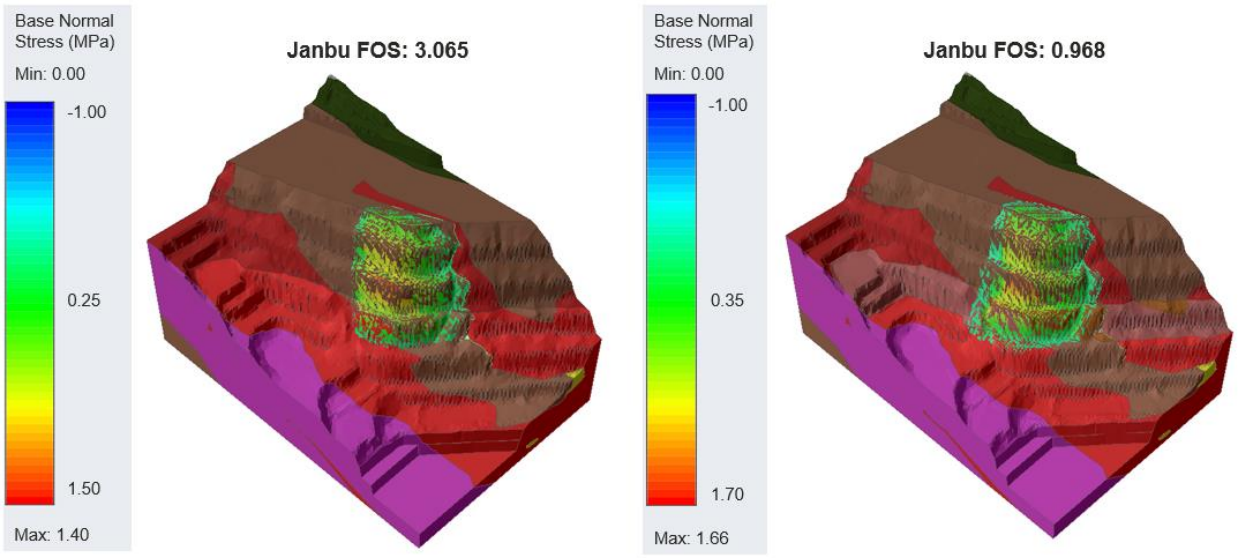
Given that the contact between QR and IF forms a significant portion of the upper failure surface, it is of no surprise that its assumed strength parameters have a significant influence on the predicted mechanism and slope FoS. After experimentation, the contact was assigned a reduced friction angle of 25.4° representative of faults within QR (Piteau Associates Engineering Ltd 2016), and 0 kPa cohesion was assigned based on the assumption that the contact may have previously undergone shearing.

Through experimentation, it was found that, in particular, the instability of the slope is strongly dependent on the inclusion of the sub-horizontal BD-1 joint set at the toe and on its assumed strength parameters. This sensitivity is interpreted to be a result of the failure mechanism. The upper portion of the failure mass slides along the weakened QR-IF contact. However, at the toe of the failure, the slip surface must depart the weak contact and QR foliation, rotating to a shallower-dipping orientation in order to “daylight” and break through the pit wall. The sub-horizontal BD-1 joint set (modelled with a +/- 10° anisotropic strength window) provides a weak plane that can be exploited by this lower portion of the failure surface. Tests with varying friction angles for BD-1 (40°, 35°, 30°) confirmed sensitivity to this parameter, and it was found that a low friction angle (30°) and zero cohesion were required to force the slope FoS to approach and fall below the target of 1.0 (FoS values of 1.11 and 1.04 were predicted in equivalent models with BD-1 friction angles of 40° and 35°, respectively). The weakened BD-1 parameters (30° friction, 0 kPa cohesion) represent shear strength only marginally greater than the modelled strength of the weak QR-IF contact, which is continuous and assumed to be altered/infilled and sheared. Thus, it was considered that further downgrading of the BD-1 strengths would be unreasonable without supporting evidence.

The shape of the resulting failure surfaces was found to be dependent on the location in the slope within which the weakened BD-1 parameters were applied. In general, slip surfaces tended to "break out" at the highest possible elevation where the weakened BD-1 strength could be exploited. To best match the extents of slope movement detected by the slope monitoring radar prior to failure, it was necessary to limit the application of the weakened BD-1 parameters to only the IF and QR units at the toe of the slope, below 646 m elevation. Limiting the extent of the weakened BD-1 set to below 646 m produced a failure mass nearly reaching the expected toe breakout elevation (between 615 and 646 m elevation) with an appropriate FoS. Other test cases run with BD-1 further restricted to lower in the slope did lower the elevation of the toe breakout, but also resulted in higher predicted FoS that would have required further downgrading of BD-1 strengths to calibrate. As above, further downgrading of these strengths was considered unreasonable without supporting evidence of such weakness.

The possibility of groundwater presence in the bounding QR-IF weak contact and in the toe of the failure mass was considered. In order to simulate this condition, groundwater pressure based on an Ru coefficient of 0.3 was applied to the QR-IF contact bounding the slip surface and below 646 m elevation in the IF and QR rock mass. The Ru coefficient of 0.3 simulates pressures representative of a near-surface watertable.

The above parameters and assumptions produced a model with a minimum slope FoS of 0.97 for a failure surface which slides along the weakened QR-IF contact, exiting the slope at a minimum toe elevation of approximately 642 m, exploiting the weakened BD-1 joint set at the toe. Figure 6.8b shows an image of this failure surface. The same model, run without the influence of groundwater, indicated a slope FoS of 1.3. Equivalent models run using the 2015 and 2017 pit topography surfaces produced FoS values of 8.2 and 1.2 under wet conditions (as described above), respectively. This indicates that the pit wall was nominally stable at these earlier pit floor elevations, as expected.



(a) (b)

Figure 5.8 Critical slip surface: (a) V3 model; (b) Calibrated SLIDE3 model

5.6 RS2 finite element back-analysis modelling

5.6.1 Introduction

A section through the highwall failure mass was analysed in RS2 to verify the results of the SLIDE3 modelling exercise and to explore the possibility of failure mechanisms not simulated in SLIDE3's limit equilibrium calculation. In particular, the RS2 assessment focussed on the influence of parameters related to the BD-1 joint set, and strain softening parameters (the reduction in shear strength of joints of rock mass elements once plastic yielding have taken place). The RS2 section was chosen such that it aligned with the interpreted direction of sliding, perpendicular to the predominant QR foliation (section azimuth 160°/340°) and through the centre of the failure mass. By aligning the 2D section in this way, the impact of the geometric simplification (reducing the 3D slope to a 2D section) should be minimised but nonetheless, geometric differences must be considered when comparing the 2D and 3D model results.

Joint sets orientated perpendicular or near perpendicular to the slope orientation modelled in RS2 (JN-1A, JN-1B, JN-2) were excluded from the model which is a necessary simplification for analysis in 2D. In 3D, sets JN-1A and JN-1B could influence the slope stability as lateral release features, but 2D plane strain analysis does not consider these releases (in-plane geometry, including

joints, is effectively simulated as infinite in extent into and out of the analysis plane). Only slip along joints intersecting the analysis plane can be simulated in 2D, and the behaviour of joints near-parallel to the plane cannot be simulated. While JN-2 is slightly more oblique to the section plane than sets 1A and 1B, it dips into the pit wall and is not considered to have influenced the slope stability, so it was not necessary to include. The weak QR-IF contact was simulated as a discrete joint with fault strength parameters (25.4° friction angle, zero cohesion), unchanged from the calibrated SLIDE3 model. Foliation in the QR and IF rock units was divided into upper and lower domains, with strength parameters and orientations also unchanged from SLIDE3. Foliation planes were also simulated as discrete, continuous joints. The BD-1 joint set was initially excluded from RS2 and later tested with varying strength parameters and representations (i.e. as a network of discrete joints, or using a ubiquitous joint constitutive model), to observe its impact on overall slope stability.

5.6.2 Results

In RS2, the stability of a slope is quantified using the shear strength reduction method. The shear strength reduction method is discussed by several authors and is widely used in slope stability analysis (Dawson et al. 1999; Hammah et al. 2004; Read & Stacey 2009; Wei et al. 2009). With this approach, the shear strength of the simulated rock mass and joints is incrementally reduced until instability occurs. The factor by which the strengths must be reduced to cause the instability, called the critical strength reduction factor (critical SRF), is analogous to an FoS calculated in SLIDE3. Critical SRF values were obtained for numerous variations of the RS2 model, mostly targeted at evaluating the influence of BD-1 strength parameters below 646 m elevation, groundwater conditions, and strain softening assumptions. Selected informative cases are presented in Table 5.3.

In the case the strain softening has not been considered, the critical SRF produced closely matching the FoS result from an equivalent SLIDE3 except the case of the weak BD-1 ubiquitous joints. Reducing the strength of the BD-1 joints at the toe of the failure mass to the SLIDE3 calibrated strength (30° friction, zero cohesion) produced a critical SRF of 2.1, substantially higher than the 1.3 FoS calculated in the equivalent dry, calibrated SLIDE3 model. The discrepancy in results may be in part a result of the +/- 10° anisotropic “window” used in SLIDE3 to represent the BD-1 joints, which allows freedom for the slip surface to align with the most adverse orientation, versus the

fixed orientation of ubiquitous joints used in RS2. This again reinforces the potential sensitivity of slope stability to local variations in structural orientations.

Table 5.3 Factor of Safety and critical strength reduction factor values

RS2			**SLIDE3**
Case	**BD-1 joints**	**Critical SRF**	**FoS**
No strain softening, dry conditions	No BD-1 joints	4.9	4.8
	Strong BD-1 ubiquitous joints (40° friction, zero cohesion)	2.6	2.7
	Weak BD-1 ubiquitous joints (30° friction, zero cohesion)	2.1	1.3
Strain softening, dry-wet conditions	Strong BD-1 joints (40° peak friction, 34° residual friction, zero cohesion)	1.7-1.4	1.11
	Slightly weakened BD-1 joints (35° peak friction, 29° residual friction, zero cohesion)	1.5-1.2	1.04
	Weak BD-1 joints (30° peak friction, 24° residual friction, zero cohesion)	1.2-0.95	0.97

It is commonly assumed that once yielding of a rock mass or joint occurs, the “residual” strength of that rock or joint will be less than its peak strength before yielding. In a finite element model (and in reality), localised yielding within a slope may occur without rendering the slope unstable and for this reason, analysing a model using peak strengths without considering the potential for strain-softening could be non-conservative. Strain-softening behaviour via reduced residual strength parameters was thus introduced in RS2 models. Residual friction angles assumed in RS2 for joints (BD-1) and foliation discontinuities in IF and QR were estimated from the results of direct shear testing summarised in (Piteau Associates Engineering Ltd 2016), which showed a decrease in average friction angle from 38.5° (peak) to 32° (residual). In all cases, residual cohesion was assumed to drop to zero (if not set to zero already). No rock mass strain-softening was

considered; only post-yield joint strengths were reduced. The results of RS2 models incorporating strain-softening behaviour produced a critical SRF considerably reduced from the critical SRF in the equivalent model without strain softening.

As a final exercise, groundwater was incorporated in RS2. A phreatic boundary representing a near-surface groundwater table was developed and applied to all rock units and joints involved in the failure. This was intended to approximate the effect of the 0.3 Ru coefficient applied in SLIDE3 in the weak QR-IF contact and in the toe of the slope below 646 m elevation. RS2 “wet” model cases produced a critical SRF reduced from the equivalent dry model. The final model produced a critical SRF of 0.95, reduced from 1.2 in the equivalent dry model. These results align well with the results of the equivalent calibrated SLIDE3 model (FoS 1.3 dry, 0.97 wet).

Figure 5.9 depicts the critical SRF state of the RS2 case 10 final model showing contours of maximum shear strain. The contact between QR and IF forms a significant portion of the upper failure surface and the sub-horizontal BD-1 joint set forms the lower portion of the failure surface. Figure 6.10 depicts the critical SRF state of the RS2 case 10 final model showing contours of total displacement.

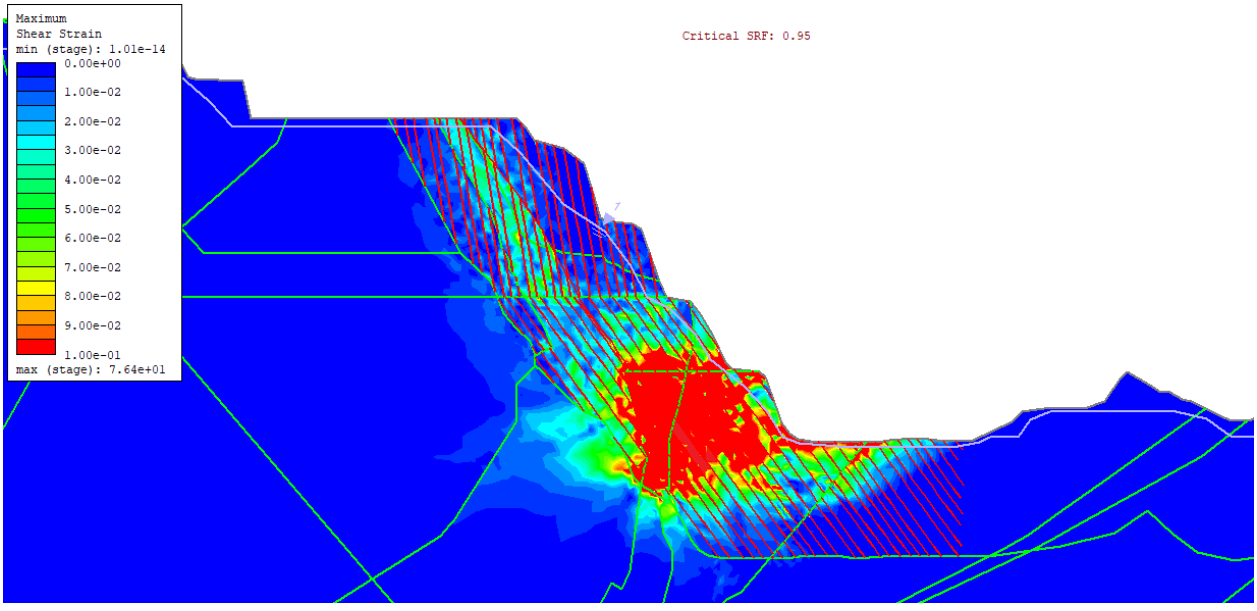


Figure 5.9 Critical strength reduction factor for RS2 case 10 final model (maximum shear strain)

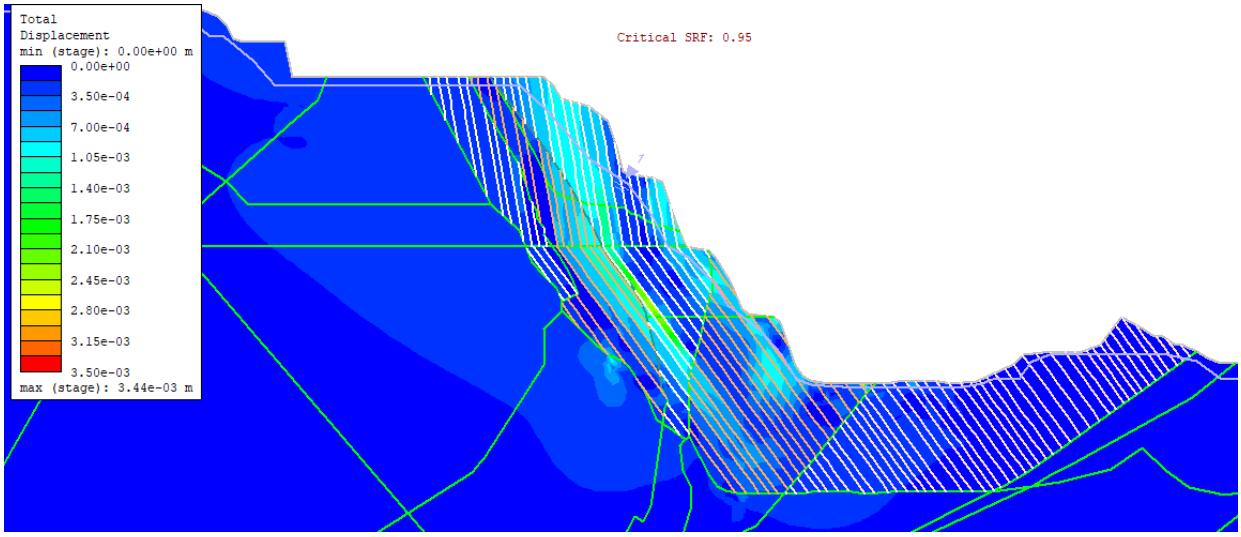


Figure 5.10 Critical strength reduction factor for RS2 case 10 final model (total displacement)

5.7 Discussion

The presence of a continuous and very weak BD-1 set (or equivalent) was critical to the calibration of the SLIDE3 model but is not clearly supported by domain characterisation data and would require a site-specific investigation to confirm. As noted by Piteau Associates Engineering Ltd (2016), localised variation in structural conditions is likely within this folded geological environment. It is possible that the local orientation of QR foliation continues to rotate (fold) with depth, to daylight at the toe of the failure and provide the necessary toe weakness in place of a weakened BD-1 set (such variation could also contribute to the differences between observed and modelled failure extents). Low strength along locally folded foliation may be more easily justifiable along BD-1 cross joints given the observed continuity and planarity of the foliation discontinuities in existing wedge failures. However, confirming this folding would require very localised assessment of the structural geology which was beyond the scope of this study. In either case, the model results indicate that the toe of the failure mass must be substantially weakened in the direction of the breakout in order to produce FoS values indicating instability over the observed failure extents.

Although both SLIDE3 and RS2 models produced similar FoS results with similar inputs, the significant differences in these two model scenarios must be noted. Perhaps most importantly, these include differences in geometry (2D versus 3D), and in calculation method (numerical stress-strain simulation versus limit equilibrium calculation). Further, achieving the targeted SRF values in RS2

required the inclusion of reduced residual strength parameters, which were not incorporated in SLIDE3 models which produced similar FoS results (post-yield behaviour is not simulated in a limit equilibrium calculation). Unlike in RS2, joint sets in the SLIDE3 models are represented as anisotropic strength windows, with ranges of +/- 10° around the average joint set orientation. This allows for the failure surface to exploit the joint set weakness at whichever orientation within the defined range that results in the least stable slip surface. This flexibility allowed in SLIDE3 (particularly on the BD-1 joint set) likely contributed to the lower FoSs achieved without the use of reduced residual strength parameters. Considering the uncertainty assumed local structural orientations and strengths, both calibrations are considered reasonable and the differences between them underscore the importance of accounting for potential variability in structural orientations and strengths in-pit wall design.

5.8 Conclusion

An attempt has been made to calibrate simplified models developed in SLIDE3 and RS2 to reproduce the 2018 instability in the open pit studied. One of the purposes of this study was to develop an understanding of the mechanisms and key sensitivities, with regards to stability, which may have been involved in the open pit failure, with the intent that this understanding may be applicable to the design and stability evaluation of other pit walls in the mine site.

Through experimentation, it was found that reproducing the instability of the highwall was critically sensitive to the local structural characterisation. In order to produce FoSs (or critical SRF) approaching the target of 1.0, it was necessary to reduce the strength of controlling structural features and add groundwater pressures to the areas bounding the failure. In the case of the open pit failure studied, base models were developed using characterisation data from a much broader domain than the immediate vicinity of the failure, and these initial models did not reproduce the observed instability. The modelled solution was to significantly weaken the sub-horizontal BD-1 joint set to reduce FoS and initiate toe breakout, but other unknown and localised contributing factors could have been involved. In particular, it is possible that localised rotation (folding) of the weak QR foliation with depth could have contributed to the failure mechanism, but this local variation would not be captured in a domain-scale structural characterisation.

To address this potential variability in general, it is important that structural characterisations at the design and operation stage are carried out with a strong understanding of the broader geological

environment and orebody genesis, which will aid in interpolating geological and structural trends between drillholes. Impacts of fold structures, for instance, on local orientation of foliation discontinuities could be significant to slope design. Where structural domains can be only broadly defined and no additional data can be collected, sensitivity analyses on key structural orientations would be appropriate. In addition, the frictional strengths of discontinuities which are interpreted to have controlled the highwall failure are highly sensitive to the presence of groundwater pressures. Thus, understanding the hydrogeological regime, its seasonal variation, and the effects of slope drainage are important for any numerical modeling of slope instability and for any pit wall design.

5.9 Acknowledgement

The authors thank ArcelorMittal Mining Canada and Golder Associates for their support of this project.

5.10 References

Coggan, JS, Stead, D & Eyre, JM 1998, “Evaluation of techniques for quarry slope stability assessment”, *Proceedings of the 10th Extractive Industry Geology conference*, Exeter.

Dawson, EM, Roth, WH & Drescher, A 1999, “A slope stability analysis by strength reduction”, *Geotechnique*, vol. 49, no. 6, pp. 835–840.

Duncan, JM & Wright, SG 2005, *Soil strength and slope stability*, John Willey and Sons Inc, Hoboken.

GroundProbe 2018, *SSR340XT Failure back-analysis*, technical report.

Hammah, RE, Curran, JH, Yacoub, TE & Corkum, B 2004, “Stability analysis of rock slopes using the Finite Element Method”, *Proceedings of the ISRM Regional Symposium EUROCK 2004 and the 53rd Geomechanics Colloquy*, Austrian Society for Geomechanics, Salzburg.

Hoek, E, Carranza-Torres, C & Corkum, B 2002, “Hoek-Brown Failure Criterion - 2002 Edition”, *Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium and the 17th Tunnelling Association of Canada Conference*, Toronto, pp. 267–293.

Janbu, N 1973, “Slope stability computations”, in RC Hirschfield & SJ Poulos (eds), *Embankment-Dam Engineering*, John Wiley & Sons Inc., New York, pp. 47–86.

Jing, L 2003, “A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering”, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, vol. 40, pp. 283–353.

Kabuya, JM & Henriquez, F 2017, Phase 1 south east instability assessment – preliminary results, internal technical report.

Martin, CD & Carew, JT 1986, “Application of a rock buttress to design of slope at Cassiar Mine”, *CIM Bulletin*, vol. 79, no. 896.

Martin, D & Stacey, P 2018, *Guidelines for open pit slope design in weak rocks*, CSIRO Publishing, Carlton.

Piteau Associates Engineering Ltd 2016, *Geotechnical slope stability analysis and design for the 2015 pit mine plan*, technical report.

Read, J & Stacey, P 2009, *Guidelines for open pit slope design*, CSIRO Publishing, Carlton.

Rocscience Inc. 2019a, *SLIDE3*, version 2019, computer software, Rocscience, Toronto, https://www.rocscience.com/software/slide3

Rocscience Inc. 2019b, *RS2*, version 2019, computer software, Roscscience, Toronto, https://www.rocscience.com/software/rs2

Stead, D, Eberhardt, E & Coggan, JS 2006, “Developments in the characterization of complex rock slope deformation and failure using numerical modelling techniques”, *Engineering Geology*, vol. 83, pp. 217–235.

Wei, WB, Cheng, YM & Li, L 2009, “Three-dimensional slope failure analysis by the strength reduction and limit equilibrium methods”, *Computers and Geotechnics*, vol. 36, pp. 70–80.

Wyllie, DC & Mah, CW 2004, *Rock Slope Engineering: Civil and Mining*, 4th ed., Taylor & Francis Group, New York.

CHAPITRE 6 SLOPE STABILITY ASSESSMENT OF Z PIT

Auteurs : Joseph Kabuya Mukendi, Fredy Henriquez

Ce chapitre est extrait du rapport technique interne d'ArcelorMittal Mining Canada. Référence: Slope Stability Assessment Irene Pit Pushback 2, Mont-Wright Mining Complex, Quebec, Canada du 06 septembre 2018.

6.1 Introduction

The main objective of this project is to review the slope stability of the current Z pit design while providing with pit design recommendations to improve the stability of the walls. The slope stability review of the Z pit is a part of the risk management plan motived by a major highwall failure risk observed in the previous open pit walls. This chapter summarizes the main results, conclusions and recommendations obtained during the execution of this project.

The objectives of this study are to provide with the following:

- An updated geotechnical model for the Z pit mine;
- A review of the current Z pit design; and
- Geotechnical design recommendations for continued mining of the Z pit.

6.1.1 Scope of work

The structural information collected by Piteau (2016) and the mining company in 2017 and 2018 were interpreted and the model using the latest structural data collected as part of this project from the current exposed pit walls were validated. The structural regions were interpreted. Each structural region was statistically assessed to estimate joint set orientation (dip and dip direction), joint set strength parameters and contacts for each structural region.

The Z pit walls stability is mostly controlled at the bench scale rather than the rock mass strength according to the rock mass strength parameters. A classic kinematic assessment was conducted for bench scale stability assessment and the bench face angle was estimated based on the probability of failure (PF). The probability of failure was computed and compared with acceptable design criteria. Slope stability assessment was performed using Dips (Rocscience, 2018) and modified Z pit design was proposed.

6.1.2 Project sequence

A classical geotechnical approach was adopted for this project using the following execution sequence:

- Prepare and validate a geotechnical and structural database;
- Define structural domains based on joints orientations;
- Perform a bench stability assessment.

6.2 Project description

6.2.1 Location

Z pit is part of the Mont-Wright iron ore operations, located approximately 375 km north of Port Cartier, Quebec, Canada. The center of the project is located at E-608,304, N- 5,846,541 (UTM) and about 780 masl.

6.2.2 Mine design

The Z pit is a traditional shovel and truck open pit mine. At the time of this project, the mining company has excavated 80% of Irene pit (phase 1) and has started Z pit (phase 2). The current elevation of the pit floor reaches 574 masl and the top level reaches 742 masl at Irene pit (phase 1) and 780 masl at Z pit (phase 2).

According to the current mine plan, Irene pit (phase 1) will continue to be excavated until it reaches 532 masl (42 m from the current pit floor). Mining company has been mining Z pit (phase 2) from 780 masl to 742 masl (38 m, ~3 single benches).

The current pit design is composed of 28 m double benches, 14 m berm width, and an 80º bench face angle, which results in an inter-ramp angle of 55º. Figure 6.1 shows a plan view of the current as-built pit and the remaining benches for Irene pit (phase 1) and current Z pit mine progression.

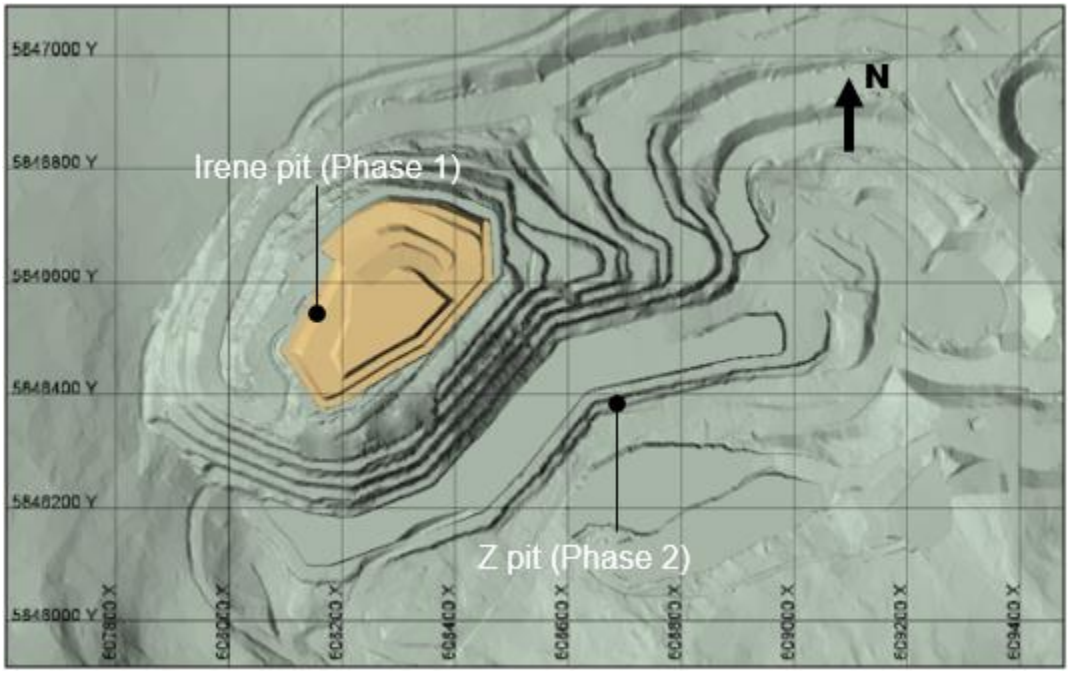


Figure 6.1 Current as-built pits and remaining benches for Phase 1

6.3 Geological setting

6.3.1 Regional geological structures

Published works (e.g., P&E Mining Consultants Inc., 2012) indicate that there are three stages of deformation recognized in the project area. The first stage, associated with the New Quebec Orogeny, produced linear belts that trend northwest. The second stage, developed during the Grenville orogeny, reoriented the northwest trending linear belts to the east and northeast. Thrust faults associated with these two events are common and are sometimes very difficult to identify. Bedding planes are generally recognizable in the quartzite and iron formation. Transposition, reversals and truncations that thicken the iron formation are common as a result of folding. Late, brittle faults have redistributed the sequences only slightly compared with the influence of folding on the area. Piteau, 2016 indicated: "*The structural geology at Mont-Wright area is complex due to the tight folding caused by at least two major orogeny events. Lateral variations in stratigraphy, ore mineralogy, and ore thickness are due to the combination of depositional and structural features"*.

6.3.2 Site specific geology

Rock types consist of gneiss (GN), quartzite (QR), quartz rock mica schist (QRMS), iron formation (IF), and amphibolite (AMP) in the Z pit. The GN is composed of alternating mafic and felsic bands consisted of biotite, quartzite feldspar, muscovite, hornblende and variable amounts of garnet. The QR is hard, white, massive rock with variable amounts of muscovite, low amounts of garnet and biotite, and variable contents of hematite as it approaches the upper contact of the iron Formation. The QRMS is composed of variable amounts of quartz and muscovite with traces of chlorite, tourmaline, and iron oxides. The IF is composed of quartz, magnetite, grunerite and minor hematite. The AMP is composed of black biotite, and feldspar (Piteau, 2016).

6.4 Geotechnical data collecting program

The 2015 geotechnical core logging was conducted by Piteau staff to obtain the geotechnical parameters used to characterize the rock mass. All available laboratory tests were compiled in a single database.

To determine the structural domains, our investigation was based on discontinuities collected. Table 6.1 summarizes the source data set used for defining the structural domains. All available structural data was digitalized, and a full electronic database has been created. The data was imported to Dips v6.0 program (Rocscience, 2018) for additional analysis of joint sets.

Table 6.1 Structural data Set

Source	**Year**
Core logging	2015
Sirovision	2017
Irene Mapping	2017
I-Site Studio	2018

6.5 Rock mass fabric

6.5.1 Structural domains

The features have been entered in a database and plotted in stereographic projection using the DIPS v6.0 program (Rocscience, 2018). The structural data based on lithology was organized to examine

correlations between lithology and structural patterns to determine the structural domains. The stereographic projections did not indicate a clear correlation between joint sets and lithology. Four main sets (JS1, JS2, JS3 and JS4) are independent of the lithology. Therefore, the structural domains cannot be defined by lithology contacts and need to be examined by spatial location.

Based on structural set locations, two structural domains; (a) North-Central domain and (b) South domain were identified. The dip, dip direction and variability limit (VL) including all available structural data was determined. Table 6.2 summarizes the structural domains and the joint set orientations. Figure 6.2 shows plan view, the structural domains contact and the structural stereographic projection for each domain.

Table 6.2 Z pit structural domains and joint Sets

Structural domain	**Set**		**Dip (º)**	**Dip direction (º)**	**Variability limit (º)**
North-Central	JS1	A	75	160	10
		B	85	330	10
	JS2	A	79	039	12
		B	80	225	10
	JS3		10	186	10
	JS4		30	024	11
	JS6		70	126	10
South	JS1	A	75	160	10
		B	85	330	10
	JS2	A	79	039	12
		B	80	225	10
	JS3		10	186	10
	JS4		30	024	11

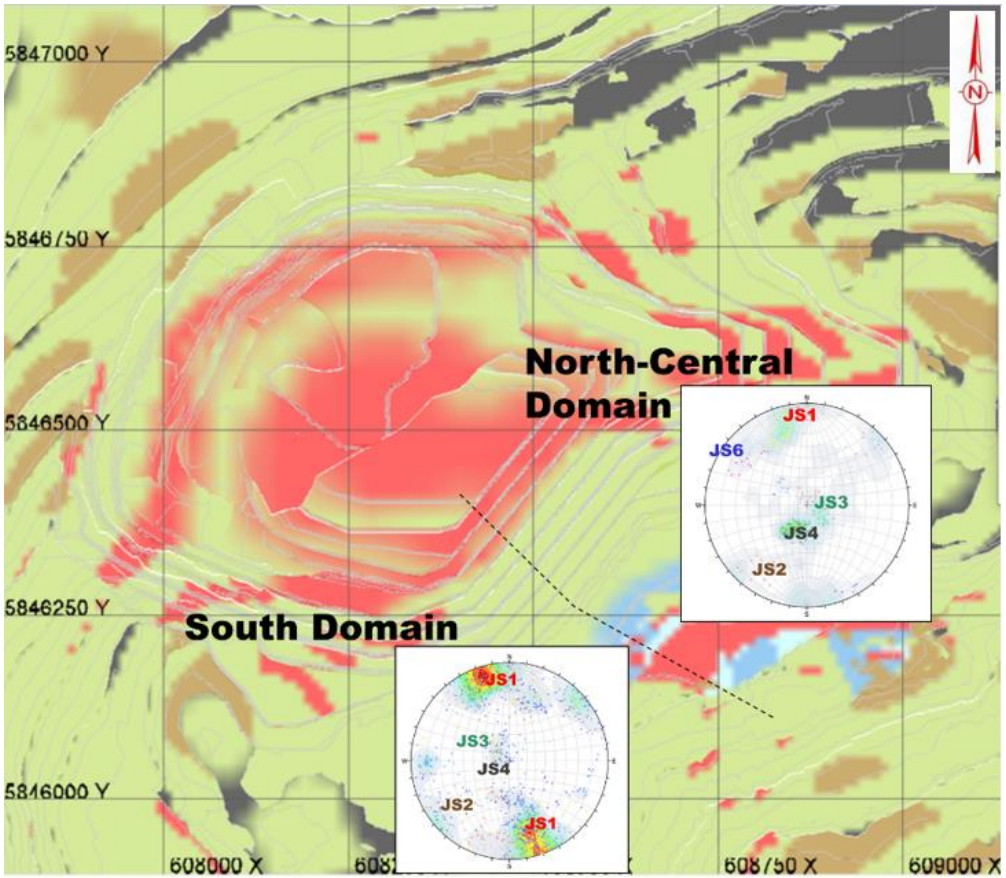


Figure 6.2 Structural domains and structural stereographic projections

6.5.2 Joint strength

Direct shear strength testing of natural discontinuities was conducted on representative specimens obtained from the 2015 geotechnical drilling program and additional geotechnical site investigations in 2018. Testing was conducted in accordance with ASTM D5607, "Standard test Method for Performing Laboratory Direct Shear Strength Tests of Rock Specimens Under Constant Normal Force". The normal stress for the tests varied from 150 kPa to 1600 kPa. First, the peak shear stresses have been selected from the displacement/shear stress plots. Then, the shear stresses/normal stresses were plotted for each lithology. Finally, from these plots, the Mohr-Coulomb parameters were determined. The table 6.3 summarizes the results of discontinuities shear strength. The appendix F presents the discontinuities shear strength envelope of each lithology.

Table 6.3 Joint set strength parameters

Lithology	**Number of tests**	**Cohesion (kPa)**	**Friction angle (º)**
Amphibolite	35	149	23
Gneiss	16	308	29
Iron Formation	40	148	36
Quartzite	38	79	38

6.6 Slope stability assessment

6.6.1 Slope stability acceptability criteria

The FS and PF are commonly used as design criteria to find a compromise between minimizing the risk of slope failures and maximizing economic return by reduced stripping (Read et Stacey, 2009). Acceptable FS and PF criteria are typically selected by the geotechnical designer based on a combination of the designer's experience, site precedent, perception of uncertainty, consequences of failure, and consenting authorities or geotechnical reviewers.

The acceptance criteria of the Z pit were based on an internal risk assessment tailored to identify the hazards and by assessing the consequences if any of these threats occur. The following five main hazards were identified and assessed in the internal risk assessment for this project:

- Loss of pit access due to instability below an access ramp;

- Loss of access due to instability above an access ramp;
- Loss of reserves due to massive instability (inter-ramp and/or overall instability);
- Project delays due to wall instabilities/remediation; and
- Local/bench scale failure/rock fall hazard.

Table 6.4 shows the defined acceptability criteria for pushback based on site risk assessment. The criteria are defined in terms of FS and PF and have different requirements depending on the level of risk a potential failure represents. For inter-ramp slopes, the criteria were distinguished between two cases: (a) slopes below the ramp, and (b) slopes above the ramp. While both types of instabilities will impact the ramp, the remediation work required is different. A slope failure below the ramp would potentially require a relocation of the ramp or a pushback, while a failure over the ramp will only require debris removal. Temporary slopes reach the lowest FS and highest PF allowed due to the lowest risk levels. The criteria are stricter for overall slopes since a global slope failure will not only result in a loss of access, but also in potential reserve losses. The required minimum FS in this case is 1.25 and a maximum PF of 8%. For bench, design criteria suggest that the PF should be less than 30%. For an operating pit, PF should be less than 10%. Benches are assumed with FS near 1.0.

The described acceptance criteria to assess the acceptability of the mine design based on FS and PF will be used for the slope stability assessment. The developed design criteria are acceptable according to international standards.

Table 6.4 Acceptability criteria for Z pit

Stability type	**FS**	**PF**
Slopes below ramps	>1.30	<10%
Slopes above ramps	>1.25	<10%
Overall slopes	>1.25	<8%
Bench design	-	<30%

6.6.2 Bench design

To determine the optimal bench face angle, the classic probabilistic kinematic assessment for each structural domain and various slope direction and various failure mechanisms were performed

using Dips software (Rocscience, 2018). Figure 6.3 and Figure 6.4 show the probabilistic kinematic assessment (planar and wedge failures) for various wall orientations and bench face angle (BFA). A slope design rosette, as shown in Figure 6.5, was prepared to simplify the design process and give more flexibility to the mine planners conducting the operational pit design. The rosette created can be used as a guideline for the operational design and was an innovative tool in "Mining company Philosophy".

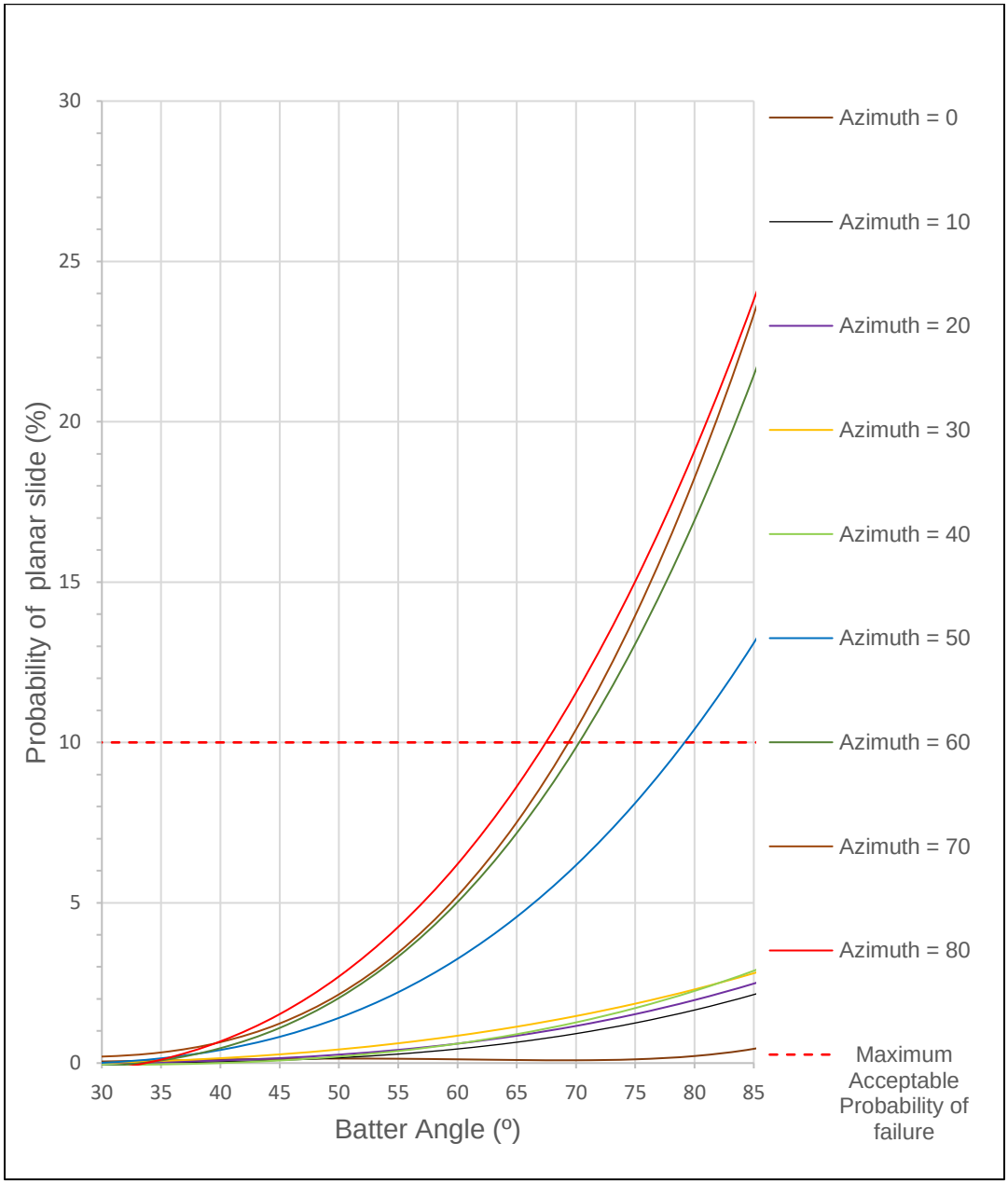


Figure 6.3 Probabilistic kinematic assessment – Planar failure

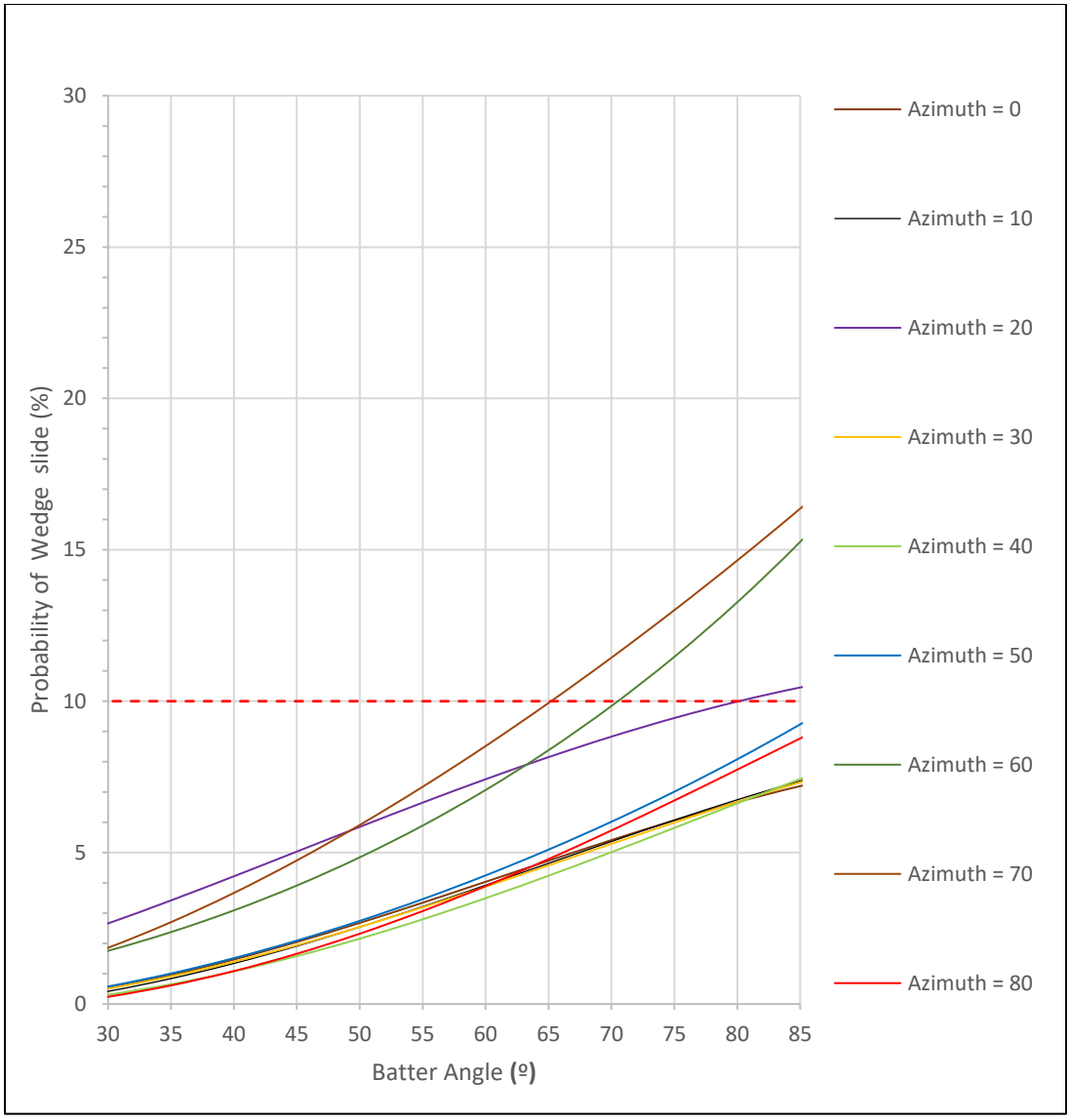


Figure 6.4 Probabilistic kinematic assessment – Wedge failure

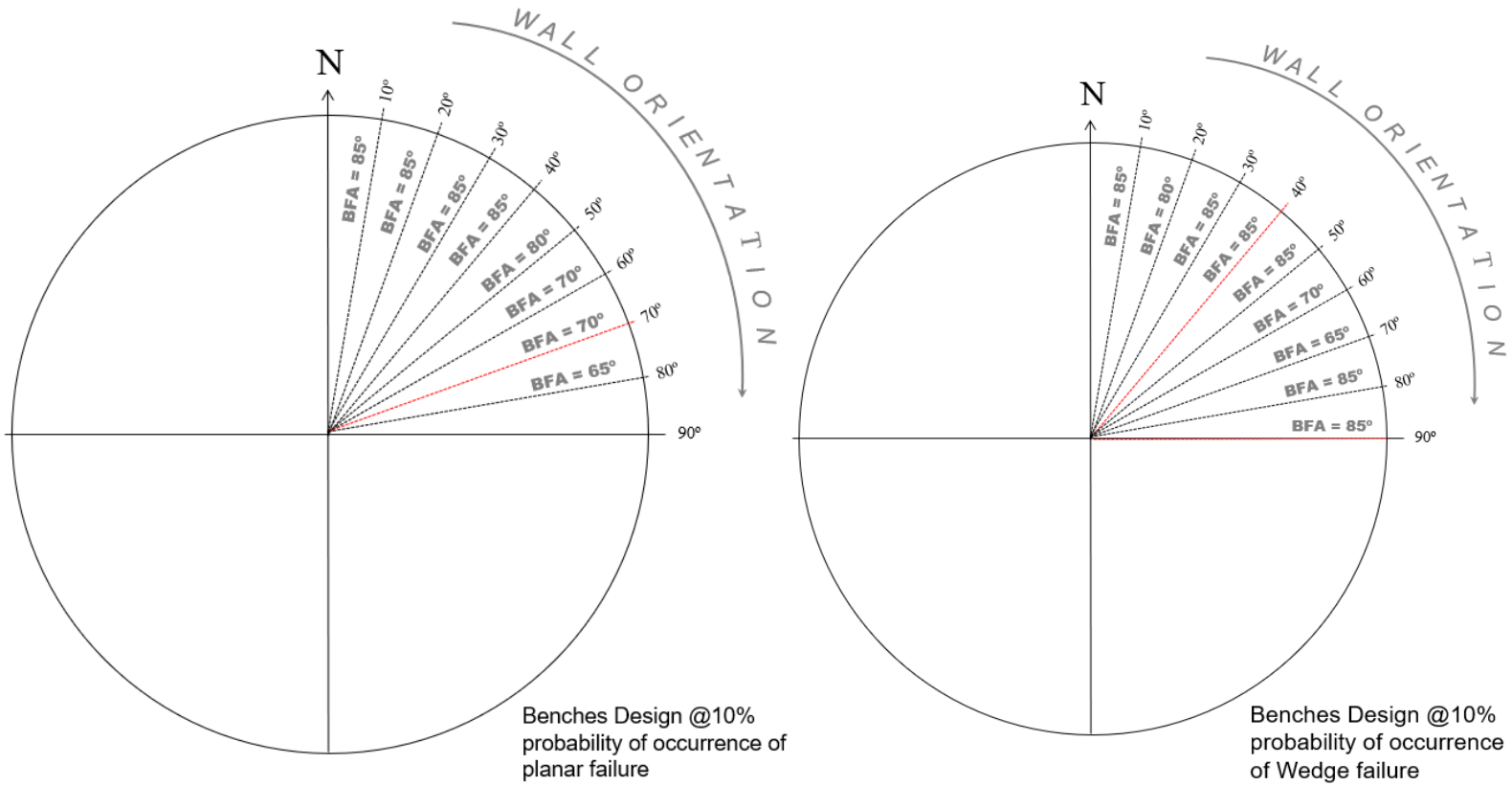


Figure 6.5 Benches design rosettes

Stability results indicate that the current design would have a PF between 12% and 17%. Design criteria suggests that the PF should be less than 10% for an operating pit. Therefore, pushback required redesigning to meet these stability standards. Red dot lines in the slope design rosette show the proposed Z pit wall directions.

Based on the kinematic assessment, the Z pit design parameters comply with PF less than 10% were recommended. The internal rules of the mining company defined the minimum bench width at 14 m and maximum bench face angle (BFA) at 80° based on slope high (28 m), operational machine requirements and historical records. The minimum bench width requirements to contain 80% of the maximum unstable material volumes (bench reliability criteria) is historically satisfied at the mine site with bench width at 14 m. Table 6.5 summarizes the dominant failure mechanisms, bench and berm design parameters for the four identified design sectors.

Table 6.5 Design parameters

Structural domain	**Wall**	**Failure mechanism**	**Slope height (m)**	**Recommended BFA (º)**	**Bern width (m)**
North-Central	North East	Wedge	28	80	14
	Central	Wedge	28	80	14
South	South East	Planar	28	70	14
	South West	Wedge	28	80	14

In addition to the unaccepted probability of slope failure, the current design includes a convex shape with an unfavourable wall orientation, which could lead to excessive ground movement along the lithologic contact. The interaction between the lithologic contact and the unfavourable wall shape could result in an unstable area similar to the current Irene unstable area. The wall shape in the upper portion of pushback was changed in the proposed design. Figure 6.6 shows proposed Z pit design.

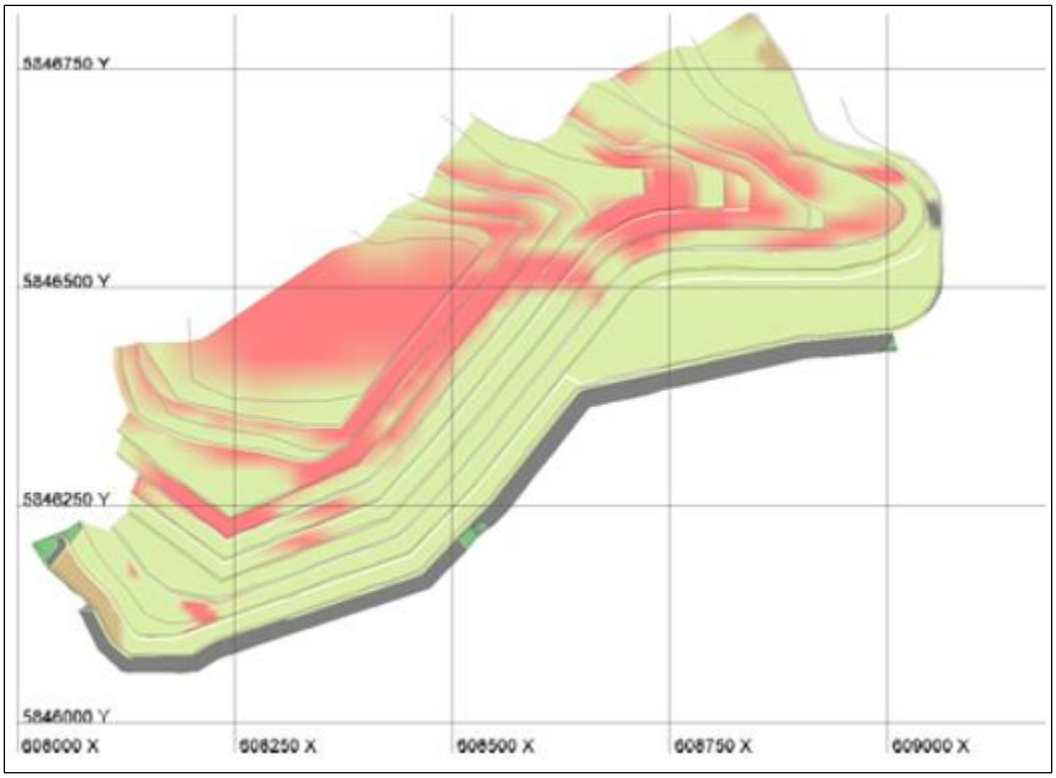


Figure 6.6 Proposed Z pit design

6.7 Conclusion

The Z pit walls stability is mostly controlled at the bench scale. Stability results indicate that the current design would have a PF between 12% and 17%. Design criteria suggests that the PF should be less than 10% for an operating pit. Therefore, current Z pit design required redesigning to meet these geotechnical acceptance criteria developed for this project. In addition to the unaccepted probability of slope failure, the current design includes a convex shape with an unfavourable wall orientation. The wall shape in the upper portion of Z pit was changed in the proposed design.

Optimization of slope designs requires an iterative approach, whereby designs are implemented, results are evaluated, and the design criteria are updated or modified. To achieve optimum slopes of Z pit, an ongoing program of geotechnical data collection and evaluation is recommended during mining operations to document rock mass behaviour and verify or modify the design criteria as the mine is developed. If any significant variation in discontinuities sets orientation or bedding or lithologic contact location is noticed, slope designs should be adjusted accordingly.

6.8 References

Piteau 2016. Geotechnical Slope Stability Analysis and Design for the 2015 Pit Mine Plan. Technical report prepared by Piteau Associates Engineering Ltd. Dated May 2016.

Rocscience 2018. Dips v6.0 program. Dips | Analyze orientation-based geological data (rocscience.com)

P&E Mining Consultants Inc. 2012. Technical report, Mineral resources estimate on the Moire Lake Property, Fermont Project Area, Quebec, Canada

Read, J. & Stacey, P. 2009. *Guidelines for open pit slope design,* CSIRO Publishing, Carlton.

6.9 Discussion

Cette section porte sur la discussion relative au chapitre 6 qui n'est pas contenu dans le rapport technique.

Lors de la conception d'une fosse, les paramètres géométriques de la pente doivent garantir la stabilité des pentes et la rentabilité économique. La modification de l'angle de face de banc affecte celle de l'angle inter-rampe et donc celle de la rentabilité économique de la fosse. Ceci conduit généralement à un processus itératif et à des interactions entre les planificateurs miniers et les ingénieurs géotechniques pour aboutir à un compromis. La rentabilité économique de la conception de la fosse Z proposée a été effectuée par les planificateurs miniers. Le tableau 6.6 présente les paramètres géométriques du design de la fosse proposé à la suite du compromis entre les deux équipes. L'angle inter-rampe est de 50° pour les différents secteurs de la fosse, hormis le secteur sud-ouest où l'angle inter-rampe est de 55° afin de satisfaire la contrainte opérationnelle de joindre ce secteur avec une ancienne rampe au nord de la fosse. Par conséquent, l'angle de face de banc dans le secteur nord-est est de 70 degrés et la largeur de banc dans le secteur central est de 18 m. Les figures 6.7 à 6.10 présentent l'implémentation du design à partir du niveau 742 dans les différents secteurs de la fosse Z. Le design a été implémenté avec succès dans les différents secteurs (absence des surplombs sur les pentes des différents secteurs), hormis dans le secteur nord-est où des ruptures de pente ont été observées à cause de la variation spatiale de l'orientation de la foliation. Cet aspect a fait l'objet du chapitre 7.

Table 6.6 Paramètres de conception

Secteurs	**Hauteur du banc (m)**	**Angle de face de banc (º)**	**Largeur de banc (m)**
Nord-Est	28	70	14
Central	28	80	18
Sud-Est	28	70	14
Sud-Ouest	28	80	14

Figure 6.7 Implémentation du design entre les niveaux 742 et 686 (Secteur Sud-Ouest)

Figure 6.8 Implémentation du design entre les niveaux 742 et 686 (Secteur Sud-Est)

Figure 6.9 Implémentation du design entre les niveaux 742 et 686 (Secteur Central)

Figure 6.10 Implémentation du design entre les niveaux 742 et 700 (Secteur Nord-Est)

CHAPITRE 7 ARTICLE 4 EFFECT OF SPATIAL VARIABILITY OF FOLIATION ORIENTATION ON MINING SLOPE DESIGN

Auteurs: Joseph Kabuya Mukendi, Richard Simon

Article publié le 14 septembre 2020 à Annual conference of Canadian Geotechnical Society (GeoVirtual 2020).

7.1 Abstract

Local variation in the foliated nature of the rock mass can have a significant effect on mining slope design, and it is often difficult to predict. This issue should be considered in pit design and continuously monitored during mine development. This paper describes the huge challenge of building the final southeastern wall of the Z pit pushback by mitigating the risk of slope failure caused by the spatial variability of the foliation orientation, knowing that previous mining in this sector of the pit had caused a multi-bench failure 125 m high and 200 m wide. The methodology based mainly on bench face cleanup, design compliance analysis, televiewer surveys, the modification of the blasting techniques and radar monitoring made it possible to achieve optimal slope and to continue mining safely.

7.2 Résumé

La variation locale de la nature foliée de la masse rocheuse peut avoir un effet significatif sur la conception des pentes minières et elle est souvent difficile à prévoir. Cela constitue une préoccupation qui devrait être prise en compte pour la conception d'une fosse et qui devrait être surveillée en continu pendant le développement de la mine. Cet article décrit l'énorme défi qui consistait à construire le mur sud-est final de la fosse Z en atténuant le risque de rupture de pente causée par la variabilité spatiale de l'orientation de la foliation, sachant que l'exploitation minière antérieure dans ce secteur de la fosse avait causé une rupture de pente de 125 m de haut et 200 m de large. La méthodologie basée principalement sur le nettoyage de la face de pente, l'analyse de conformité de la conception, les relevés géophysiques, la modification des techniques de dynamitage et la surveillance au moyen du radar a permis de construire une pente optimale et de poursuivre l'exploitation en toute sécurité.

7.3 Introduction

The design of open pit mining slopes uses a structural model that describes the orientation and spatial distribution of the geological structures and the subdivision of the rock mass into structural domains. These structural domains are differentiated by the presence of faults, changes in lithology and alteration profiles, as well as changes in the orientation of geological structures such as the foliation. Foliation is due to viscous flow, crystal growth at high pressures and temperatures and shearing under high confining pressure over geological era (Read and Stacey, 2009). This means that local orientations of the foliation are often difficult to predict and can have a significant effect on slope design. This issue should be considered in pit design and continuously monitored during mine development.

This paper describes the huge challenge of building the southeastern final wall of the Z pit pushback (Figure 7.1) by mitigating the risk of slope failure caused by spatial variability of the foliation orientation, knowing that previous mining in this sector of the pit had caused a multi-bench failure 125 m high and 200 m wide.

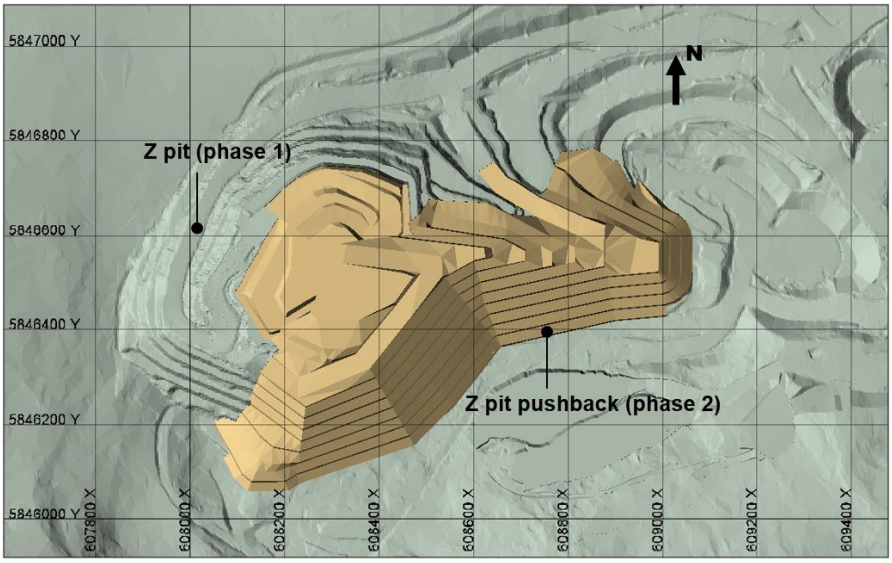


Figure 7.1 Z pit phases 1 and 2 (pushback)

Z pit is a metal mine in eastern Canada. The foliation is the most prominent structure at the mine site and it is observed to be one of the controlling factors with respect to pit wall design and stability. The results of this study are expected to be informative for the other pits in the mining site where similar geotechnical conditions exist.

7.4 Previous highwall failure

The structural geology in the mine site area studied is complex due to tight folding caused by at least two major orogeny events. The end result of the complex folding at the Z pit was the creation of a tight fold with limbs generally dipping southeast. The quartzite (QR) which forms the main lithology of the southeast wall is usually a hard, white, massive rock with variable amounts of muscovite, low amounts of garnet and biotite, and variable hematite content as it approaches the upper contact with the iron formation (IF) (Piteau, 2016).

A highwall failure occurred in the southeast region of the Z pit (phase 1). The highwall instability was detected by slope stability radar and resulted in a multi-bench failure containing an estimated 3,000,000 tonnes of rock, becoming one of the most significant instability events to have occurred at the mine site (see Figure 7.2 for post-failure photograph). The unstable highwall was over 125 m high and 200 m wide. The overall slope angle before failure was 44°. The failure area consisted mainly of a mass of foliated QR, limited by contact with a more competent IF that was exposed on the pit wall. The radar monitoring system was thus considered to be effective for its purpose, having provided sufficient warning of the imminent collapse to allow for evacuation of personnel and equipment from the area.

Figure 7.2 Southeast highwall post-failure photograph

Kabuya et al. (2020a) completed a numerical modelling study to back-analyse this highwall instability event which occurred in the Z pit. An attempt has been made to calibrate simplified

models developed in SLIDE3 and RS2 to reproduce this highwall instability. One of the purposes was to develop an understanding of the mechanisms and key parameters sensitivities, with regard to stability, which may have been involved in the highwall failure. Figure 7.3 presents the stereonet representation of the discontinuity sets and orientations in the immediate area of the highwall instability.

Structural interpretation indicated that the dip of discontinuities along the foliation may flatten and become progressively shallower with increasing pit depth. Separate structural regimes were defined for the upper and lower slopes in the failure area. A horizontal dividing plane was defined approximately 70 m below the crest of the pit slope, with steeply dipping foliation (FL-1B) above and more shallowly dipping foliation (FL-1C) below. This model was considered the best estimate of the structural features of the highwall failure (elevation-dependent foliation).

Through experimentation, it was found that reproducing the instability of the highwall was critically sensitive to the local structural characterisation. The modelled solution was to significantly weaken the sub-horizontal BD-1 joint set to produce a factor of safety (or critical strength reduction factor) approaching the target of 1.0 and to initiate toe breakout. The local orientation of QR foliation may continue to rotate (fold) with depth, to provide the necessary toe weakness in place of a weakened BD-1 set, but this local variation would not be captured in a domain-scale structural characterisation.

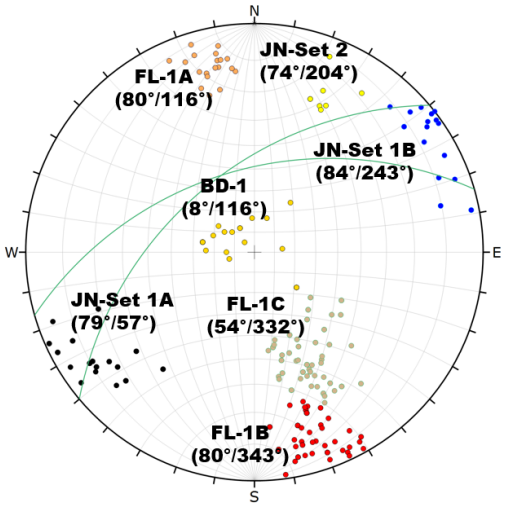


Figure 7.3 Structural interpretations of the southeast region of the Z pit (Kabuya and Henriquez, 2017)

7.5 Background

In 2019, slope failures were observed on the pushback wall in the southeast region of the Z pit. Crest losses between levels 700 and 728 occurred in the QR. It can be observed (Figure 7.4 and Figure 7.5) that failure materials accumulated at the toe of the slope and the presence of slabs on the bench face. These losses in catch-bench width seemed to follow the same plane, with variable orientation. The presence of a fault was suspected since the orientation of this plane is similar to that which caused the highwall failure located in front of the current slope (phase 1). The height of the overall slope is 84 m and is expected to reach 252 m.

In order to continue mining safely, this study was initiated as part of a risk management plan. The methodology was mainly based on the bench cleanup, the design compliance analysis, the televiewer surveys, the modification of blasting techniques and the radar monitoring. This is discussed in the next sections.

Figure 7.4 Slope failure and slabs observed on the southeast wall (bench 700-728)

Figure 7.5 Slope failure and slabs observed on the southeast wall (bench 700-728)

7.6 Bench face cleanup

The wall of the southeast region resulted in a foliation plan undercut and the slabs remained on the bench face. The slabs remaining on the bench face created a potential safety hazard that should be removed. Secondary scaling of bench faces was performed with the equipment positioned on the bench floor. Scaling from the bench above by chaining the face using a chain with attached dozer track plates was not possible due to the reduced bench width remaining. To eliminate all slabs remaining at the crest, it was decided to blast the slabs along the plan of foliation where it was possible. Figure 7.6 shows the bench face cleanup and the post-blast materials accumulated at the toe of the bench, which would also be cleaned up.

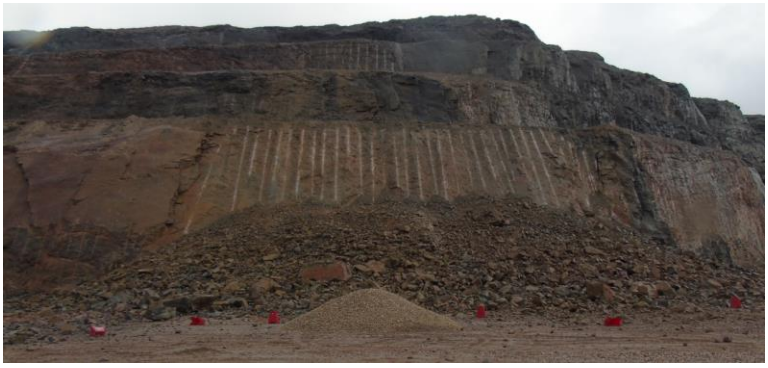


Figure 7.6 Bench face cleanup

7.7 Slope performance assessment

The assessment of the performance of the benches is an important component of any slope assessment program. The factors influencing slope performance are complex and cannot all be explicitly taken into account. The comparison of the as-built bench face angles with the expected bench face angles and the as-built bench widths versus the as-designed bench widths are an opportunity for objectively assessing the performance of the slope. Although these comparisons make it possible to assess whether the implementation of the design has been respected according to the established criteria, the evaluation of the performance of the slope should also evaluate the effectiveness of the design (Read and Stacey, 2009).

The design criteria for the pushback in the southeast region of the pit were determined in an earlier study (Henriquez et al., 2018). It was recommended to develop a benched presplit slope with bench faces mined at 70°, a bench height of 28 m and berm width of 14 m. In order to assess the

performance of the benches, the comparison of the as-built benches and the designed benches was conducted from a photogrammetric survey on the exposed wall. This made it possible to quantify the breakback and the final wall slope angle. PerfectDig software (Maptek, 2018) was used for this purpose. Figure 7.7 shows the overbreak area along the benches. A total of 10,208 tonnes represents the overbreak tonnages. Figure 7.8 represents the as-built bench face versus the designed bench face along the section A-A.

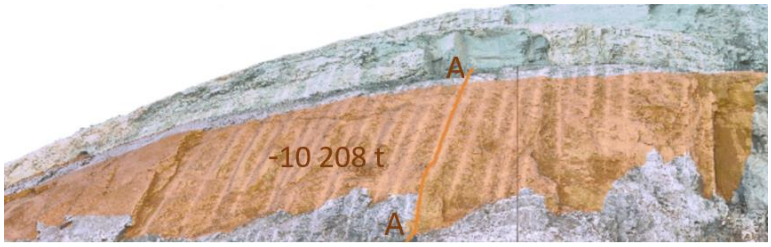


Figure 7.7 Overbreak area along benches

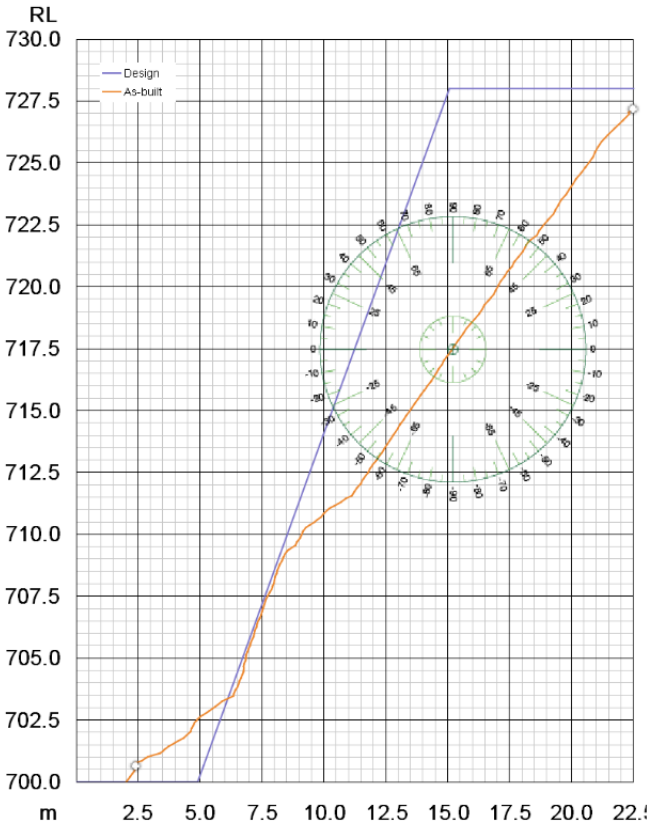


Figure 7.8 As-built and designed bench face (A-A)

It can be observed that the breakback is almost 8 m. The overbreak zone of the pit wall is observed from the crest to the 709.5 m level. The as-built slope face angle is 55°. Conformity to design is

observed from 709.5 m to 703 m. This indicates that the presplit was made at 70°, according to the design, and undercut the foliation, causing the slope failures observed. Loose materials are observed between 703.5 and 700 m. Cleanup of loose materials along the bench toe would be required to continue mining operations.

7.8 Televiewer surveys

7.8.1 Objectives

The major difference observed between the designed bench and the as-built bench was due to the local orientations of discontinuity set, which had not been detected at the time of the slope design. The structural geology surveys were then required in order to continue mining safely.

Geophysical surveys were conducted in a series of eight boreholes identified as TV19-01 to TV19-08, all located near the Z pit's southeast wall. The boreholes are all PQ size with a 70° inclination and 160° azimuth (Figure 7.9).

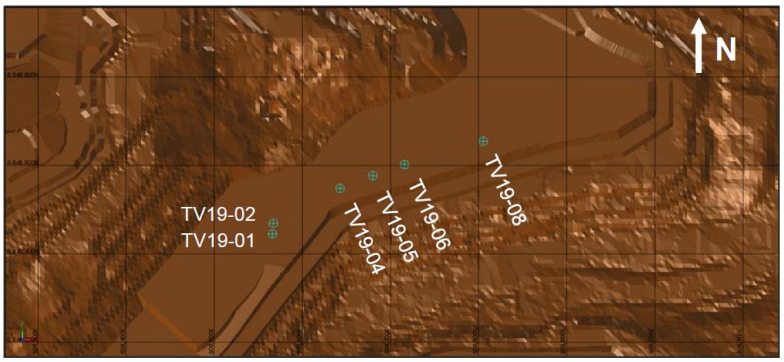


Figure 7.9 Locations of televiewer holes

The purpose of the surveys was to detect and orient the structures intersected by boreholes. The investigation program consisted of an optical and acoustic televiewer survey of borehole walls and a profile survey of borehole diameter variations using a caliper probe. The optical televiewer survey was conducted from the surface to the bottom of all boreholes. The acoustic televiewer survey was conducted in the submerged portion of the boreholes. Note that the quality of the optical televiewer image in the submerged portion of the boreholes was affected by the opacity of the water found in them. The surveys in holes TV19-03 and TV19-07 were not completed as the survey equipment got stuck at 3 m and 2 m, respectively. A total of approximately 502 m of logs were collected in the boreholes from the surface.

7.8.2 Data acquisition

The data was collected with a Matrix digital logging system and an MXC-1000 winch. The system measures depth using a high-resolution optical encoder. The data is recorded on a laptop computer and displayed in real time, making it possible to assess data quality during the survey.

Caliper log: Caliper data was collected with a 2CAA-1000 mechanical probe. The caliper provides direct data of the average borehole diameter along its axis. The diameter is determined by the extension of three spring-loaded arms that slide along borehole walls. Caliper logs were recorded from the bottom of the borehole upwards using a sampling interval of 10 mm and a probe ascent rate of 2.5 to 4 m/min.

Optical televiewer (OTV) logs: The OBI40 optical borehole imager was used to generate high-resolution digital images of the inside of borehole walls. OTV logs were recorded from the top of the borehole downwards using a downward speed of 1 to 1.5 m/min, a sampling interval of 1.7 mm and an azimuthal resolution of 1°.

Acoustic televiewer (ATV) logs: The acoustic camera data was taken with an ABI40 probe. ATV logs were recorded from the bottom of the borehole upwards using a sampling interval of 2.1 mm and a probe upward speed of 1.5 to 2 m/min. The acoustic camera was deployed in the water-filled portion of the boreholes to produce an image of the borehole wall based on the amplitude and travel time of the acoustic waves reflected from the rock formation wall (Golder, 2019).

Figure 7.10 shows televiewer surveys of borehole TV19-08. The tripod and the cable supporting the probe in the borehole are visible. The depths of the logs completed on-site are shown in Table 8.1. They vary from 26.91 m to 28.90 m.

Figure 7.10 Televiewer surveys of the TV19-08 hole

Table 7.1 Characteristics of televiewer holes

Holes	**Caliper (m)**	**Optical (m)**	**Acoustic (m)**
TV19-01	28.12	27.43	27.47
TV19-02	28.49	27.57	27.93
TV19-04	27.97	26.94	27.99
TV19-05	28.90	27.46	28.50
TV19-06	28.62	26.91	28.61
TV19-08	28.87	27.18	27.47

The images taken by the optical and acoustic cameras are oriented by simultaneously recording data from a three-axis fluxgate magnetometer and three accelerometers built into the probes. Prior to interpretation, the image is oriented to a global reference, either magnetic north or the top of the borehole. Generally, images are oriented to magnetic north in boreholes with an inclination greater than 80 degrees relative to the horizontal plane. For boreholes with an inclination of less than 80 degrees, the image is first oriented with the top of the borehole before being oriented to magnetic north.

The planes of the structures intersecting the borehole wall produce sinusoidal traces in the camera image. Using the reference direction recorded during the logging, the sinusoidal traces are analyzed to obtain the dip and direction of the structures (Golder, 2019).

7.8.3 Data analysis

The steps for processing log data are as follows:

- Raw data is imported into WellCAD (RocWare, 2016), a software designed to manipulate and present log data;
- Corrections are then applied to the different logs (caliper, optical and acoustic cameras) to account for the height of the drill collar and make all depths consistent from the ground surface. As part of this procedure, verification is also conducted to ensure that the characteristics common to the different logs (for example, a large structure) are recorded at the same depth;
- The structures observed in the optical and acoustic camera images are interpreted and oriented towards magnetic north. The dip is calculated in relation to the horizontal plane; and,
- The logs of all probes used in boreholes are presented together in a single figure for analysis and interpretation (Figures 7.11 to 7.16). The legend is presented in figure 7.17.

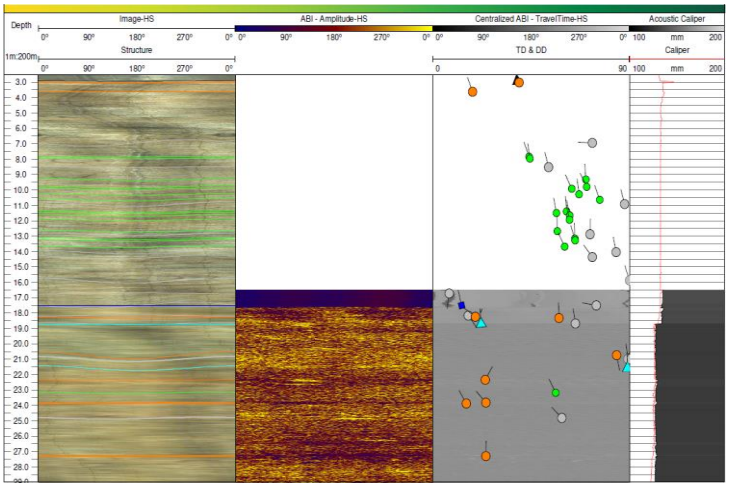


Figure 7.11 TV19-01 log

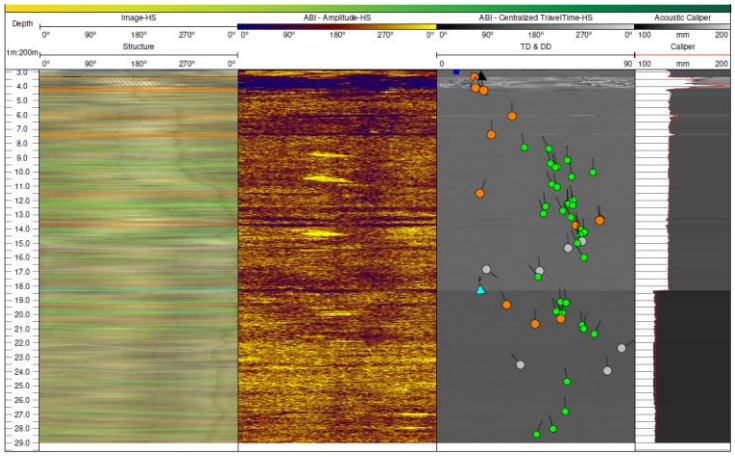


Figure 7.12 TV19-02 log

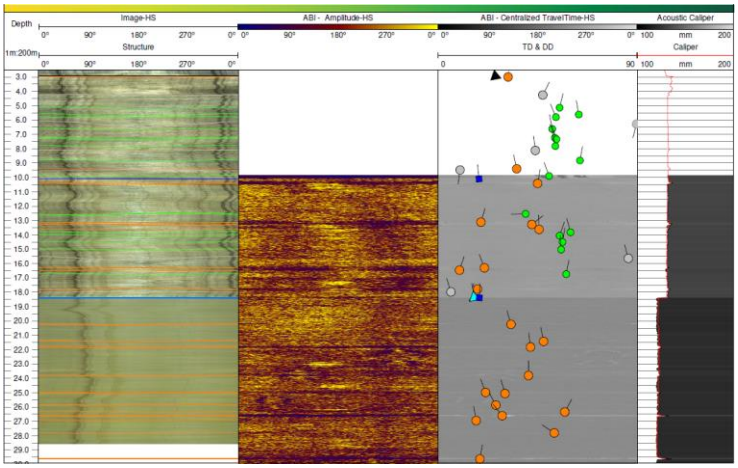


Figure 7.13 TV19-04 log

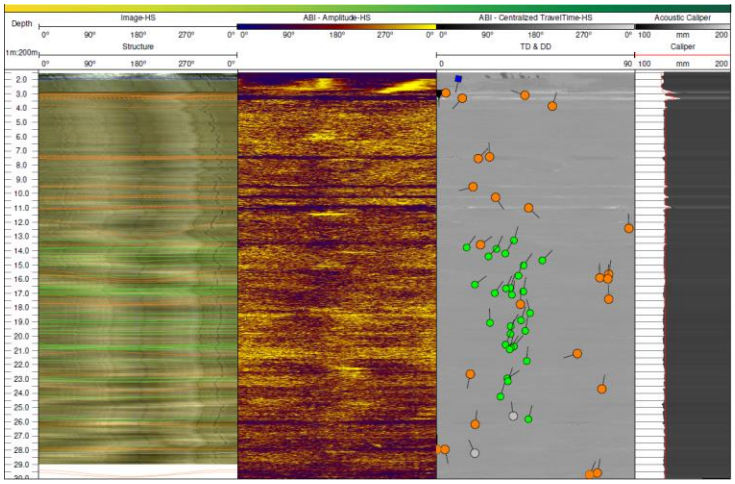


Figure 7.14 TV19-05 log

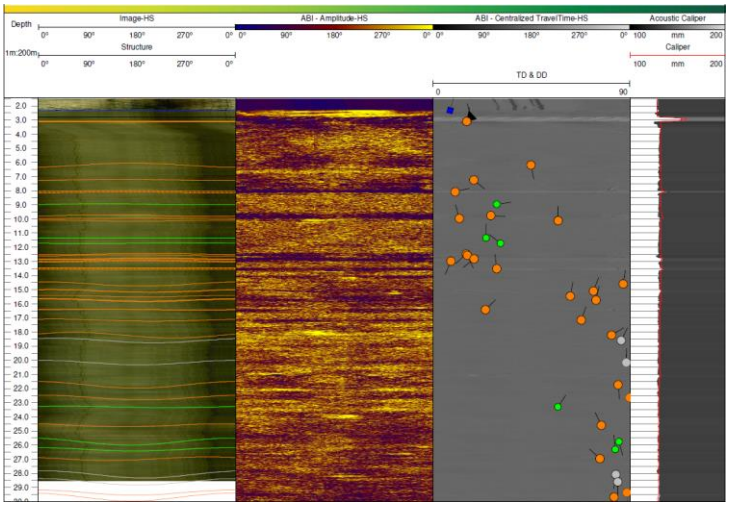


Figure 7.15 TV19-06 log

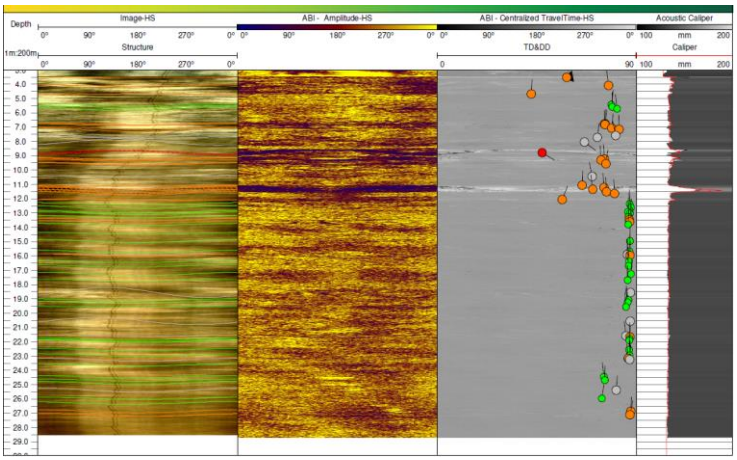


Figure 7.16 TV19-08 log

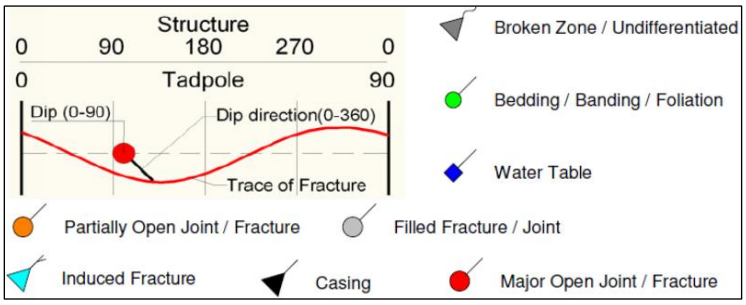


Figure 7.17 Legend of Figures 7.11 to 7.16

7.8.4 Results and interpretation

The results of the logs are presented in the form of stereonets (Figures 7.18 to 7.20). The Terzaghi correction was applied for the calculation of the concentration of the density of the poles illustrated in these figures.

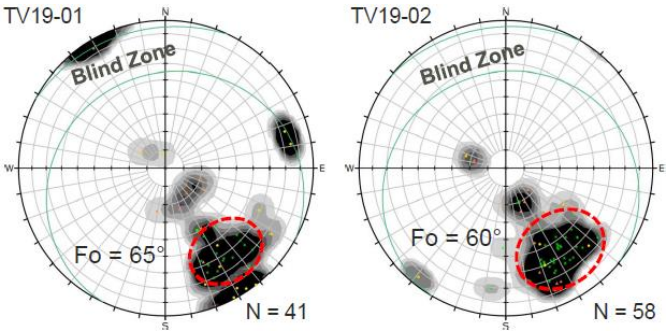


Figure 7.18 Stereonets of TV19-01 and TV19-02

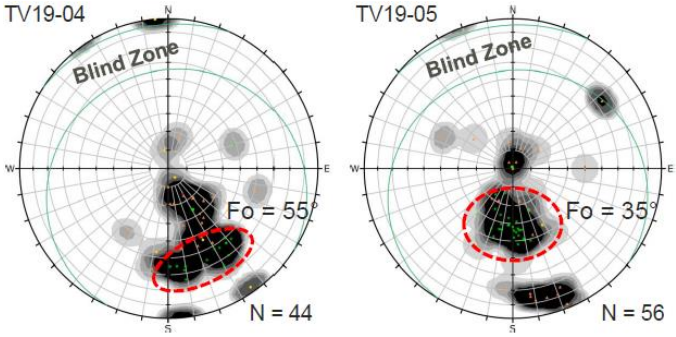


Figure 7.19 Stereonets of TV19-04 and TV19-05

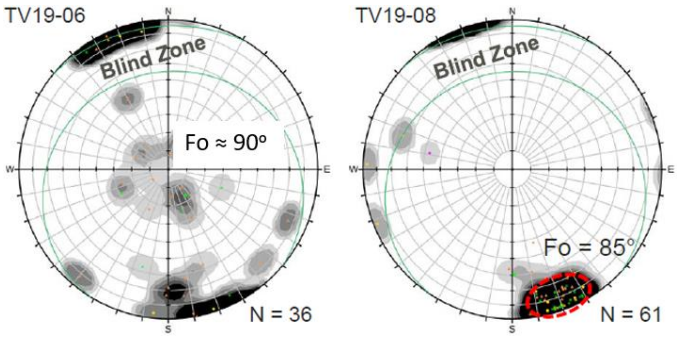


Figure 7.20 Stereonets of TV19-06 and TV19-08

The results of this investigation suggest that the plane on which the rupture occurred is not a fault but rather a plan of foliation associated with the bedding, which changes direction in this sector. It can be seen in the figures that it is a set of discontinuities whose orientation varies along the strike of the wall. For TV19-06 hole, the foliation dip seems subvertical although little data has been collected.

The southeast wall is currently being developed assuming that the bedding is facing the wall. The results of these televiewer surveys suggest that the bedding is rather oriented towards the pit and that this wall should be developed as a footwall following the foliation dip. Otherwise, the results suggest that a partially open QR/IF contact, parallel to the wall, is present only at the small eastern area. This was observed only in the TV19-8 hole at 11.4 m. The wall should be monitored during mining operations in the location of this hole.

7.9 Controlled blasting

With increased understanding of foliation variability, improved blast designs were required. The southeast wall is currently being developed as a benched presplit slope with bench faces mined at 70°. As mentioned, the results of the televiewer surveys suggest that it should be developed as a footwall following the foliation dip and its variation along the strike. The foliation set may control design because it is closely spaced, continuous and planar. Furthermore, controlled blasting techniques must be applied to reduce blast-induced slope damage.

Trim blasting is the most commonly used controlled blasting technique because it can provide good results in a wide variety of geological conditions (Read and Stacey, 2009). Trim blasting parallel to foliation was recommended. Stabs rows are required to ensure that the rock breaks to the desired foliation dip and they are typically loaded to less than half of the hole height. A smaller diameter drill (254 mm) with tighter spacing will be used instead of a production drill (349.25 mm) to reduce both cratering and the chance of undercutting the foliation.

Usually, at the mine site, when mining footwalls, the bench face angle is based on measured orientation from the bench above. As foliation orientation is locally variable along the strike and depth, this practice presents the risk of undercutting the foliation. Trim blasting parallel to the foliation with a free face was therefore recommended. This provided an opportunity to adjust the bench face angles based on measured foliation orientation along a free face at the same level as

that to be mined. Figure 7.21 shows the free face between levels 686-700, on which the spatial variability of the foliation orientation along the strike has been determined from the photogrammetric survey and then used in the blast design.

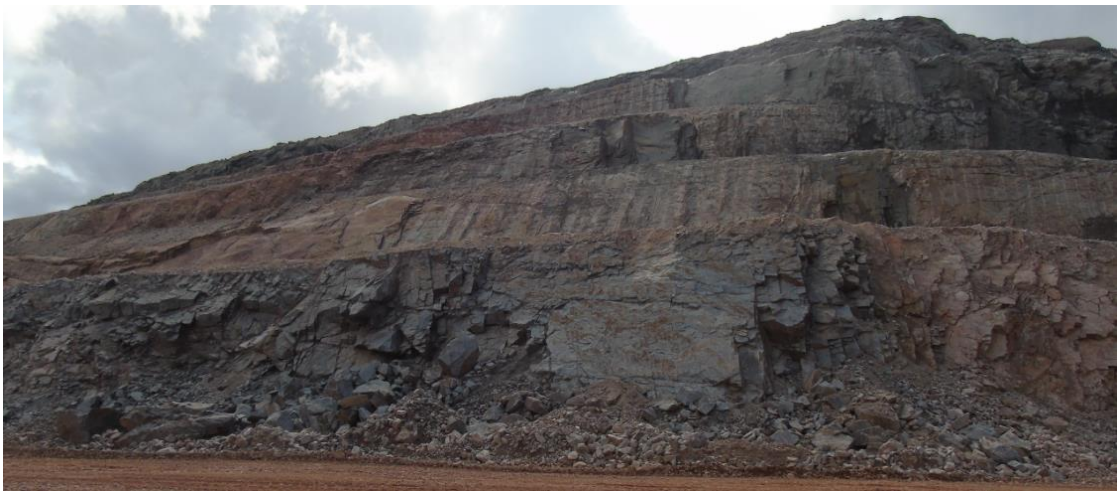


Figure 7.21 Free face between levels 686-700

Figure 7.22 shows the final wall built. It presents good blast performance compared to the bench above by reducing rockfall hazard through a cleaner bench face. Final wall design refinement is still ongoing at the mine site.

Figure 7.22 Final wall

7.10 Radar monitoring

To better manage the rockfall and slope failure risks, different systems for monitoring slope movements are used. Slope movement monitoring systems aim to minimize the impact of slope failure by predicting potentially unstable areas and provide geotechnical information to analyze the slope instability mechanism that develops (Read and Stacey, 2009). For large scale monitoring, Slope Stability Radar (SSR) can be used (Noon, 2003; Kabuya et al., 2020a). Radar, like all monitoring technology, has inherent physical limitations: instability less than 1.5 times pixel size may not be detected; areas covered by vegetation are generally not suitable for monitoring with radar; low coherence caused by vegetation, snow, water or loose rock material may result in unreliable results and data contamination; all slope stability radars are line-of-sight monitoring instruments; only the component of the displacement vector that is parallel to the radar signal will be measured; machinery interaction can cause data contamination, spikes in amplitude and low coherence; significant rainfall events can cause total loss of coherence over the scan area; coherence must remain high for a radar to be able to effectively measure displacement; the real aperture radar RAR (SSR-XT or FX) is not capable of monitoring movement once it reaches a velocity close to 8 mm per scan or faster; a synthetic aperture radar SARx is not capable of monitoring or tracking movement approaching a rate of 4 mm per scan or more (GroundProbe, 2020).

Figure 7.23 presents the SSR monitoring of the southeast wall. A project-specific trigger action response plan was developed. Alarm thresholds were set, and an intervention plan following radar alarms was implemented as part of controlling the slope instability risk. The current deformation rate of the slope is used as the reference velocity. It corresponds to the green alarm, indicating a normal continuation of mining operations. Any increase of 25% in velocity corresponds to the yellow alarm, resulting in increased geotechnical inspections and preparation for pit evacuation. Any increase of 50% corresponds to the orange alarm, resulting in the evacuation of the pit. Any increase of 75% corresponds to the red alarm, resulting in the pit being closed until the slope is stable again.

Figure 7.23 Slope Stability Radar monitoring the southeast wall

Figure 7.24 shows the radar image of the southeast wall. It can be seen that the deformation trend is still linear for the selected control points that are used for the long-term deformation analysis, and the wall is stable. The vertical steps in the deformation plot are residual errors due to atmospheric anomalies that occurred during short periods of time.

With the SSR, post-blast stabilisation time is measured following each blast. It corresponds to the time between the moment of blasting and the moment when the deformation rate becomes constant again. The resumption of mining activities in the pit after each blast can start safely after this post-blast stabilisation time. The degree of the blasting damage on the slope can also be determined based on the time-to-stable period (Saunders et al., 2020; Kabuya et al., 2020b).

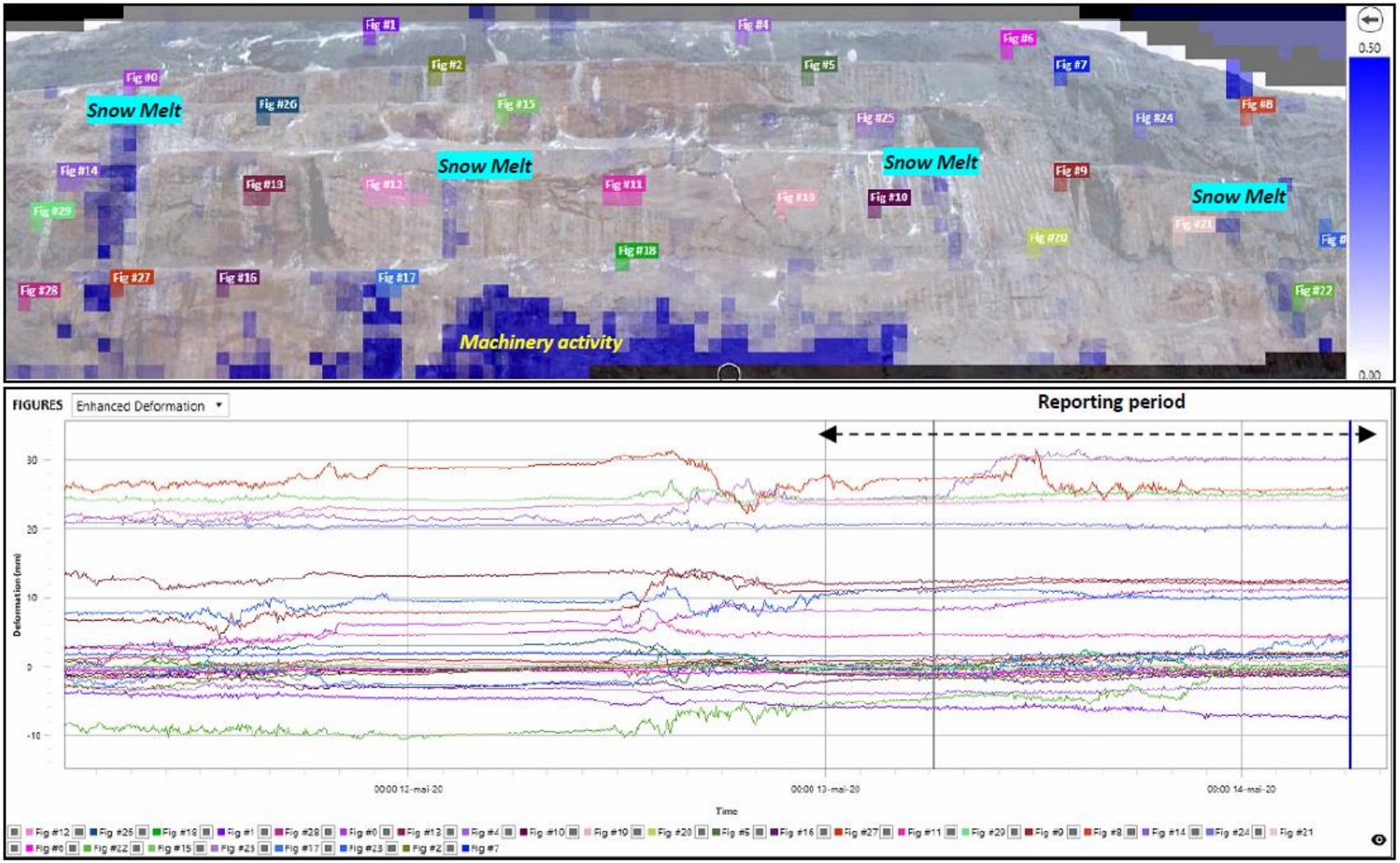


Figure 7.24 Radar image and deformation plot

7.11 Conclusion

Slope failures were observed on the pushback wall in the southeast region of the Z pit. The major difference observed between the designed and as-built bench was due to the local variability of the foliation orientation and led to structural geology surveys being performed in order to continue mining safely. The results of these televiewer surveys suggest that the bedding is not facing the wall as previously assumed but is oriented towards the pit, and that this wall should be developed as a footwall. This led to a change in the blasting techniques from systematic 70° pre-splitting to trim blasting parallel to foliation with a free face, for which the spatial variability of the foliation orientation can be determined from a photogrammetric survey to be used in the blasting design. This produces good blast performance compared to the bench above by reducing rockfall hazard through a cleaner bench face. To better manage the rockfall and slope failure risks, SSR monitoring is used. Alarm thresholds are set, and an intervention plan following radar alarms is implemented. After each blast, mining activities in the pit resume safely once the post-blast stabilisation time is observed and measured by the SSR.

This case study demonstrates that the spatial variability of the foliation orientation could be significant to slope design. A robust risk management plan to mitigate this major risk must be successfully implemented in order to continue mining safely by achieving optimal slope.

7.12 Acknowledgement

The authors thank ArcelorMittal Mining Canada for their support of this project.

7.13 References

Golder 2019. Geophysical surveys. Internal technical report. Dated November 2019.

GroundProbe 2020. Geotechnical support services: GSS-Remote Monitoring.

Henriquez, F., Kabuya, J.M., Tinucci, J. 2018. Slope Stability Assessment - Z Pit Pushback. Internal technical report. Dated September 2018

Kabuya, J.M. and Henriquez, F. 2017. Phase 1 South East Instability Assessment – Preliminary Results, Internal technical report. Dated December 2017.

Kabuya, J.M., Simon, R., Carvalho, J., Haviland, D. 2020a. Numerical back-analysis of highwall instability in an open pit: a case study. *Proceedings, Slope Stability 2020: International Symposium on Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering*, Perth, Australia, pp. 937-952.

Kabuya, J.M., Lambert, J.S., Simon, R. 2020b. Blasting mitigation measures used to control a highwall failure risk, *Proceedings, ISEE 2020: International Society of Explosives Engineers,* Denver, USA, (paper 20v111g).

Maptek 2018. Maptek PerfectDig: powerful design conformance solution, https://www.maptek.com/products/perfectdig/index.html

Noon, D. 2003. Slope Stability Radar for Monitoring

Noon, D., 2003. Slope Stability Radar for Monitoring Mine Walls. Mining Risk Management Conference, Sydney, NSW, pp. 1-12.

Mine Walls, *Mining Risk Management Conference,* Sydney, NSW, pp. 1-12.

Piteau 2016. Geotechnical Slope Stability Analysis and Design for the 2015 Pit Mine Plan. Technical report prepared by Piteau Associates Engineering Ltd. Dated May 2016.

Read, J. and Stacey, P. (eds) 2009. *Guidelines for open pit slope design*. CSIRO Publishing, Australia.

RocWare 2016. WellCAD,

https://www.rockware.com/product/wellcad/

Saunders, P., Kabuya, J.M., Torres, A., Simon, R. 2020. Post-blast slope stability monitoring with slope stability radar. *Proceedings, Slope Stability 2020: International Symposium on Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering,* Perth, Australia, pp. 507-522.

CHAPITRE 8 DISCUSSION GÉNÉRALE

Ce chapitre présente une discussion générale intégrée en regard des aspects méthodologiques et des résultats en lien avec la revue de la littérature. Il ne reprend pas la discussion générale de chacun des articles, mais discute de l'ensemble de la thèse.

Dans ce chapitre, certains aspects des méthodologies et des approches développées sont discutés. Ils portent sur la surveillance de la stabilité d'une pente minière, les dommages post-dynamitages d'une pente minière, le modèle géotechnique bonifié et la gestion du risque d'instabilité des pentes minières.

8.1 Surveillance de la stabilité d'une pente minière

La méthode de surveillance de la stabilité de pentes minières dans le cadre de ce projet s'est faite principalement avec le SSR qui a permis la poursuite sécuritaire des opérations minières. La correction atmosphérique a été un des paramètres clés qui a permis d'identifier les mouvements réels des pentes minières. En effet, le changement des conditions atmosphériques (la température, la pression de l'air, et particulièrement l'humidité) entraîne une modification du signal du radar semblable à celle de la déformation d'une pente. La mesure de la déformation est alors affectée par ce changement atmosphérique qui se produit au cours d'une certaine période et dans une certaine zone. Le changement temporel des conditions atmosphériques signifie qu'il y a un changement entre le début et la fin d'un balayage ou entre deux balayages successifs de la pente par le radar. Les effets de ce changement temporel sur la déformation peuvent être limités en augmentant la vitesse de balayage ou en réduisant la durée du balayage. Le changement spatial des conditions atmosphériques se rapporte à l'espace et implique des changements non uniformes dans une zone balayée par le radar. Les effets de ce changement spatial sur la déformation peuvent être limités en réduisant les dimensions de la zone de balayage. La correction atmosphérique consiste, quant à elle, à une correction des valeurs de déformation des pixels de la pente en fonction de celles des zones de référence stables sélectionnées sur une pente. Ces zones de référence doivent être les plus stables d'une pente et toute déformation dans ces zones est considérée comme étant causée par le changement atmosphérique. En plus d'une sélection optimale des zones de référence stables, l'algorithme de correction atmosphérique du radar permet également de faire face aux changements atmosphériques. À cet effet, des tests de surveillance des pentes minières avec le SSR-Omni dans

les conditions hivernales ont été réalisés à la mine de Mont-Wright par l'auteur en collaboration avec GroundProbe du mois de novembre 2020 au mois de février 2021. Le test de surveillance des pentes minières de la fosse Paul's Peak a permis de confirmer les différents avantages suivants du SSR-Omni comparativement aux autres types de radars :

- Il effectue une acquisition rapide des données et il a une plus grande portée de surveillance ;
- Il a une haute définition permettant de détecter rapidement les zones potentiellement instables ainsi que les ruptures des pentes de faibles dimensions ;
- Il permet une visualisation en 3D et une rotation à 360º alors que les autres types de radars sont en 2D et ils sont limités à une rotation à 180º.

Les figures 8.1 et 8.2 présentent les déformations des pentes de la fosse Paul's Peak respectivement avec l'algorithme de correction atmosphérique courant dans le SSR et celui amélioré dans le SSR-Omni. On peut observer la bonne qualité des données et de l'image sans contamination en utilisant le second algorithme. Les algorithmes de correction atmosphérique du SSR-Omni sont plus performants et facilitent, entre autres en milieu nordique, une meilleure surveillance des pentes malgré l'accumulation de la neige. La figure 8.3 présente une comparaison du niveau de résolution du SSR-Omni par rapport aux autres radars. On peut observer que pour une même portée, le SSR-Omni permet de détecter des ruptures de faibles dimensions grâce à sa haute résolution. La résolution du radar, exprimée en degré, correspond à la largeur du faisceau du radar sur une pente. Les trois options du SSR-Omni par ordre croissant de résolution sont : 0,33, 0,25 et 0,08 deg.

L'annexe F présente le processus d'évaluation de la qualité des données du radar SSR qui a été implémenté à la mine de Mont-Wright par l'auteur en collaboration avec la compagnie GroundProbe. Elle tient en compte les paramètres suivants :

- L'état du système : ce paramètre a pour but de confirmer que le SSR est correctement configuré en fonction de son modèle et des caractéristiques de la pente qu'il surveille. Il donne également un aperçu de la cohérence du signal.
- La zone de balayage : ce paramètre a pour but d'optimiser le temps d'analyse en s'assurant que le SSR analyse uniquement la zone d'intérêt.
- La photographie : ce paramètre a pour but de s'assurer que le SSR fournit des photos de bonne qualité et qu'il est calibré pour fournir des images de bonne qualité.

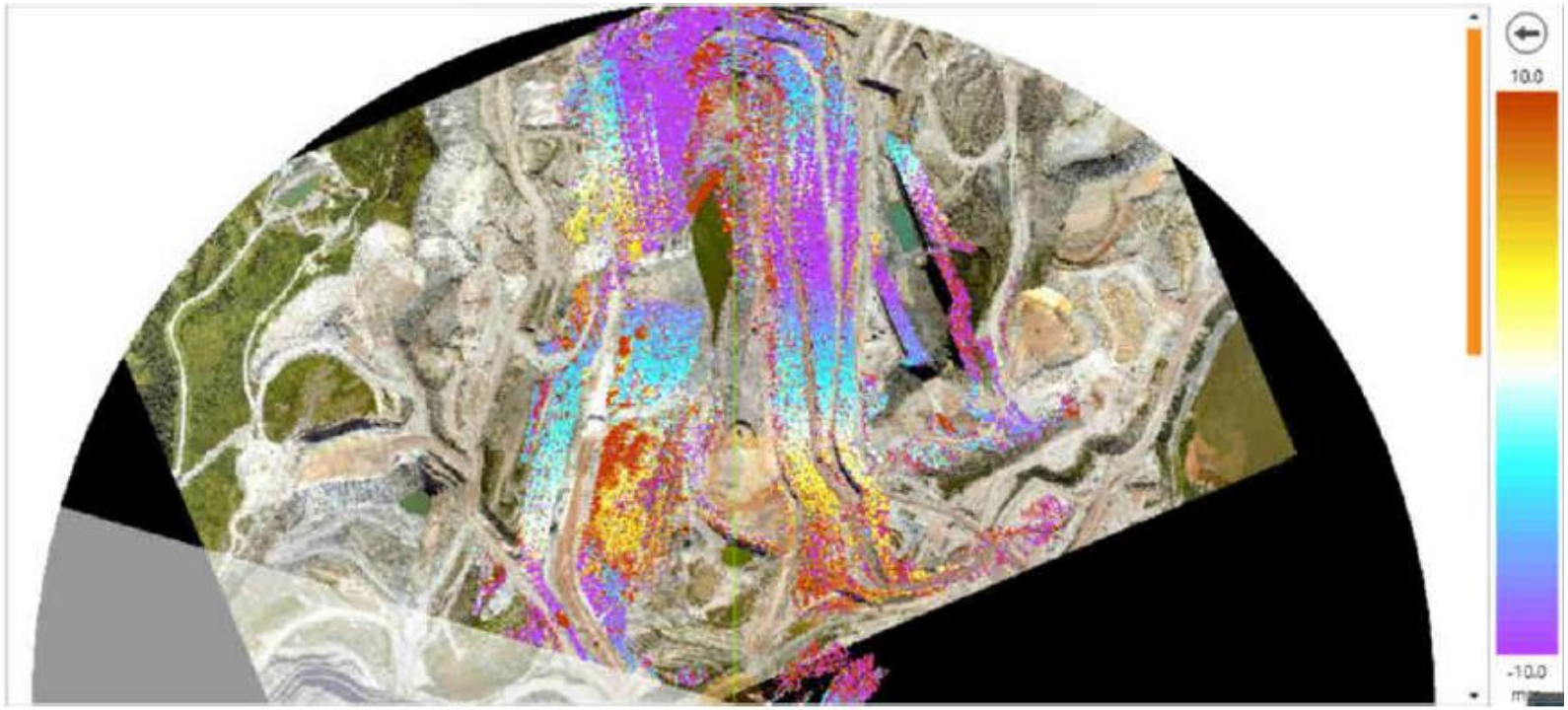


Figure 8.1 Déformation avec la correction atmosphérique courante (GroundProbe, 2021)

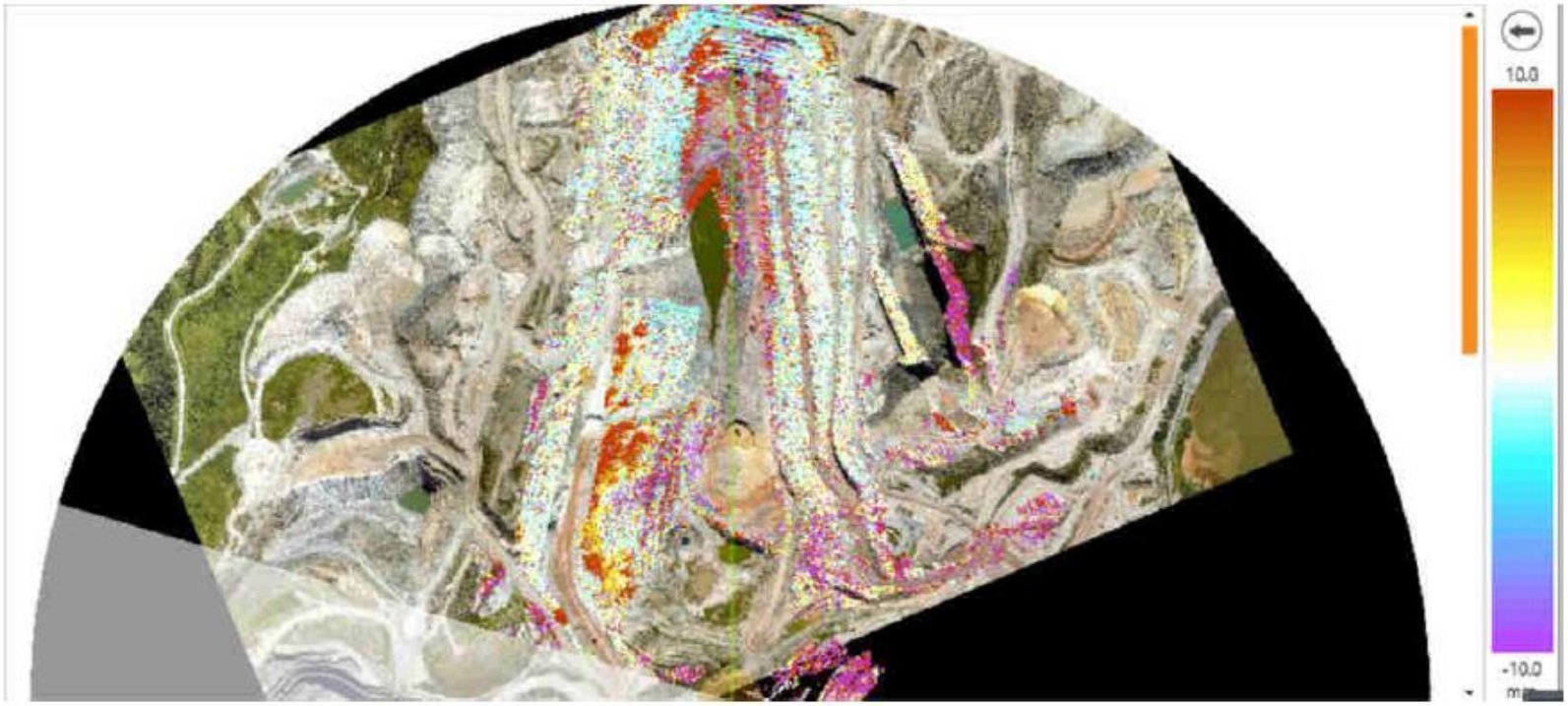


Figure 8.2 Déformation avec la correction atmosphérique améliorée (GroundProbe, 2021)

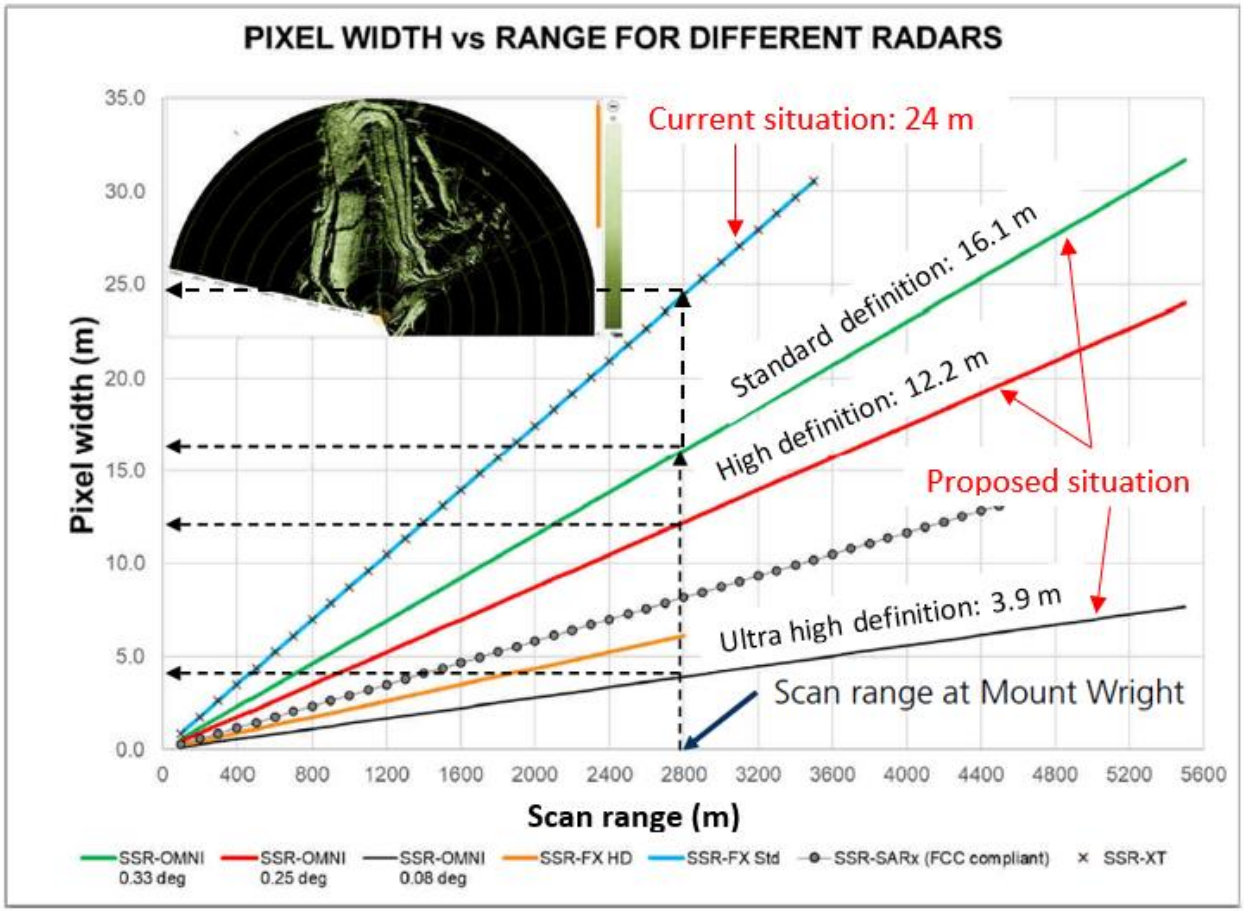


Figure 8.3 Niveau de résolution des différents types de radars (GroundProbe, 2021)

- Les masques : ce paramètre a pour but de vérifier que tous les masques du logiciel SSRViewer sont utilisés comme prévu.
- Le système d'alarme : ce paramètre a pour but de vérifier que le système a été configuré pour déclencher les alarmes nécessaires à l'utilisateur.
- La correction atmosphérique : ce paramètre a pour but de vérifier que le SSR est configuré de manière à maximiser ses chances de produire de bonnes corrections atmosphériques et qu'il n'existe pas de configurations qui pourraient empêcher l'utilisateur de détecter un processus de déformation en cours.

Ce processus permet de mettre en évidence les domaines qui peuvent ou doivent être modifiés pour améliorer la qualité des données et pour maximiser les chances que le SSR détecte les déformations dangereuses et alerte le personnel en cas d'une rupture imminente. Ce processus contribue énormément à l'efficacité de la surveillance des pentes minières à la mine de Mont-Wright et occasionne des bénéfices économiques qui en découlent. Dans le cas de la fosse Irène, les alarmes et le plan d'intervention ont été efficaces, car ils ont fourni un avertissement de la rupture imminente de la haute pente minière et permis l'évacuation du personnel et des équipements du secteur à risque.

Par ailleurs, le SSR peut être utilisé avec des méthodes de surveillance complémentaires, notamment celles qui ne fournissent pas les données en temps réel, mais qui souvent sont nécessaires pour identifier et comprendre les mécanismes de rupture, ainsi que pour évaluer la nature des tendances à plus long terme. Les inspections visuelles assistent l'interprétation, la validation et le rapport des données de surveillance. Elles garantissent que le système de surveillance fonctionne comme prévu. Sa fréquence est fonction du niveau de risque (Armstrong et al., 2020). Durant les inspections, des photos du secteur sous surveillance sont prises ainsi que celles de toute la fosse à partir des stations fixes. Ces photos contribuent au maintien d'un enregistrement qualitatif de la performance des pentes au fil du temps. Dans le cas de ce projet, des inspections visuelles étaient courantes et elles avaient notamment permis d'identifier la fissure de tension sur la plateforme supérieure de la haute pente de la fosse Irène et les ruptures des pentes de la fosse Z.

8.2 Dommages post-dynamitages d'une pente minière

Dans le cadre de la gestion du risque d'instabilité des pentes minières occasionnées par les dynamitages, une méthode d'évaluation des dommages induits au massif rocheux basée sur la mesure de la déformation avec un SSR a été développée. L'étape initiale de cette méthode implique la sélection des secteurs de contrôle représentatifs de la pente. L'emplacement réel du dynamitage a été assumé en observant les données de la cohérence et de la déformation fournies par le SSR, immédiatement après le moment du dynamitage enregistré. Cette étape est très importante et nécessite une meilleure compréhension et interprétation de ces deux paramètres qui peuvent impacter les résultats. Concernant la cohérence, elle est une combinaison du changement, par rapport au précédent balayage de la pente par le radar, de l'amplitude du signal et de la distance. La figure de l'amplitude affiche la force du signal retour de radar qui a rebondi sur la pente alors que celle de la distance affiche la distance entre le radar et la pente. La cohérence varie de 0 à 1. Les pixels avec de faibles valeurs de la cohérence reflètent un changement sur la face de la pente au niveau de ces pixels. Concernant la déformation, elle est un déplacement d'une pente basée sur la mesure du changement de phase du faisceau de signaux entre des balayages consécutifs d'une pente par le radar. Elle a une valeur positive lorsque la pente se rapproche du radar et une valeur négative lorsque la pente s'en éloigne. La cohérence et la déformation peuvent être affectées par différents évènements autres que le dynamitage. Il s'agit, entre autres, de la chute des roches, de la présence des équipements ou de la machinerie, des treillis métalliques, de la végétation, de l'érosion, de la pluie, de l'écoulement de l'eau et de la rupture d'une pente. Il s'avère indispensable de distinguer la signature des dynamitages, en ce qui concerne la cohérence et la déformation, par rapport à ces évènements. Les figures 8.4 et 8.5 servent des lignes directrices à cet effet. Les figures 8.4 et 8.5 présentent la mesure de la cohérence face aux différents événements mentionnés. On peut observer que la baisse de la valeur de la cohérence à la suite du dynamitage est inférieure instantanément à 0,8 pour 1 ou 2 scans. Elle est, dans le cas de la rupture de pente par exemple, inférieure à 0,2. Les figures 8.6 et 8.7 présentent pour chaque événement mentionné, la signature de la déformation, de la cohérence, de l'amplitude, de la distance ainsi qu'une image typique du radar et des commentaires. On peut observer que les différences en signature sont marquantes, ce qui permet à l'utilisateur d'un SSR de distinguer la signature du dynamitage d'avec un autre évènement et d'appliquer la méthode d'évaluation des dommages post-dynamitages induits au massif rocheux développée dans le cadre de ce projet.

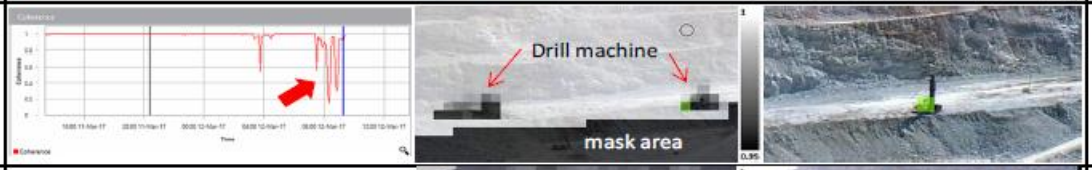
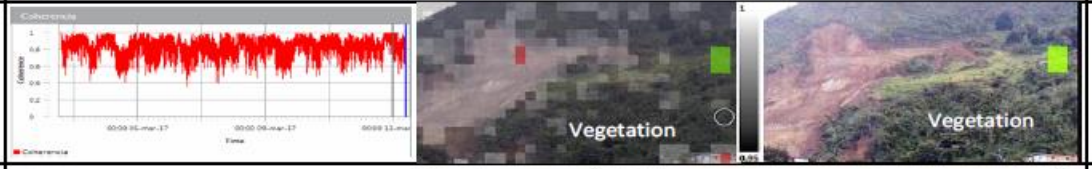
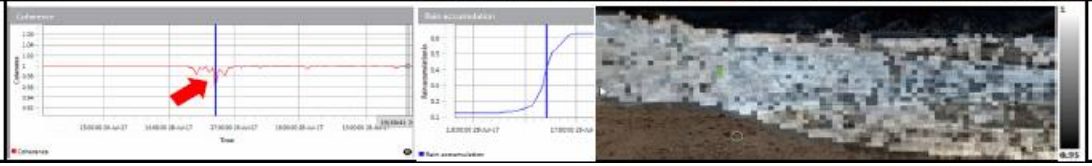
No	Event	Coherence measurement response	Remarks
1	Blasting activity		Drop in the coherence value < 0.8 (1 or 2 scans) instantaneously.
2	Equipment intervening		Coherence value < 0.4 .
3	Vegetation		Cosntant erratic coherence curve, the value is <0.7.
4	Rain Event		Drop in coherence around 0.958 as long as the rain persist

Figure 8.4 Mesure de la cohérence (GroundProbe, 2020)

No	Event	Coherence measurement response	Remarks
5	Wire Mesh		The value is < 0.9, constantly
6	Ravelling material		Drop of coherence value around > 0,65 - 0.7 instantaneously.
7	Failure		Drop in coherence typically less then 0.2.

Figure 8.5 Mesure de la cohérence (suite) (GroundProbe, 2020)

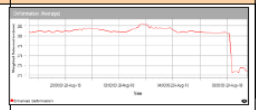
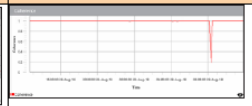
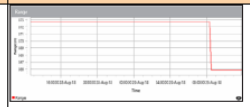
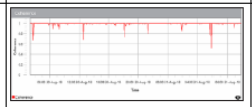
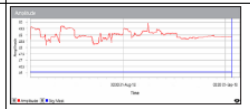
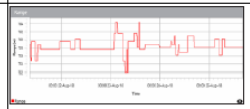
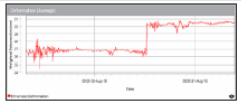
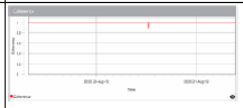
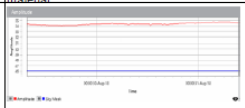
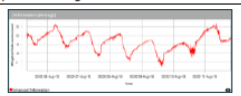
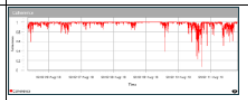
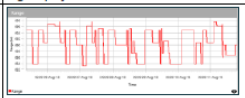
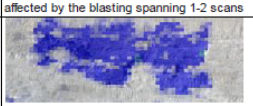
No.	Event	Deformation Chart	Coherence	Ampllitude	Range	Radar Image	Remarks
1	Rockfall	 Sudden step in deformation chart, either positive or negative	 a single drop spikes in coherence typically <0.5	Drop in amplitude coincide with step in deformation.	 step in range that will be consistent signifying permanent shifting in pixel range.	Coherence image for 1 scan will show signature of rock fall impact	Remember that rock fall was a real rapid deformation. It needs to be notified to all related party
2	Equipment/Machinery	Erratic deformation curve, marred with many steps.	 Erratic coherence spikes that coincide with steps on deformation	 upward jump on amplitude, because metal reflect signal better than other prevalent material	 Erratic range measurement align deformation and amplitude	Dark purple color at delta amplitude image	Photograp checking could help to determine the interference of machinery. During night time, checking on the light from machinery could help to determine the occurrence of machine interference.
3	Blasting	 Sudden step in deformation chart, either positive or negative	 Coherence drop typically <0.9	 slight drop in amplitude	Most of the time range will be stable, or slight spiky	Coherence image show drop in entire area affected by the blasting spanning 1-2 scans	Blasting activity might cause the occurrence of rock fall on some part of the scan area as well occasionally. It could also trigger real deformation soon after the blasting ceased.
4	Wire mesh	 Deformation show diurnal pattern	 Coherence spikes periodically	Erratic amplitude	 Erratic range measurement periodically	 Delta coherence image will show dark blue color on the area where wire mesh is installed	Wire mesh will contract during day time, and relaxed during night time.

Figure 8.6 Signatures des différents événements (GroundProbe, 2020)

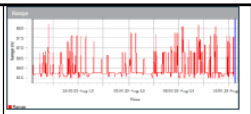
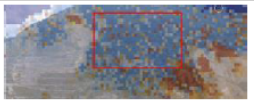
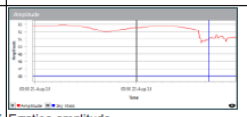
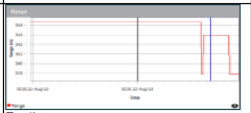
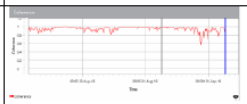
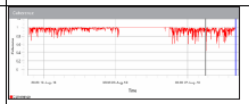
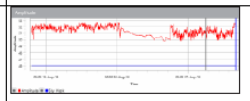
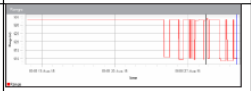
No.	Event	Deformation Chart	Coherence	Ampllitude	Range	Radar Image	Remarks
5	Vegetation	Permanent erratice deformation	Permanent erratic coherence, typically around <0.5	Permanent erratic amplitude	 Permanent erratic range	 Deformation image will show random distribution of positive and negative deformation on close proximity.	Delta coherence image will show area covered by vegetation as permanently low coherence area.
6	Rilling/ravelling material	Step in deformation	Multiple drop of coherences, typically < 0.7	 Erratice amplitude	 Erratic range	Coherence image will show riling material signature on multiple occasion, it oftenly happened on loose material that can be seen usually from photo	Riling could easily be spotted on loose material pile or remnants of slope failure
7	Rain	Step in deformation	Coherence drop typically >0.9	slight drop in amplitude	Range tend to be stable, but if the intensity of the rain is pretty high it might cause the range to be slightly erratic	Overall scan area will show coherence drop mildly for consecutive scan depend on how long the rain happen.	Rain accumulation chart will show upward trend when rain event occur. Occasionally it will trigger enhance scan event as well. It could also act as a trigger for real deformation afterward.
8	Waterflow	 Erratic deformation curve.	 Erratic coherence, typically <0.8	 Erratice amplitude	 Erratic range	Coherence image will show signature of water flow	Photograph could also help the identification of water flow on slope.

Figure 8.7 Signatures des différents événements (suite) (GroundProbe, 2020)

Différentes méthodes d'évaluation des dommages des dynamitages décrites dans la littérature ont été effectuées dans le cadre de ce projet. La mesure des vibrations a été notamment cruciale lors de la campagne des trous signature pour déterminer la vitesse de propagation des ondes dans chaque lithologie, la vitesse particulaire maximale critique ainsi que la loi d'atténuation spécifique à la fosse Irène. La valeur de la vitesse particulaire maximale critique retenue a été conservative pour tenir compte des limites de cette méthode telles que mentionnées dans la revue de la littérature à la section 2.3.5.1. Le facteur de dommage D du critère de rupture de Hoek-Brown a été utilisé lors de la rétro-analyse de la rupture de la pente de la fosse Irène. Une valeur de D égale à 0,7 avait été jugée appropriée à la suite des dynamitages contrôlés appliqués lors de la construction de la pente et de l'observation de l'état du mur final. L'évaluation de la performance de la pente de la fosse Z avec la photogrammétrie avait permis de surveiller les écarts entre la pente telle qu'implantée et la pente telle que conçue et avait justifié des investigations géotechniques additionnelles sur le site minier. Cette évaluation s'était faite en considérant l'angle de face de banc selon l'approche courante présentée dans la littérature. Des inspections visuelles s'effectuaient après chaque sautage afin d'identifier des pertes de crête, des décrochements rocheux ou des ouvertures des fissures sur la face de la pente ainsi que les discontinuités nouvellement créées. Des photos prises lors des inspections contribuaient à l'analyse de la performance des pentes.

Comme on peut le constater, les différentes méthodes fournissent des informations additionnelles pertinentes dans la gestion du risque d'instabilité des pentes minières. Les choix de la méthode et par conséquent celui du paramètre critique pour l'évaluation des dommages induits au massif rocheux par les dynamitages sont fonction des objectifs du projet et des moyens disponibles. La nouvelle approche d'évaluation des dommages post-dynamitages sur une pente minière présente, quant à elle, les avantages suivants par rapport à la méthode courante d'évaluation des dommages en fonction des niveaux des vibrations : (a) elle est basée sur la déformation d'un massif rocheux qui présente l'avantage d'être facile à mesurer ; (b) L'utilisation dans cette approche d'un SSR permet de coupler en temps réel l'évaluation des dommages post-dynamitages sur une pente minière et la surveillance continue de la stabilité d'une pente minière. (c) En définissant une échelle des niveaux des dommages post-dynamitages sur une pente minière en fonction du temps de retour à la constance de la déformation, elle intègre la détermination optimale et systématique de la période d'attente post-dynamitage pour la reprise des activités minières et conséquemment l'augmentation du profit d'un projet minier. (d) Lorsqu'appliquée à plusieurs sautages effectués,

elle permet d'établir une matrice d'évaluation des dommages post-dynamitages sur une pente minière. Cette matrice est un outil qui assiste le processus décisionnel d'optimisation des paramètres de conception des futurs dynamitages. L'optimisation peut porter sur la définition des paramètres de forage et dynamitage plus agressifs pour maximiser le profit d'un projet minier tel qu'appliqués dans le cadre du projet Offload ou sur des mesures de mitigation déterminée pour contrôler le risque d'instabilité actif d'une pente minière telle qu'appliquée à la fosse Irène. (e) Elle n'expose pas le personnel et les matériels à un risque d'instabilité post-dynamitage d'une pente ou aux risques opérationnels contrairement à la mesure des vibrations qui requiert la pose et la récupération des géophones sur le site minier ainsi que le risque d'endommagement des matériels dû à la projection des roches.

8.3 Modèle géotechnique bonifié

Plusieurs techniques de collecte de données peuvent être utilisées pour bonifier un modèle géotechnique. Dans le cadre de ce projet, la rétro-analyse d'une rupture de pente, la photogrammétrie, les forages et les investigations géophysiques (optique et acoustique) ont permis de bonifier le modèle géotechnique de la mine de Mont-Wright. Il a été démontré que cette mise à jour est cruciale dans la gestion du risque d'instabilité des pentes minières, car elle a permis :

- La compréhension des mécanismes contrôlant la rupture des pentes minières : La collecte des données structurales au moyen de la photogrammétrie a été réalisée à la fosse Irène pour la compréhension du régime structural utilisé lors de la rétro-analyse. Grâce à la rétro-analyse, la rupture d'une pente minière est une opportunité pour déterminer les propriétés géotechniques qui seront considérées pour la conception future de la fosse minière ou qui seront appliquées ailleurs où les conditions in situ sont similaires : la présence d'un contact lithologique QR-IF, la variation de l'orientation de la foliation en fonction de la profondeur, le quartzite comme principale lithologie de la pente. La rétro-analyse de la rupture de la pente de la fosse Irène a permis de déterminer les propriétés géotechniques du massif rocheux et de comprendre les mécanismes clés ayant contrôlé la rupture de la pente. À la fosse Z, la photogrammétrie a permis d'expliquer la cause de la rupture de la pente qui a été observée et d'évaluer la performance de cette pente.
- La révision de la conception des pentes minières : La collecte des données structurales avec la photogrammétrie et les forages a été effectuée à la fosse Z pour la définition des domaines

structuraux et l'analyse de la stabilité cinématique de la pente ayant conduit à la révision de la conception. Les critères de conception spécifiques au site qui ont été déterminés sont en accord avec les critères standard internationaux trouvés dans la littérature. Des rosaces de conception des pentes ont été également proposées. La révision de la conception du secteur sud-est de la fosse Z a été possible, quant à elle, grâce à la base de données géotechniques bonifiée avec des investigations géophysiques.

- La révision de la technique de minage : Les investigations géophysiques (acoustique et optique) ont été appropriées pour cerner la variation spatiale de l'orientation de la foliation à la fosse Z. La détermination des nouveaux paramètres de conception de dynamitage contrôlé a été possible grâce à la collecte de l'orientation de la foliation au moyen de la photogrammétrie sur la face libre des panneaux à miner.

Bien que le niveau de connaissance acquise des données géotechniques reste toujours limité par rapport à la complexité du milieu naturel, comme mentionné par Fleurisson et Grenon (2014), ces différents aspects abordés dans le cadre de ce projet à la suite de la mise à jour du modèle géotechnique démontrent bien la nécessité de mettre des moyens suffisants et adaptés à la reconnaissance du massif rocheux au moment de la conception et au fur et à mesure du développement d'une mine. Ceci contribue à améliorer la gestion du risque d'instabilité des pentes minières en minimisant l'incertitude de la variation spatiale des propriétés du massif rocheux et de l'orientation des structures géologiques.

8.4 Gestion du risque d'instabilité des pentes minières

Ce projet de recherche s'est basé sur des arguments tirés de la littérature, sur des méthodologies appropriées par rapport aux différentes problématiques traitées et sur des cas d'études adéquats pour la validation des différents outils décisionnels, approches et concepts développés. Comme démontré, ces derniers ont permis une forte amélioration de la gestion du risque d'instabilité des pentes minières à la mine de Mont-Wright en assurant une poursuite sécuritaire des opérations minières. Ils ont également occasionné des bénéfices économiques importants pour les différents projets miniers. Durant ce projet, la compagnie minière a acquis le SSR-Omni (Figure 8.8), le radar le plus performant sur le marché, ainsi qu'une nouvelle écailleuse des faces des pentes, plus performante que la précédente (Figure 8.9), pour davantage contribuer à l'optimisation de la conception des pentes à la mine de Mont-Wright.

Figure 8.8 SSR-Omni

Figure 8.9 L’ancienne écailleuse (gauche) et la nouvelle écailleuse (droite)

CHAPITRE 9 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Cette partie complète les conclusions des chapitres 3, 4, 5, 6 et 7. Le lecteur est invité à relire, tout d'abord, les conclusions de ces chapitres.

9.1 Conclusion

Le processus de conception des pentes minières demeure un défi pour l'exploitation des mines à ciel ouvert, car il doit assurer la poursuite sécuritaire des opérations minières et garantir la rentabilité d'un projet minier. Cette thèse a permis de définir un cadre où des outils décisionnels, approches et concepts ont été développés pour contribuer à l'optimisation de la conception des pentes minières. Il a été démontré que le système de surveillance des pentes minières, tel que le SSR, peut être utilisé efficacement pour maintenir les conditions d'exploitation minière sécuritaires et que la stabilité post-dynamitage des pentes minières pourrait être préoccupante à cause de la détérioration progressive de l'intégrité du massif rocheux à la suite des dynamitages successifs. La nouvelle approche développée pour évaluer de manière systématique les dommages post-dynamitages et la construction de la matrice des dommages post-dynamitages d'une pente minière contribuent à une amélioration de la gestion du risque d'instabilité des pentes minières. Ceci, à travers la définition des paramètres de dynamitage plus agressifs pour maximiser le profit d'un projet minier tel que réalisés dans le cadre du projet Offload, ou des mesures de mitigation appropriées pour contrôler le risque d'instabilité actif d'une pente minière tel que réalisé à la fosse Irène. La détermination du temps d'attente post-dynamitage optimal pour la reprise des activités minières avec le SSR par rapport au temps d'attente standard occasionne des bénéfices économiques énormes.

Il a été également démontré la nécessité de mettre des moyens suffisants et adaptés à la reconnaissance du massif rocheux au moment de la conception et au fur et à mesure du développement d'une fosse minière. En effet, la mise à jour de la base de données géotechniques réalisée au moyen de la rétro-analyse par modélisation numérique 3D, de la photogrammétrie des pentes minières, des forages géotechniques et des investigations géophysiques (acoustique et optique) a contribué à l'amélioration de la gestion du risque d'instabilité des pentes minières. Ceci, à travers la compréhension des mécanismes clés pouvant contrôler la rupture d'une haute pente minière, la révision de la conception d'une fosse minière respectant les critères de conception

spécifiques au site et la définition d'une nouvelle technique de collecte de données structurales et de minage pour optimiser l'exploitation minière confrontée à une variation spatiale de l'orientation de la foliation. De plus, la rétro-analyse a démontré qu'une meilleure compréhension de la variabilité géologique associée à des environnements structuraux complexes est nécessaire pour optimiser la conception des pentes minières.

Par ailleurs, l'écaillage et le dynamitage secondaire permettent d'éliminer le risque d'instabilité des blocs rocheux suspendus sur la face d'une pente minière.

Pour les différents projets miniers de la mine de Mont-Wright qui ont été traités, les outils décisionnels, les approches et les concepts développés dans le cadre de ce projet ont permis une poursuite sécuritaire des opérations minières et des bénéfices économiques importants ont pu être garantis. Ils sont appliqués à toutes les fosses de la mine de Mont-Wright. La gestion du risque d'instabilité des pentes minières à la mine de Mont-Wright se fait maintenant de manière proactive plutôt que réactive.

9.2 Contributions

Cette thèse a permis de doter la mine de Mont-Wright des outils décisionnels, approches et concepts permettant une conception optimale des pentes minières :

a) L'utilisation optimale du SSR pour la surveillance des pentes minières. Ceci, à travers entre autres, la mise en place d'un processus d'évaluation de la qualité des données du radar pour mettre en évidence les domaines qui doivent être modifiés afin d'améliorer l'efficacité de la surveillance des pentes minières et occasionner des bénéfices économiques qui en découlent ;

b) La nouvelle approche pour évaluer les dommages post-dynamitages sur une pente minière de manière systématique et la construction d'une matrice des niveaux de dommages post-dynamitages comme outils facilitant l'optimisation de la conception des futurs dynamitages, la sélection des équipements et la maximisation des profits d'un projet minier. Cette approche est une originalité dans le cadre de ce projet ;

c) Le concept novateur de détermination du temps d'attente post-dynamitage optimal pour la reprise des activités minières, occasionnant des bénéfices économiques importants ;

d) La méthodologie de détermination des mesures de mitigation pour contrôler le risque d'instabilité actif d'une haute pente minière tout en poursuivant sécuritairement l'exploitation minière ;

e) La mise en place d'un plan d'intervention avec des niveaux de décision managériale échelonnés en fonction des vitesses de déformations de la pente surveillée. Ceci n'avait jamais existé auparavant au sein de la compagnie minière ;

f) La compréhension des mécanismes clés contrôlant la rupture d'une haute pente minière dans un environnement structural complexe au moyen de la modélisation numérique 3D couplée à une modélisation 2D. Les résultats obtenus sont très informatifs pour une rupture de pente de grande envergure. Ils peuvent être référencés pour les futures analyses de conception de la fosse étudiée et d'autres fosses où les conditions in situ sont similaires : la présence d'un contact lithologique QR-IF, la variation de l'orientation de la foliation en fonction de la profondeur, le quartzite comme principale lithologie de la pente. Les données de SSR ont été utilisées lors de la construction du modèle de base et de la calibration pour valider l'extension de la zone instable observée. Une telle approche n'a jamais été utilisée à notre connaissance dans le cadre d'une rétro-analyse par modélisation numérique 3D et constitue une originalité dans le cadre de ce projet ;

g) La détermination des caractéristiques d'une rupture de pente de grande envergure en ce qui concerne la déformation maximale, la vitesse de déformation maximale et l'inverse de la vitesse minimale. Les valeurs obtenues de ces paramètres permettent de définir des seuils d'alarmes optimaux et peuvent être référencées pour la surveillance des pentes minières confrontées à un risque de rupture de la pente globale le long d'un contact QR-IF ou dans le quartzite;

h) L'application des critères de design acceptables spécifiques au site minier lors de la conception d'une fosse minière. Ils sont exprimés en fonction des valeurs du facteur de sécurité et de la probabilité de rupture acceptables à différentes échelles d'une pente minière ;

i) Le concept des rosaces pour la conception des pentes minières. Ce concept simplifie le processus de conception et donne plus de flexibilité aux planificateurs miniers chargés de

la conception d'une fosse minière. Les rosaces créées ont été des outils innovants dans la philosophie de conception des pentes minières au sein de la compagnie minière ;

j) La nouvelle approche de collecte des données structurales et de minage pour faire face à la variabilité spatiale de l'orientation de la foliation dans un gisement de fer. Cette approche est originale et n'a pas été trouvée dans la littérature;

k) Un modèle géotechnique bonifié au moyen de la rétro-analyse par modélisation numérique, de la photogrammétrie des pentes minières, des forages géotechniques et des investigations géophysiques (acoustique et optique).

Un des aspects novateurs dans le cadre de cette thèse est la détermination du temps d'attente post-dynamitage optimal pour la reprise des activités minières grâce à une meilleure compréhension de la réponse post-dynamitage d'un massif rocheux avec un radar. La considération d'un temps d'attente courant de 20h pour la reprise des activités minières n'avait aucun support scientifique de sa dérivation et présentait des enjeux majeurs des pertes économiques potentielles et d'exposition du personnel et des équipements à un risque d'instabilité des pentes.

Grâce à la poursuite sécuritaire des opérations minières et aux bénéfices économiques importants qu'ont rapportés ces outils décisionnels, approches et concepts développés ; la compagnie minière a décidé de les implémenter à la mine de Fire Lake, située à 68 km au sud de la mine de Mont-Wright.

9.3 Limitations et recommandations

Certaines limites ont été notées dans le cadre de ce projet. Elles sont formulées et accompagnées des recommandations sur les futurs travaux de la manière suivante :

a) Les approches développées pour évaluer les dommages post-dynamitages sur une pente minière et le temps d'attente post-dynamitage optimal pour la reprise des activités minières en utilisant un SSR sont limitées par les paramètres techniques de ce dernier ; notamment la vitesse d'acquisition des données. Grâce aux bénéfices économiques que rapportent ces approches, l'utilisation d'un radar plus performant, tel que le SSR-Omni, permettrait de surveiller plus efficacement le risque d'instabilité d'une pente minière, de réduire davantage le temps d'attente post-dynamitage et d'augmenter conséquemment le profit d'un projet minier. Étant donnée l'évolution technologique des systèmes de surveillance

des pentes minières, il serait intéressant d'utiliser un radar encore plus performant que le SSR pour évaluer ces approches dans le cadre d'un projet minier.

b) La valeur de 25 % de la PPVc a été utilisée pour contrôler le risque d'instabilité actif de la haute pente de la fosse Irène. L'impact des différents sautages jugé insignifiant offrait une opportunité d'augmenter graduellement la PPVc. Cependant, les quantités importantes de matériel rattachées à la haute pente et l'impact économique majeur qu'occasionnerait la rupture avaient motivé la décision de maintenir la valeur de 200 mm/s. Lors des projets similaires, une approche itérative d'augmentation de la PPVc et d'évaluation des dommages post-dynamitages sur une pente minière permettrait de maximiser le profit d'un projet minier tout en veillant à la sécurité des opérations minières.

c) La résistance des discontinuités a été interprétée comme un des facteurs ayant contrôlé la rupture de la pente minière à la fosse Irène. Cette résistance est très sensible à la présence des eaux souterraines et aux cycles gel/dégel non exploités dans le cadre de cette étude. Dans le cadre des futurs travaux, il est recommandé d'améliorer la compréhension du régime hydrogéologique sur le site et ses variations saisonnières ainsi que l'impact des cycles gel/dégel sur le comportement mécanique des discontinuités.

d) La rétro-analyse de la rupture de la haute pente de la fosse Irène a été réalisée avec les logiciels SLIDE3 et RS2. Les résultats ont été jugés comme reproduisant de manière satisfaisante le mécanisme de rupture observé. La comparaison avec les résultats d'une modélisation par éléments finis 3D, géométriquement équivalents à ceux de SLIDE3, aurait été encore plus informative, mais le développement d'un tel modèle n'était pas réalisable dans le cadre de ce projet de thèse. La rétro-analyse de la rupture de cette pente minière en utilisant les méthodes en milieux discontinus est une piste à explorer pour les travaux futurs.

RÉFÉRENCES

Cette partie complète les références des chapitres 3, 4, 5, 6 et 7.

Amadei B., & Saeb, S. 1990. Constitutive models for rock joints. *Proc. of the Int. Conf. on Rock Joints*, Loen, Norway, pp. 581-594.

Armstrong, J., Sharon, R., Williams, C., & Ross, B. 2020. Risk-based slope monitoring framework. In *Proceedings of the 2020 International Symposium on Slope Stability in Open pit Mining and Civil Engineering*, Australian centre for Geomechanics, Perth, https://doi.org/10.36487/ACG_repo/2025_01

Barton, N.R. 1973. Review of a new shear strength criterion for rock joints. *Engineering Geology*. Elseiver, 7 pp. 287-332.

Barton, N.R. 1974. *A review of the shear strength of filled discontinuities in rock*. Norwegian Geotech. Inst. Publ. No. 105. Oslo: Norwegian Geotech. Inst.

Barton, N.R. 1976. The shear strength of rock and rock joints. *Int. J. Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 13(10), 1-24.

Barton, N.R., & Choubey, V. 1977. The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mech. 10(1-2), 1-54.*

Barton, N.R., Lien, R., & Lunde, J. 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mech*., 6, 189-239.

Bieniawski, Z.T. 1973. *Engineering classification of jointed rock masses*. The Civil Engineer in S. Afr., 15, 335-344.

Bieniawski, Z.T. 1976. Engineering classification in rock engineering. *In Proceedings of the symposium on exploration for Rock Engineering*, Johannesbourg, pp. 97-106.

Bieniawski, Z.T. 1989. The geomechanics classification in rock engineering applications. In *Proceedings of 4th Congress of International Society of Rock Mechanics*, Montreux, vol.2, pp. 41-48, Balkema, Rotterdam.

Blair, D., & Minchinton, A. 1997. On the damage zone surrounding a single blasthole. *International Journal of Blasting and Fragmentation (fragblast) 2*, pp. 59-72

Chandler, J. H., & Moore, R. 1989. Analytical photogrammetry: a method for monitoring slope instability, *Journal of Engineering Geology* Quart 1. l. (22): 97-110.

Bakken, K.M, Chapin, G.K., & Abrahams, M.G. 2020. Trigger action response plan development and optimisation at the Bingham Canyon Mine. In *Proceedings of the 2020 International Symposium on Slope Stability in Open pit Mining and Civil Engineering*, Australian Centre for Geomechanics, Perth, https://doi.org/10.36487/ACG_repo/2025_07

Brodeur-Grenier, A. 2018. Analyse structurale de la mine de Mont-Wright de la province de Greville Orientale, Fermont, Québec. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.

Davis, R.O., & Salt, G.A. 1986. Strength of undulating shear surfaces in rock. *Geotechnique, Vol. 36, n° 4*, pp.503-509.

Devine, F.J., Beck, R.H., Meyer, A.V.C & Duwall, W.I. 1965. Vibration Levels Transmitted Across a Presplit Fracture. USBM RI 6695.

Devine, F.J., Beck, R.H., Meyer, A.V.C & Duwall, W.I. 1966. Effect of Charge Weight on Vibration Levels from Quarry Casting. USBM RI 6774

Donati, D., Stead, D., Elmo, D., & Onsel, E. 2020. New techniques for characterising damage in rock slopes: implications for engineered slopes and open pit mines. In *Proceedings of the 2020 International Symposium on Slope Stability in Open pit Mining and Civil Engineering*, Australian Centre for Geomechanics, Perth, https://doi.org/10.36487/ACG_repo/2025_03

Fisher, N.I., Lewis T., & Embleton, B.J.J. 1993. *Statistical analysis of spherical data*. Cambridge University Press. Paperback edition.

Fleetwood, K.G., Villaescusa, E., & Li, J. 2009. Limitations of using PPV damage models to predict rock mass damage. In *Proceedings of the Thirty-Fifth Annual Conference on Explosives and Blasting Technique* – Volume 1, ISEE, Denver, CO, pp. 1-15.

Fleurisson, J.A., & Grenon, M. 2014. Conception géomécanique de talus de mines à ciel ouvert. *Conception géomécanique de talus de mines à ciel ouvert*, Apr 2014, Marrakech, Maroc. pp. 65-84

Flores, G., & Karzulovic, A. 2000. The Role of the geotechnical group in an open Pit: Chuquicamata Mine, Chile. *In slope Stability in surface Mining*, eds WA Hustrulid W A, McCarter K M & Van Zyl DJA, pp.141-152. SME, Colorado.

Forrester, D. J., & Aston, T. R. C. 1987. A review of mining subsidence instrumentation and its potential application for seabed monitoring. *Mining Science and Technology* 4: pp. 225-240.

Furtney J.K., Cundall, P.A., & Chitombo, G.D. 2009. Developments in numerical modeling of blast induced rock fragmentation: Updates from the HSBM project. In FRAGBLAST-9,*9th International Symposium on Rock Fragmentation by Blasting*, Granada, Spain, September 2009: pp. 335-342

Furtney J.K., Sellers, E., & Onederra, I. 2012. Simple Models for the Complex Process of Rock Blasting. Proceedings, *The 10th International Symposium on Rock Fragmentation by Blasting*, New Delhi, India, November 2012. London, UK, CRC Press/Balkema.

Furtney J.K., Lucarelli, A., Castro, C., & Gomez, P. 2020. Modeling Blast-Induced Damage in Open Pit Mines with Numerical Models. In *Proceedings of the 46th Annual Conference on Explosives and Blasting Technique*, Denver, CO, January 2020: 2020v139.

Gerrard, C. 1986. Shear failure of rock joints: appropriate constraints for empirical relations. *Int. Journ. Rock Mech. Min. Sci.*, Vol. 23, n° 6, pp. 421-429.

Goel, R.K., Jethwa, J.L., & Paithankar, A.G. 1995. Correlation between Barton's Q and Bieniawski RMR – A new approach. Technical note, *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci.*, 33 (2), 179-181.

Goodman, R. E., 1989. *Introduction to Rock Mechanics*: John Wiley & Sons, New York, NY 562 p.

Grasselli, G., & Egger, P. 2003. Constitutive law for the shear strength of rock joints based on three-dimensional surface parameters. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 40: pp.25-40.

GroundProbe, 2020. SSR viewer data interpretation. ArcelorMittal's internal technical report. Dated August 2020.

GroundProbe, 2021. SSR-OMNI demonstration at ArcelorMittal mines-Mount Wright operations. ArcelorMittal's internal technical report. Dated February 2021.

Harries, N.J., & Roberts, H. 2007. The use of slope stability radar (SSR) in managing slope instability hazard, *First Canada-U.S. Rock Mechanics Symposium Proceedings*, Vancouver 1: pp.53–59.

Herdocia, A. 1985. Direct shear tests of artificial joints. *Prec. Int. Symp. on Fundamentals of Rocks Joints*;123-132. Bjorkliden.

Hoek, E., & Bray, J.W. 1981. *Rock Slope Engineering*, 3rd edn. The Institute of Mining and Metallurgy, London, England, 358 pp.

Hoek, E, & Bray, J. W. 1977. Rock Slope Engineering. 2nd ed., Institution of Minery and Metallurgy.

Hoek, E., & Brown, E.T. 1997. Practical estimates of rock mass strength. *Int J Rock Mech Min Sci*,34(8):1165–86.

Hoek E., & Karzulovic, A. 2000. Rock mass properties for surface mines, in *Slope Stability in Surface Mining*, (Edited by W. A. Hustralid, M.K. McCarter and D.J.A. van Zyl), Littleton, Colorado: Society for Mining, Metallurgical and Exploration (SME), 2000, pp. 59-70

Hoek, E., Kaiser, P.K., & Bawden, W.F. 1995. *Support of Underground Excavations in Hard Rock*. Balkema, Rotterdam.

Holmberg, R., & Persson, P.A. 1978. The Swedish approach to contour blasting. *Proc. IVth Conf. on Exp. And Blasting Tech*. ISEE, New Orleans, LA: pp113-127

Hudson, J.A. & Harrison, J.P. 1997. *Engineering Rock Mechanics - An Introduction to the Principle*. Elsevier Science, Ltd., Oxford. 444p.

Hustrulid, W., & Kuchta, M. 2006. *Open Pit Mine Planning and Design*. Second Edition. Taylor & Francis/Balkema

Itasca Consulting Group Inc., 2017a. http://www.itascacg.com/software/flac

Itasca Consulting Group Inc., 2017b. http://www.itascacg.com/software/udec

Itasca Consulting Group Inc., 2017c. http://www.itascacg.com/software/3dec

Itasca Consulting Group Inc., 2017d. http://www.itascacg.com/software/pfc

Jaeger, J.C. 1971. Friction of rock and the stability of rock slopes. *Géotechnique*, Vol. 21, pp. 97-134.

Jaroslav, M. 2002. Material and geometrical nonlinearities FEM and BEM analyses. A bibliography (1998-2000). *Finite Elements in Analysis and Design* 38 (3) 2002: pp 307-317

Jermy, C.A., Kuppusamy, V., Fietze, C. P., & Hornsby, P. K. D. 2011. Open pit bench failure volume analysis and berm design – Is it Realistic? *Proceeding, Slope Stability 2011: International Symposium on Rock Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering*, Vancouver, BC, Canada.

Kabuya Mukendi, J. 2014. Contributions à la conception géomécanique des pentes minières : le cas de la fosse Tiriganiaq du projet Meliadine, *M. Sc. dissertation*, Dept. Mining. Eng., Laval Univ., Quebec, QC.

Ladanyi, B., & Archambault, G. 1970. Simulation of shear behavior of jointed rock mass. *Proc. 11th Symp. On Rock Mech*., pp.105-125.

Ladanyi, B., & Archambault, G. 1977. Shear strength and deformability of filled intended joints. *In. Proc. Int. Symp. On Geotechnics of Structurally Complex Formations*, Vol. 1, pp 317-326, Italian Geotech. Assoc., Capri.

Ladanyi, B., & Archambault, G. 1980. Direct and indirect determination of shear strength of rock mass. *AIME annual Meeting*, Las Vegas, Preprint No. 80-25

Lama, R.D. 1978. Influence of Clay fillings in shear behavior of joints. *Int. Proc. 3rd Int. Conf. Int. Association of Engineering Geology*, pp 27-34, Madrid.

Leick, A. 1990. GPS Satellite Surveying. New York, USA, *John Wiley & Sons*.

Lupogo, K. 2017. Characterisation of blast damage in rock slopes: an integrated field-numerical modelling approach, PhD thesis, Simon Fraser University, Burnaby.

Lupogo K., Zack T., Doug S., Davide E. 2014. Blast damage in rock slopes: Potential applications of discrete fracture network engineering. *DFNE2014 - 151*

Mardia, K.V., & Jupp P.E. 2000. *Directionnal statistics*. John Wiley&Sons Ltd.

Mathis, J.I. 2011. Photogrammetric discontinuity mapping as applied to structural interpretation and drillhole Planning at Barrick's Williams Pit. *Proceeding, Slope Stability 2011: International Symposium on Rock Slope Stability in Open Pit Mining and Civil Engineering*, Vancouver, BC, Canada.

Mercer K.G. 2006. Investigation into the time dependent deformation behaviour and failure mechanisms of unsupported rock slopes based on the interpretation of observed deformation behaviour. *PhD thesis*. Faculty of Engineering and Built Environment, University of the Witwatersrand, Johannesburg.

Minchinton, A., & Lynch, P.M. 1996. Fragmentation and heave modeling using a coupled discrete element gas flow code. In B. Mohanty (ed.), FRAGBLAST 5; *Proc. 5th intern. Symp*., Montreal, August 1996: 71-80. Rotterdam: Balkema

Nicholls, H., & Hooker, V. 1964. A Case Study of Validity of Scaling Laws for Explosion-Generated Motion. USBM RI 6472

Norrish, N.I., & Wyllie, D.C. 1996. Rock slope stability analysis. In: Turner, A.K., Schuster, R.L. (Eds.), *Landslides Investigation and Mitigation*. Transportation Research Board National Academy Press, Washington, DC, p., 673 Special Report 247.

Palmstrom, A. 1995. Characterizing the Strength of Rock Masses for Use in Design of Underground Structures. *International Conference of Design and Construction of Underground Structures*, New Delhi, 23-25 February 1995, 10 p.

Papaliangas, T., Hencher, S.R., Lumsden, A.C., & Manolopolou S. 1993. The effect of frictional fill thickness on the shear strength of rock discontinuities. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abst.* 30 (2), pp. 81–91.

Park, H. & West, T.R., 2001. Development of a probabilistic approach for rock wedge failure. *Engineering Geology* 59, pp. 233–251.

Patton, F.D. 1966. Multiple modes of shear failure in rock. Proc. *1st congr. Int. Soc. Rock Mech.*, Lisbon 1, pp. 509-513.

Preece, D. S. 1993. Momentum transfer from flowing explosive gases to spherical particles during computer simulation of blast-induced rock motion. *In Proc. 9th Ann. ISEE Symp. Explosives & Blasting Research*, San Diego, January-February 1993: pp. 251-260.

Preece, D.S., & Lownds, C.M. 2008. 3D Computer Simulation of Bench Blasting with Precise Delay Timing. In *Proceedings of the 34th Annual Conference on Explosives and Blasting Technique*, New Orleans, LA, January 2008: pp. 27-30

Priest, S.D. 1993. *Discontinuity Analysis for Rock Engineering*. Chapman & Hall, London.

Priest, S.D., & Brown, E.T. 1983. Probability stability analysis of variable rock slopes. *Trans. Inst. Min. Metall.* (Sect A: Min. Industry), 92, January, p. A1-A12.

Read, J.R.L. 2013. Data gathering, interpretation, reliability and geotechnical models, *Slope Stability 2013*, P.M. Dight (ed), *Australian Centre for Geomechanics*, Perth, 2013, pp. 81-90.

Rockfield, 2017.

http://www.rockfieldglobal.com/software/geomechanical/

Rocscience Inc. 2017a.

Dips | Analyze orientation-based geological data (rocscience.com)

Rocscience Inc. 2017b.

RocPlane | Planar rock slope stability analysis & design (rocscience.com)

Rocscience Inc. 2017c.

SWedge | Evaluate the geometry & stability of surface wedges (rocscience.com)

Rocscience Inc. 2017d.

RocTopple | Block Toppling Analysis & Support Design in 2D & 3D (rocscience.com)

Rocscience Inc. 2017e.

Slide2 | Most Comprehensive 2D Slope Stability Software - Rocscience

Rocscience Inc. 2017f.

RS2 | 2D Geotechnical Finite Element Analysis | Rocscience

Rocscience Inc. 2017g.

EX3 | Excavation Software For Mining, 3D Stress Analysis | Rocscience

Ryan, T.M., & Pryor, P.R. 2000. Designing catch benches and Interramp slopes. *In slope Stability in surface Mining* (eds WA Hustrulid W A, McCarter K M & Van Zyl DJA) pp. 27-38. SME, Colorado.

Scoble MJ., Lizotte YC., Paventi M., & Mohanty, BB. 1997. Measurement of blast damage. Min Eng 1997: 103-8

Seymour, C.R.W., Dempers, G.D., & Jenkins, P. A. 2007. Mining Rock Mass Models – A Methodology for collecting, Processing and Presenting Geotechnical Data in three Dimensions. *In Slope Stability 2007. Proceeding of 2007 International Symposium on Rock Slope Stability in Open pit Mining and Civil Engineering* (ed. Y Potvin), Perth, pp 45-57. Australian Centre for Geomechanics, Perth.

Shellam, R., & Coggan, J. 2020. Analysis of velocity and acceleration trends using slope stability radar to identify failure signatures to better inform deformation trigger action response plans. In *Proceedings of the 2020 International Symposium on Slope Stability in Open pit Mining and Civil Engineering*, Australian Centre for Geomechanics, Perth, https://doi.org/10.36487/ACG_repo/2025_10

Silva, J., Worsey, T., & Lusk, B. 2019. Practical assessment of rock damage due to blasting. *International Journal of Mining Science and Technology 29* (2019): pp. 379-385.

Stead, D. & Eberhardt, E. 2013. Understanding the mechanics of large landslides. *Italian Journal of Engineering Geology and Environment* – Book Series, n°6, pp.85-112.

Sullivan, T.D. 2007. Hydromechanical coupling and pit slope movements. *In Slope Stability 2007. Proceeding of 2007 International Symposium on Rock Slope Stability in Open pit Mining and Civil Engineering* (ed. Y Potvin), Perth, pp.3-43, https://doi.org/10.36487/ACG_repo/708_Sullivan

Sun, C. 2013. Damage zone prediction for rock blasting. *PhD thesis*, University of Utah.

Turton, D., & Jonas, D. 2003. Airborne Laser Scanning - Cost Effective Spatial Data, *Map Asia Conference 2003,* Kuala Lumpur, Malaysia, 13 - 15 October 2003: AD1.

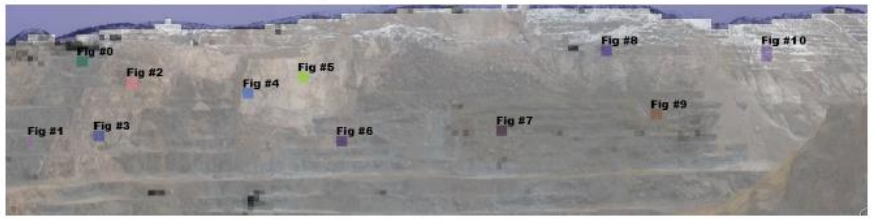
ANNEXE A TIME -TO-STABLE PERIOD OBSERVED AFTER PRODUCTION BLASTS

L'annexe A, relative au chapitre 3, présente pour chaque dynamitage effectué à la fosse Paul's Peak :

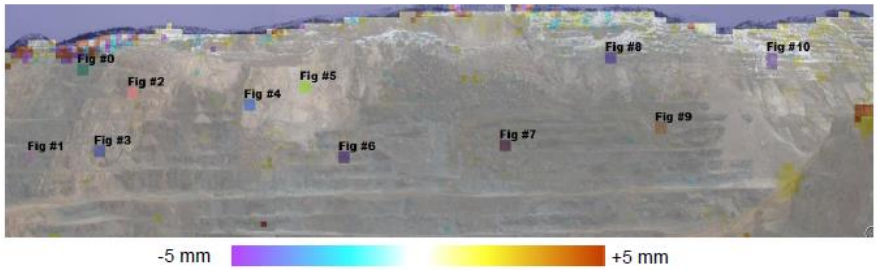
- Une image de la cohérence de la pente et une image de la variation de la cohérence de la pente obtenue avec le SSR. L'image de la cohérence permet d'identifier une zone locale de la pente affectée par une activité de dynamitage. Cette zone présente une faible cohérence post-dynamitage comparativement au reste de la pente.
- Une image de la déformation post-dynamitage de la pente obtenue avec le SSR. Cette image permet également d'identifier une zone locale de la pente affectée par une activité de dynamitage. Cette zone présente une déformation élevée comparativement au reste de la pente.
- La figure de la déformation post-dynamitage en fonction du temps des différentes zones de contrôle sélectionnées sur la pente. C'est à partir de cette figure que sont déterminés le taux de déformation post-dynamitage maximal ainsi que la période de stabilisation du massif rocheux qui a été saisi dans la matrice d'évaluation des dommages post-dynamitages (tableau 3.2).
- Un tableau qui présente pour chacune des zones de contrôle de la pente, la confirmation d'avoir été affectée par le dynamitage, le taux de déformation post-dynamitage maximal et la période de stabilisation post-dynamitage.

Blast date:	23/10/2011 11:13
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	No
Maximal deformation rate	N/A
Time to the maximal deformtion after the blast	N/A
Recovery time after the blast	N/A

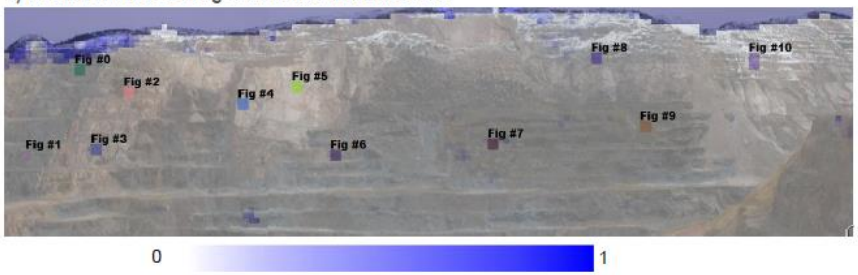
a) Coherence image: Area affected by the blast

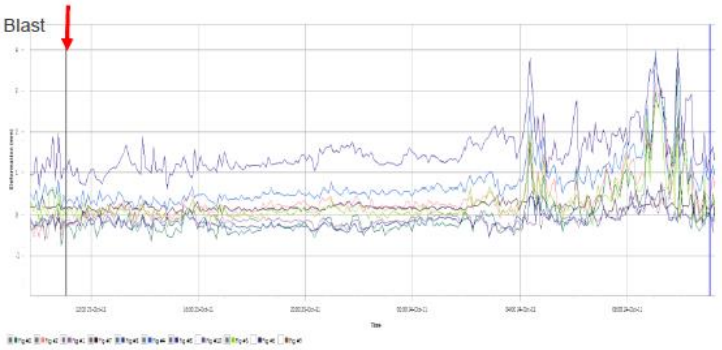


b) Deformation image: 24 hours after the blast



c) Delta coherence image: 24 hours after the blast

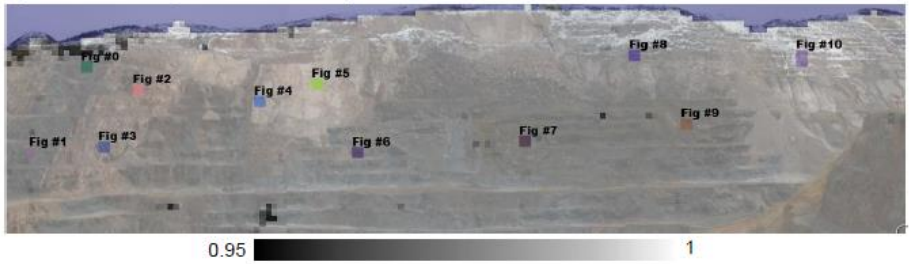




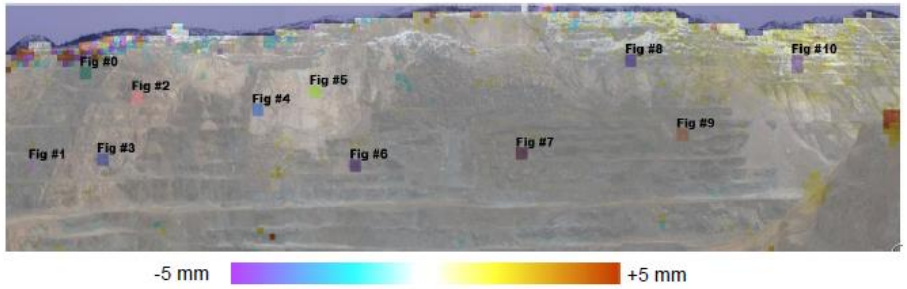
Control point	Affecte by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		

Blast date:	23/10/2011 12:00
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	No
Maximal deformation rate	N/A
Time to the maximal deformtion after the blast	N/A
Recovery time after the blast	N/A

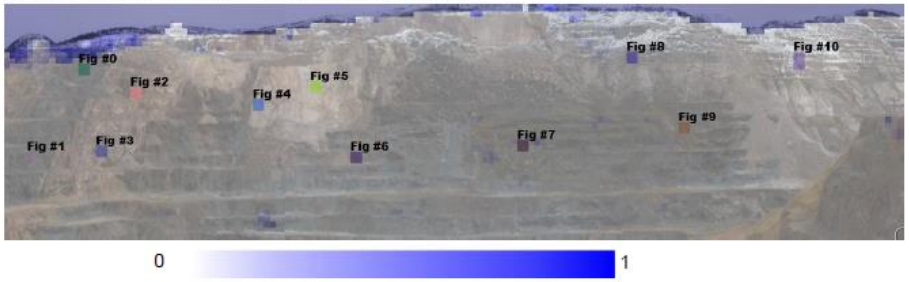
a) Coherence image: Area affected by the blast

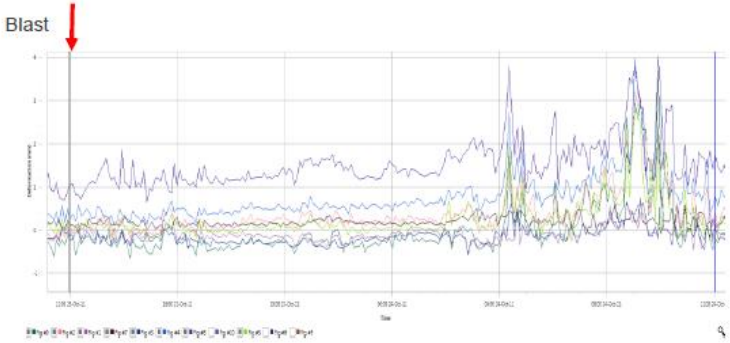


b) Deformation image: 24 hours after the blast



c) Delta coherence image: 24 hours after the blast

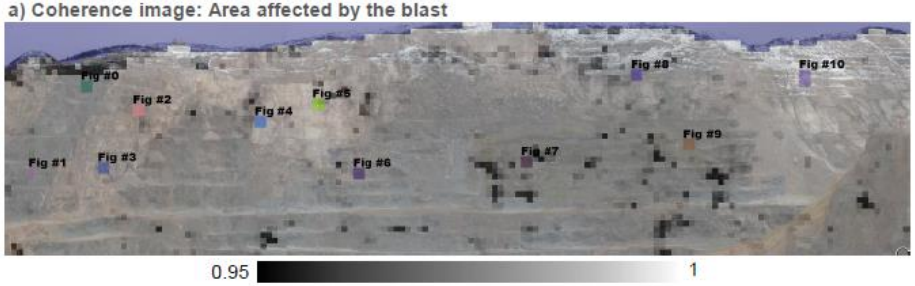




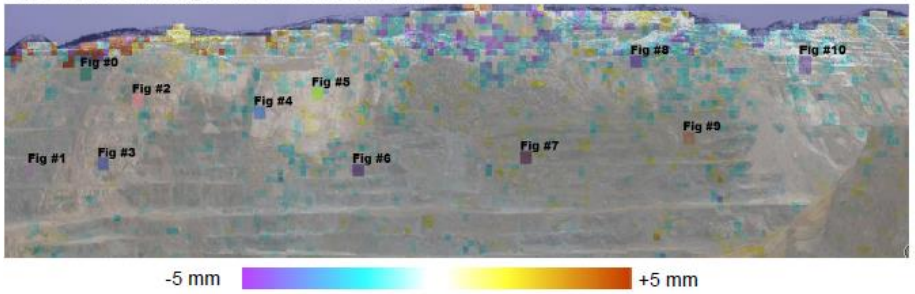
Control point	Affecte by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		

Blast date:	25/10/2011 11:58
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	No
Maximal deformation rate	N/A
Time to the maximal deformtion after the blast	N/A
Recovery time after the blast	N/A

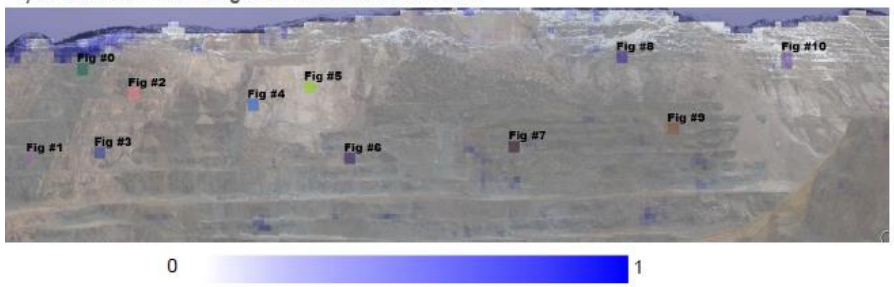
a) Coherence image: Area affected by the blast

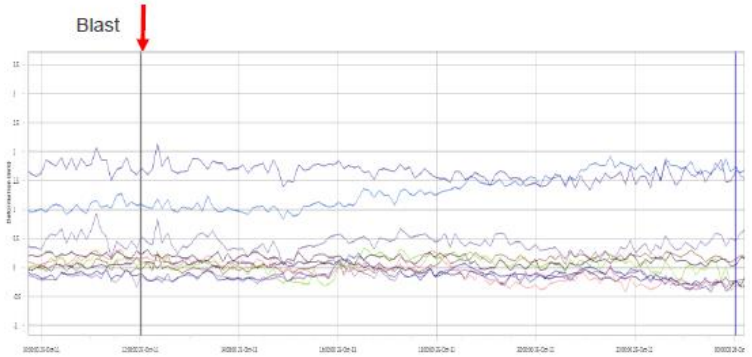


b) Deformation image: 12 hours after the blast



c) Delta coherence image: 12 hours after the blast

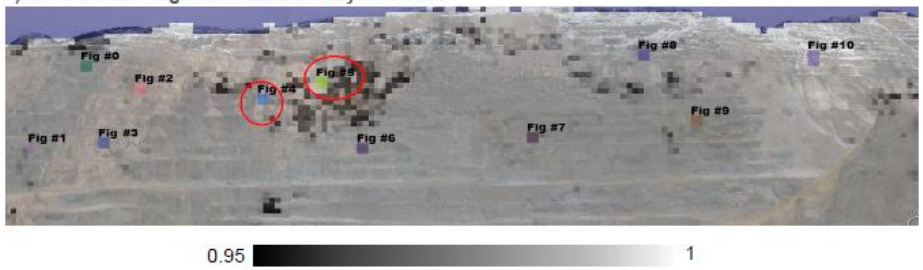




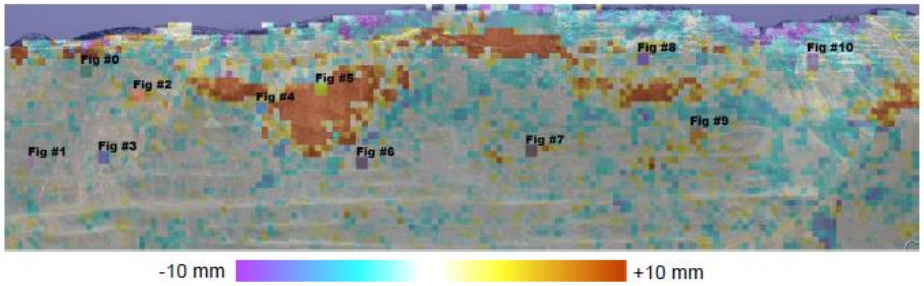
Control point	Affecte by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		

Blast date:	27/10/2011 11:57
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	Yes
Maximal deformation rate	18.7 mm/ day
Time to the maximal deformtion after the blast	16 hours
Recovery time after the blast	17 hours

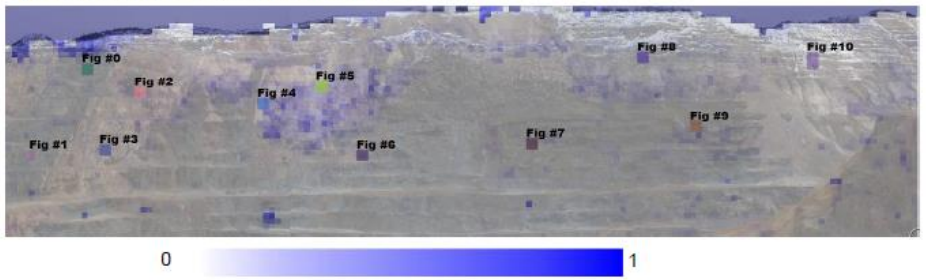
a) Coherence image: Area affected by the blast

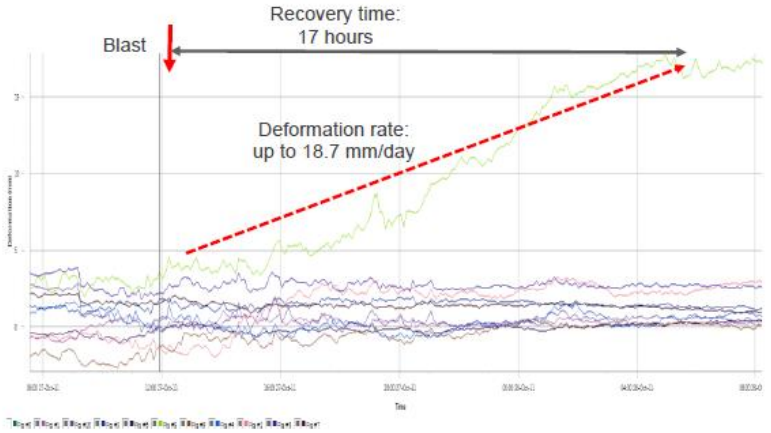


b) Deformation image: 12 hours after the blast



c) Delta coherence image: 12 hours after the blast



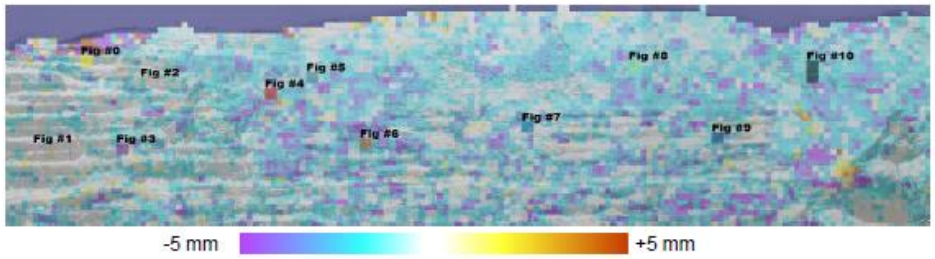


Control point	Affecte by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	no		
3	yes	1.3	15.5
4	yes	18.7	17
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		

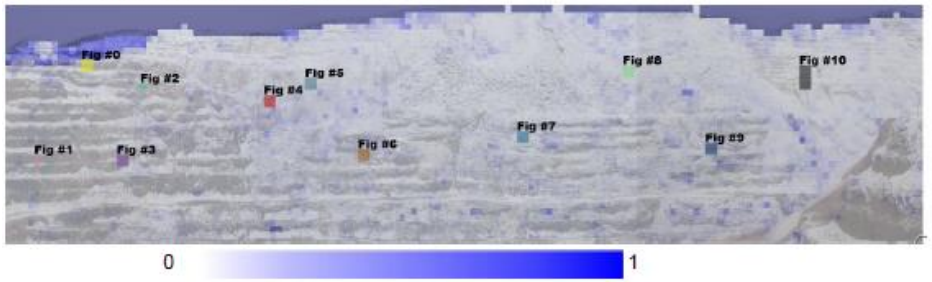
Blast date:	1/11/2011 12:00
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	No
Maximal deformation rate	N/A
Time to the maximal deformtion after the blast	N/A
Recovery time after the blast	N/A

a) Coherence image: Area affected by the blast

b) Deformation image: 12 hours after the blast



c) Delta coherence image: 12 hours after the blast

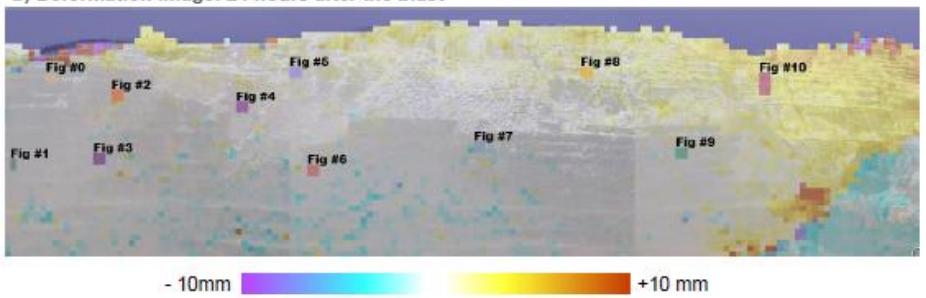


Control point	Affecte by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		

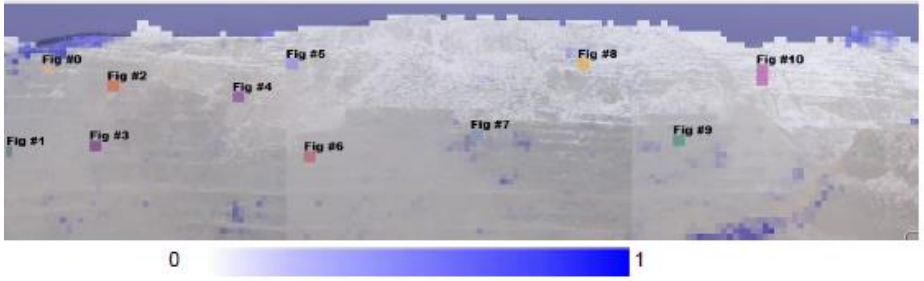
Blast date:	6/11/2011 12:57
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	Yes
Maximal deformation rate	6.4 mm/day
Time to the maximal deformtion after the blast	12.5 hours
Recovery time after the blast	13 hours

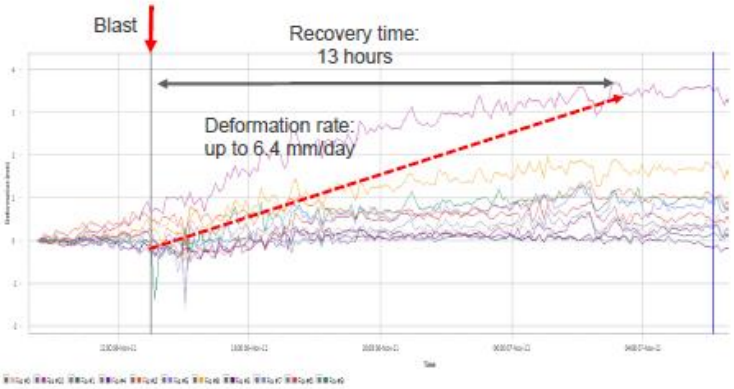
a) Coherence image: Area affected by the blast

b) Deformation image: 24 hours after the blast



c) Delta coherence image: 24 hours after the blast

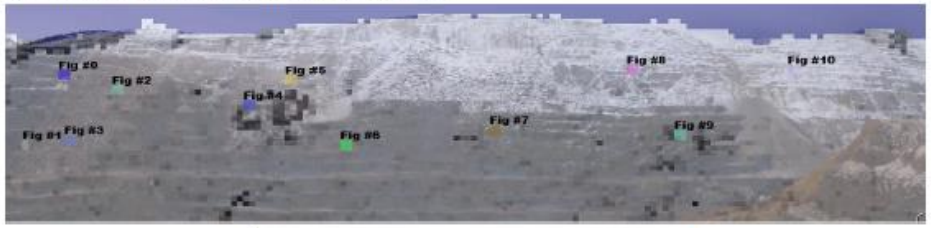




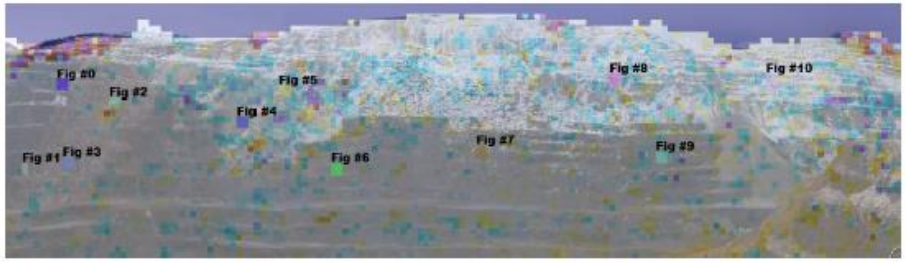
Control point	Affecte by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	yes	2.6	13
3	yes	0.96	7
4	yes	1.9	11
5	yes	5.3	13
6	yes	2.6	8
7	yes	2.6	9
8	yes	4.7	11.5
9	yes	4.7	12
10	yes	6.4	13

Blast date:	8/11/2011 11:58
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	No
Maximal deformation rate	N/A
Time to the maximal deformtion after the blast	N/A
Recovery time after the blast	N/A

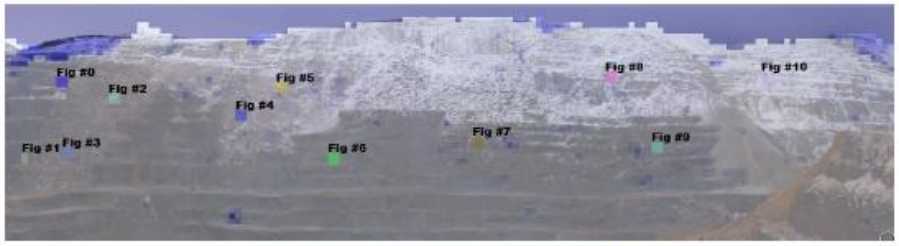
a) Coherence image: Area affected by the blast

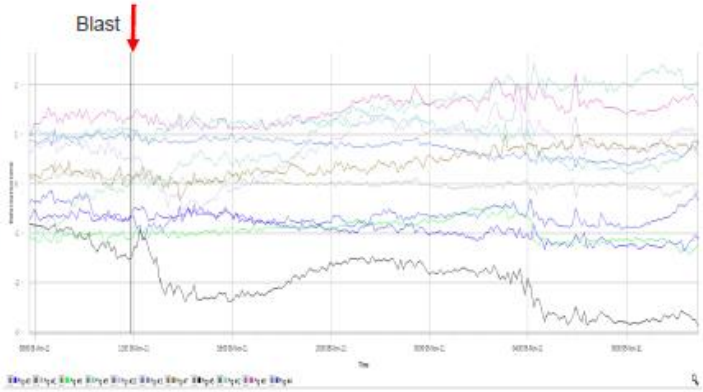


b) Deformation image: 24 hours after the blast



c) Delta coherence image: 24 hours after the blast

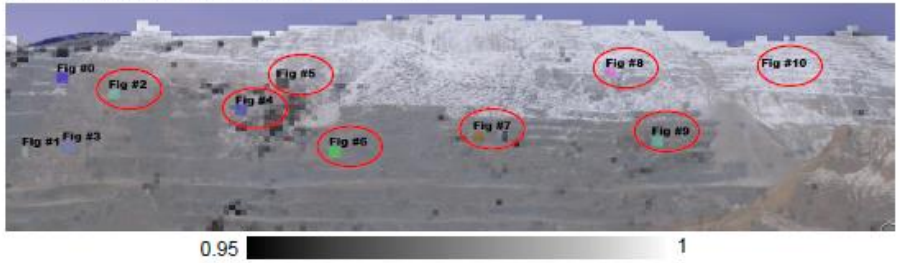




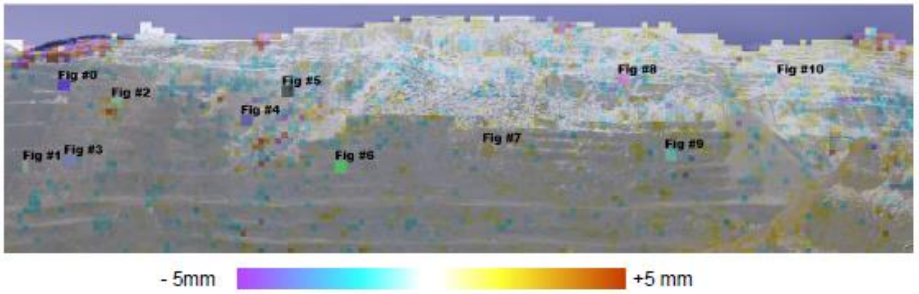
Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		

Blast date:	8/11/2011 12:57
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	Yes
Maximal deformation rate	4.8 mm/day
Time to the maximal deformtion after the blast	10 hours
Recovery time after the blast	12 hours

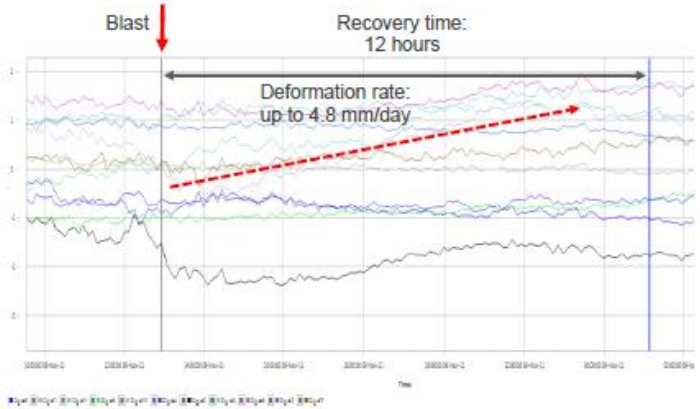
a) Coherence image: Area affected by the blast



b) Deformation image: 24 hours after the blast



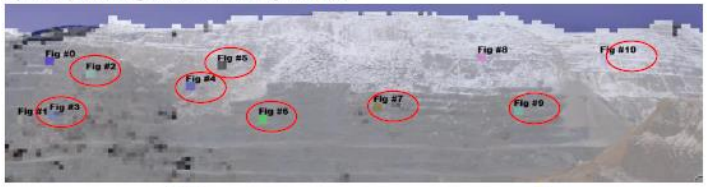
c) Delta coherence image: 24 hours after the blast



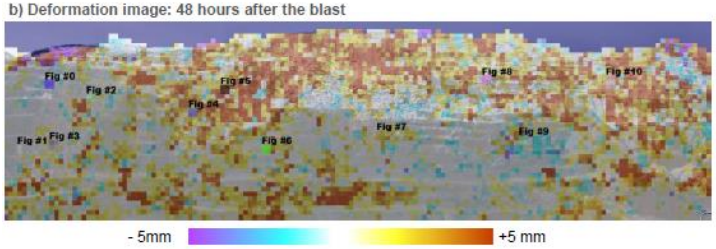
Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	yes	3.4	12
3	no		
4	yes	0.3	1.5
5	yes	-0.18	10
6	yes	0.7	12
7	yes	1.2	17
8	yes	2.1	8.5
9	yes	2.3	1.5
10	yes	4.8	10

Blast date:	11/11/2011 11:57
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	Yes
Maximal deformation rate	8.2 mm/day
Time to the maximal deformtion after the blast	Regressive deformation to linear deformation till the next blast on 13-11-2011
Recovery time after the blast	Regressive deformation to linear deformation till the next blast on 13-11-2011

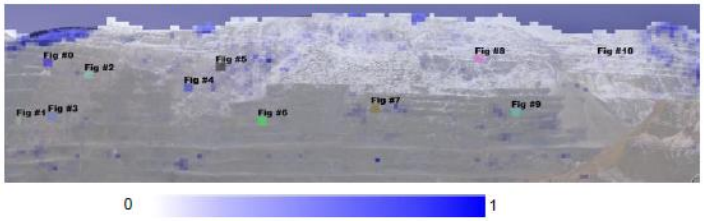
a) Coherence image: Area affected by the blast

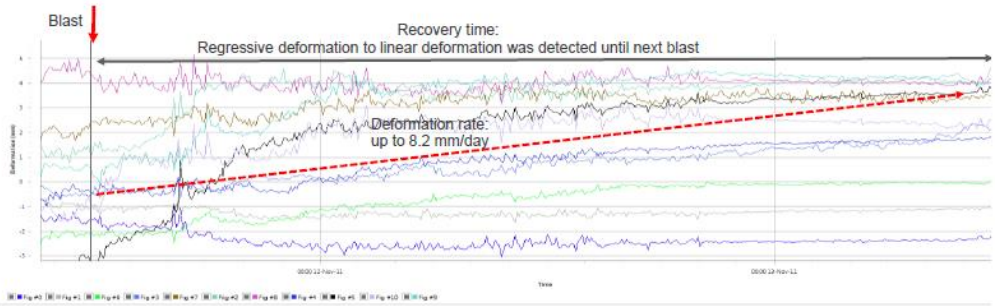


b) Deformation image: 48 hours after the blast



c) Delta coherence image: 48 hours after the blast

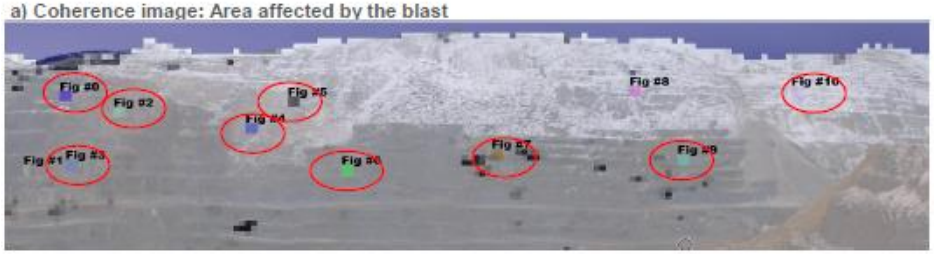




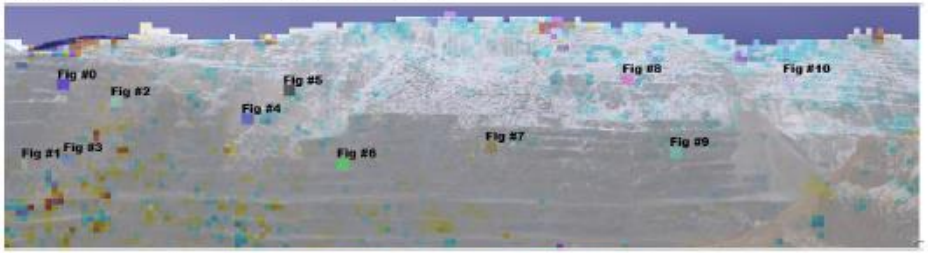
Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	yes	3.2	7
3	yes	1.9	46
4	yes	3.3	Regressive deformation to linear deformation till the next blast on 13-11-2011
5	yes	8.2	Regressive deformation to linear deformation till the next blast on 13-11-2011
6	yes	2.4	9
7	yes	3.7	12
8	no		
9	yes	1.7	32
10	yes	3.1	6

Blast date:	13/11/2011 13:56:00
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	Yes
Maximal deformation rate	1.6 mm/day
Time to the maximal deformtion after the blast	7 hours
Recovery time after the blast	7 hours

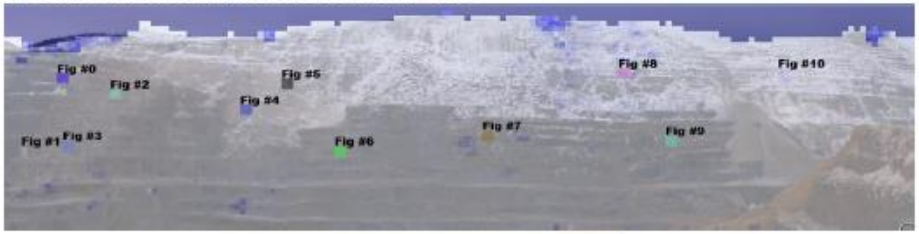
a) Coherence image: Area affected by the blast



b) Deformation image: 12 hours after the blast



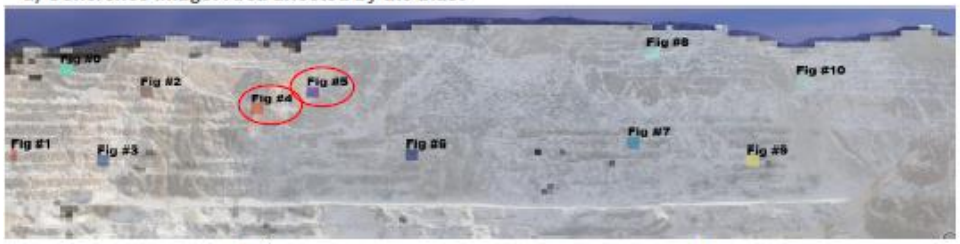
c) Delta coherence image: 12 hours after the blast



Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	yes	0,85	7
1	yes	0,86	7
2	yes	0,7	7
3	yes	1,55	7
4	yes	0,84	7
5	yes	1,1	7
6	yes	0,58	7
7	yes	0,65	7
8	no		
9	yes	0,37	7
10	yes	0,4	7

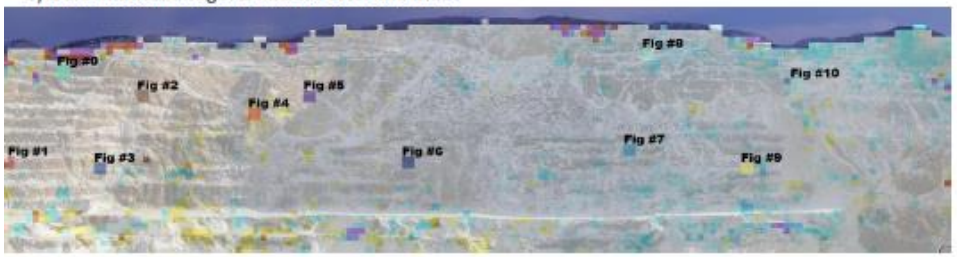
Blast date:	18/11/2011 11:59:00
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	Yes
Maximal deformation rate	1 mm/day
Time to the maximal deformtion after the blast	7.5 hours
Recovery time after the blast	7.5 hours

a) Coherence image: Area affected by the blast



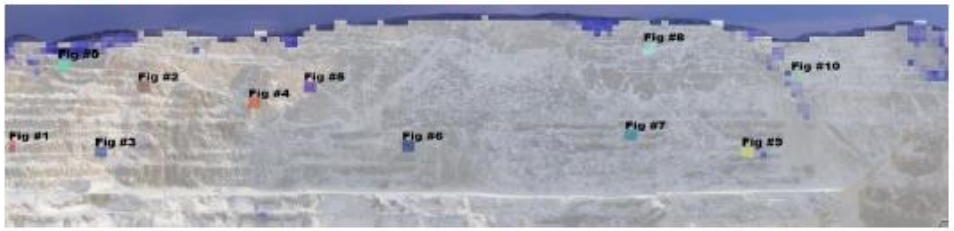
0.95 1

b) Deformation image: 24 hours after the blast



- 5mm +5 mm

c) Delta coherence image: 24 hours after the blast



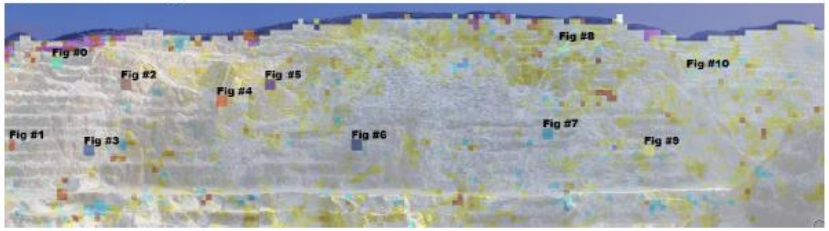
0 1

Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	no		
3	no		
4	yes	0,71	7,5
5	yes	1	7,5
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		

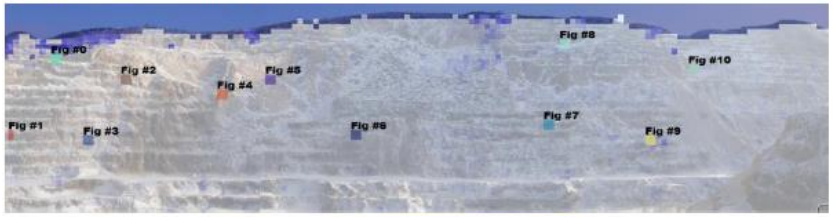
Blast date:	20/11/2011 11:55
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	Yes
Maximal deformation rate	2.2 mm/day
Time to the maximal deformtion after the blast	15 hours
Recovery time after the blast	16 hours (regressive to linear deformation trend was detected on Fig 4)

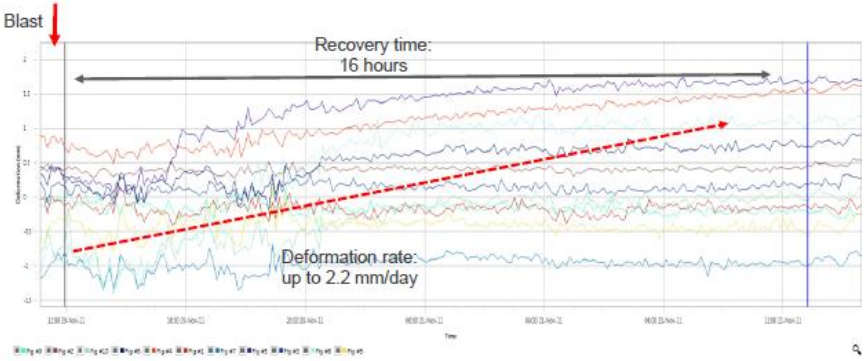
a) Coherence image: Area affected by the blast

b) Deformation image: 24 hours after the blast



c) Delta coherence image: 24 hours after the blast

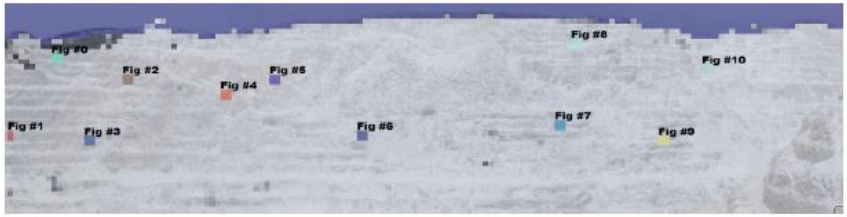




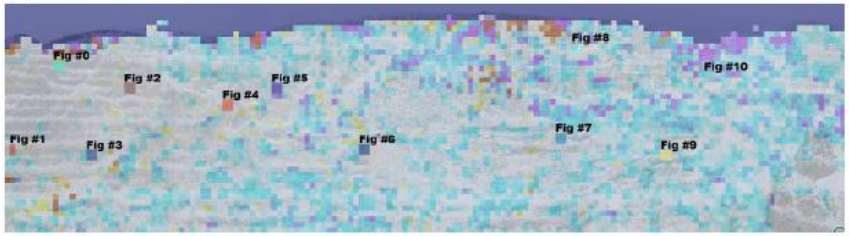
Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	no		
3	no		
4	yes	1.1	16
5	yes	1.07	16
6	yes	0.5	12
7	no		
8	yes	2.2	14
9	no		
10	yes	1.16	16

Blast date:	23/11/2011 11:58
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	No
Maximal deformation rate	N/A
Time to the maximal deformtion after the blast	N/A
Recovery time after the blast	N/A

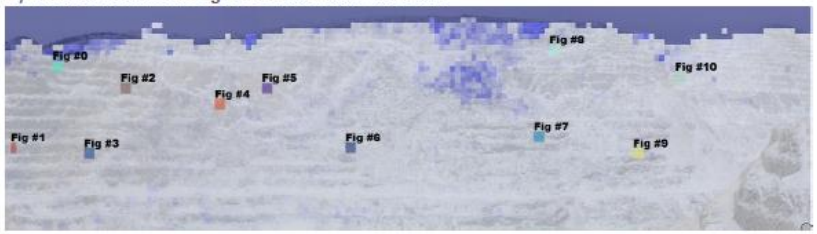
a) Coherence image: Area affected by the blast

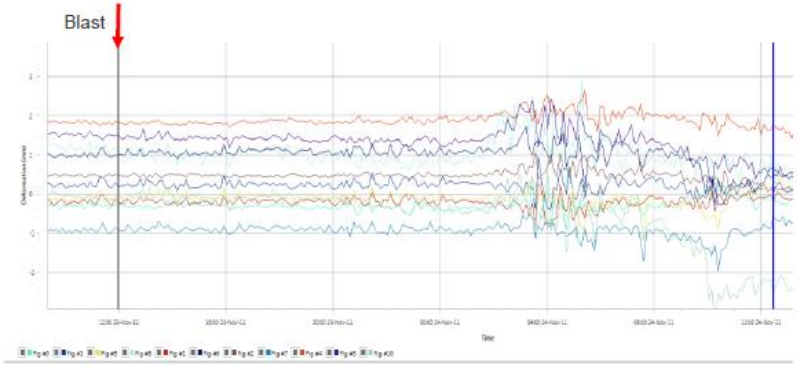


b) Deformation image: 24 hours after the blast



c) Delta coherence image: 24 hours after the blast

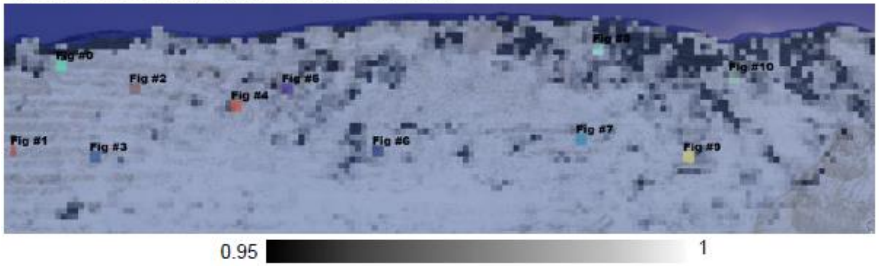




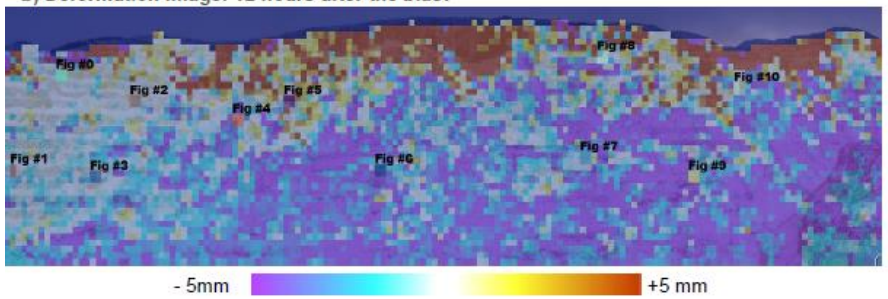
Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		

Blast date:	25/11/2011 11:58
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	No
Maximal deformation rate	N/A
Time to the maximal deformtion after the blast	N/A
Recovery time after the blast	N/A

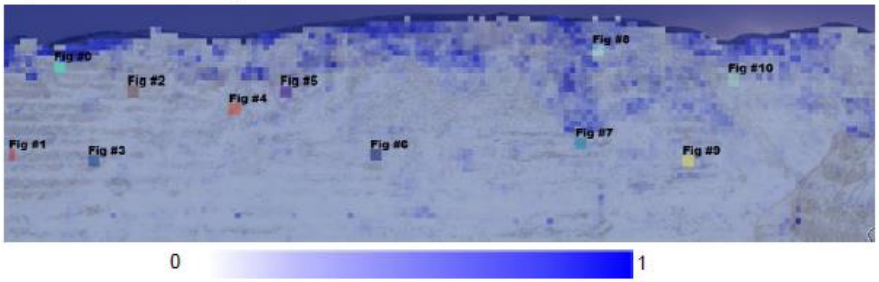
a) Coherence image: Area affected by the blast

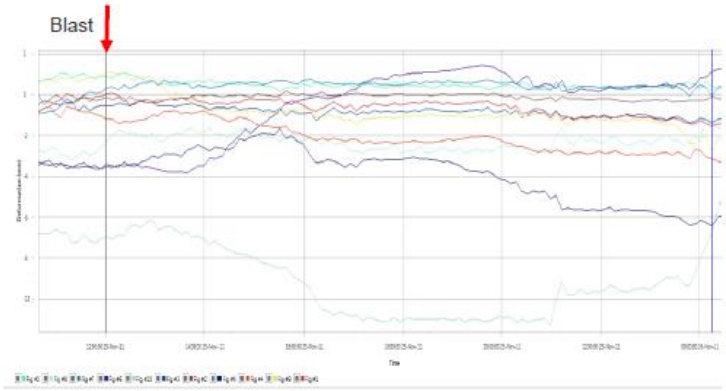


b) Deformation image: 12 hours after the blast



c) Delta coherence image: 12 hours after the blast

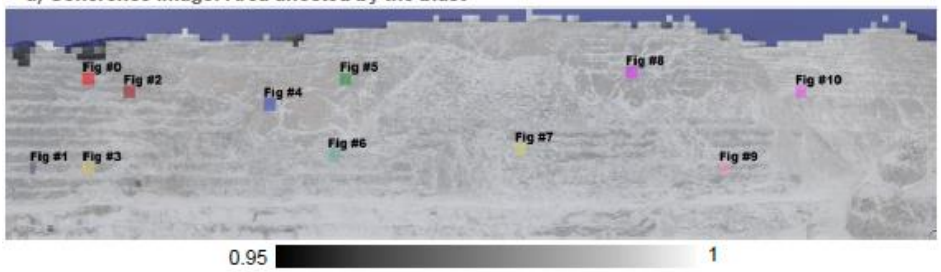




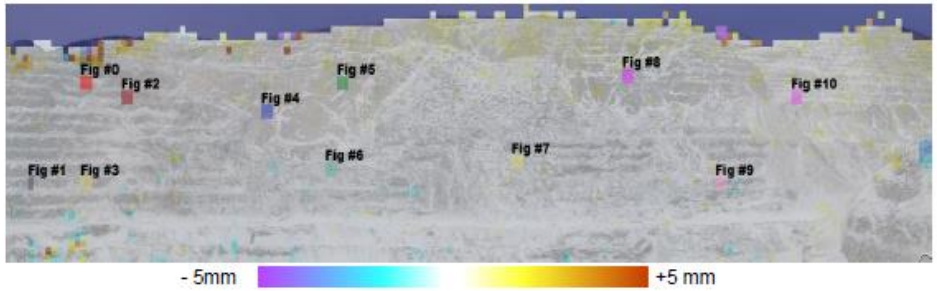
Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		

Blast date:	26/11/2011 15:50
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	No
Maximal deformation rate	N/A
Time to the maximal deformtion after the blast	N/A
Recovery time after the blast	N/A

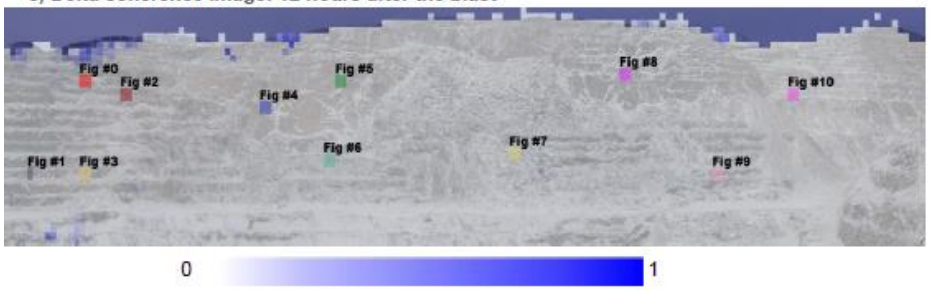
a) Coherence image: Area affected by the blast

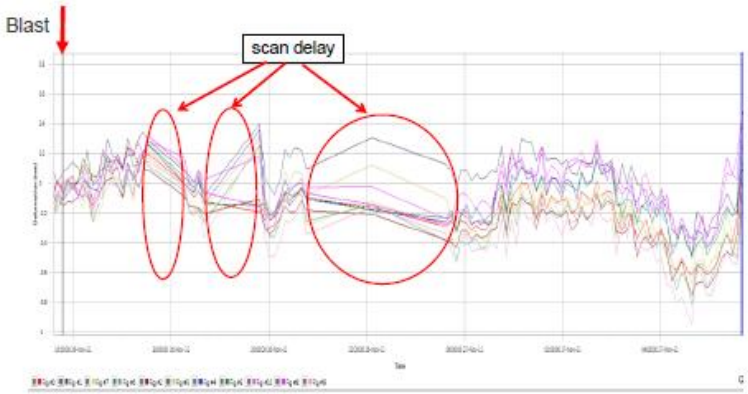


b) Deformation image: 12 hours after the blast



c) Delta coherence image: 12 hours after the blast

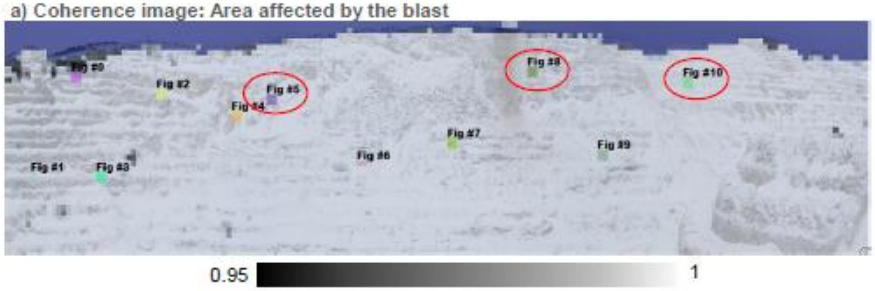




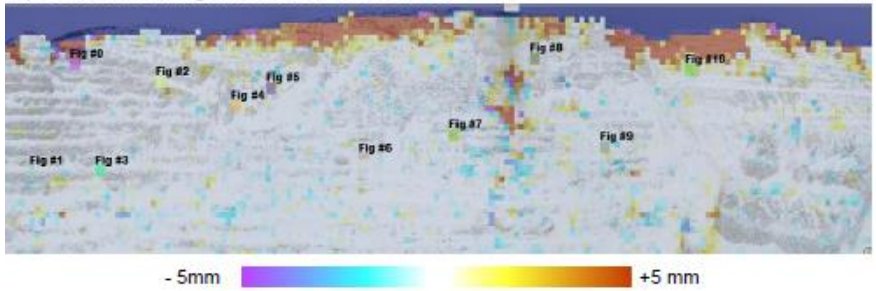
Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		

Blast date:	28/11/2011 11:58:00
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	Yes
Maximal deformation rate	1.15 mm/hr
Time to the maximal deformtion after the blast	8 hours
Recovery time after the blast	8 hours

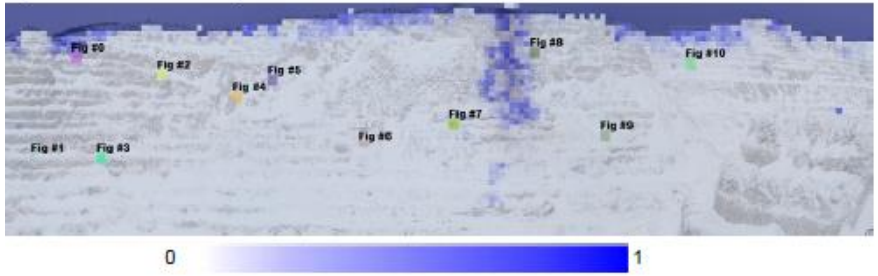
a) Coherence image: Area affected by the blast

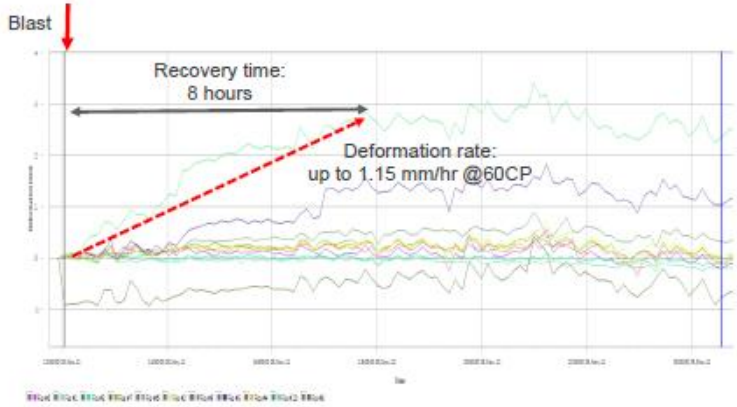


b) Deformation image: 12 hours after the blast



c) Delta coherence image: 12 hours after the blast



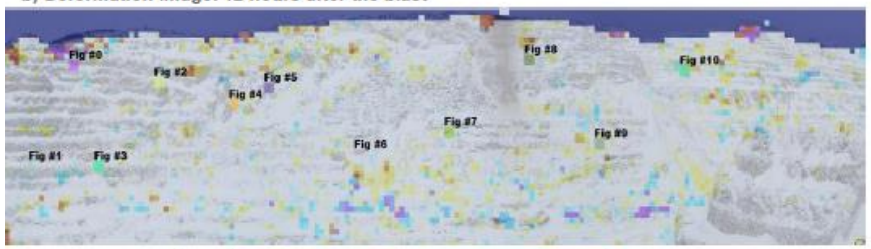


Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/HR) @60CP	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	yes	0,7	5
6	no		
7	no		
8	yes	0,65	6,5
9	no		
10	yes	1,15	8

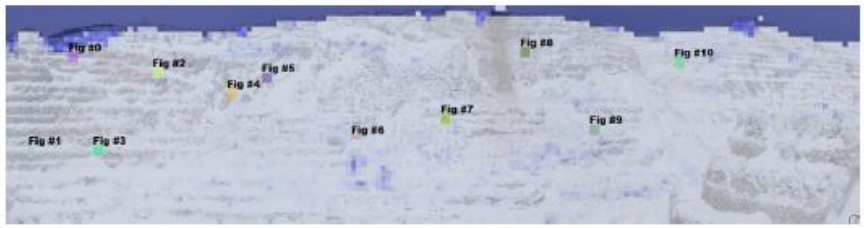
Blast date:	29/11/2011 11:58
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	No
Maximal deformation rate	N/A
Time to the maximal deformtion after the blast	N/A
Recovery time after the blast	N/A

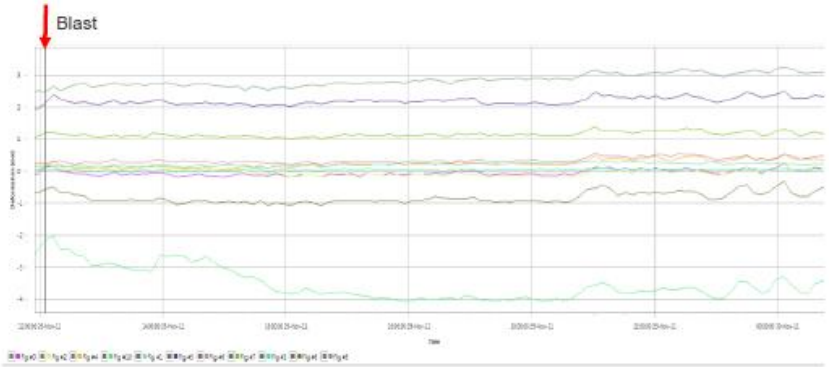
a) Coherence image: Area affected by the blast

b) Deformation image: 12 hours after the blast



c) Delta coherence image: 12 hours after the blast

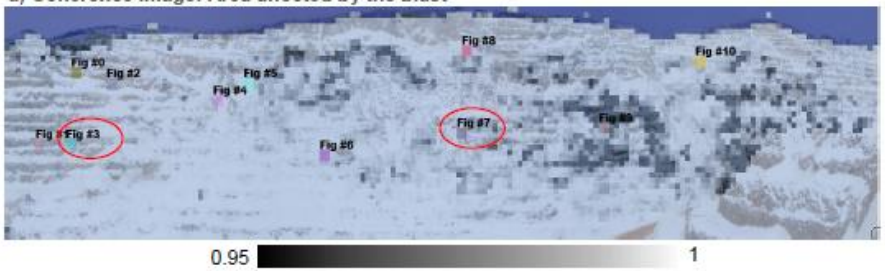




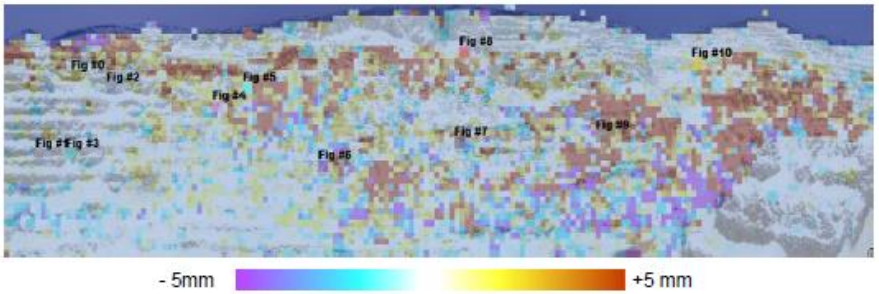
Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		

Blast date:	1/12/2011 11:58
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	Yes
Maximal deformation rate	0.69 mm/hr
Time to the maximal deformtion after the blast	8.5 hours
Recovery time after the blast	8.5 hours

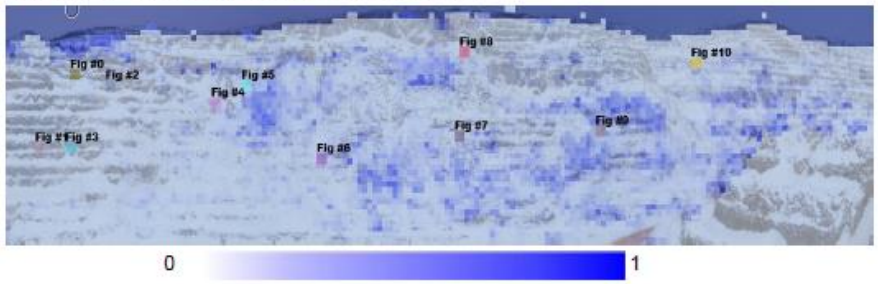
a) Coherence image: Area affected by the blast

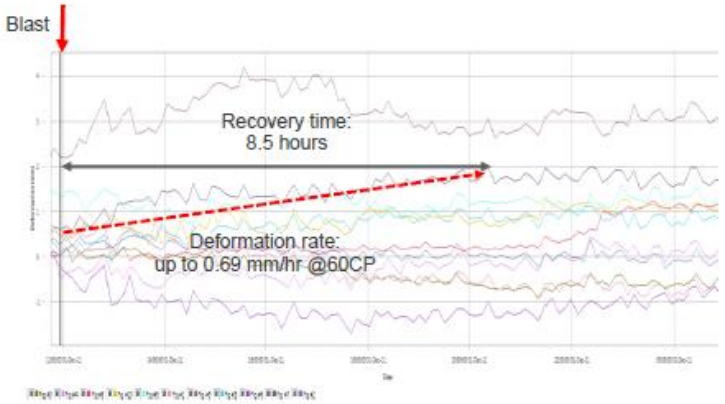


b) Deformation image: 12 hours after the blast



c) Delta coherence image: 12 hours after the blast

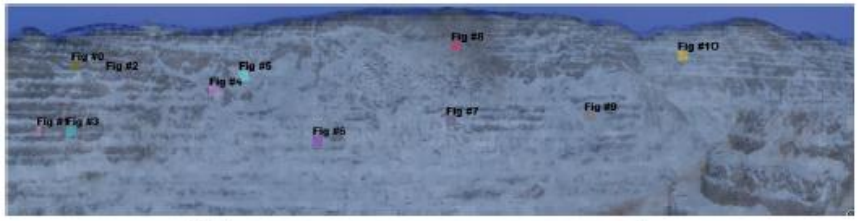




Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/HR) @60CP	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	no		
3	yes	0.66	8
4	no		
5	no		
6	no		
7	yes	0.69	8.5
8	no		
9	no		
10	no		

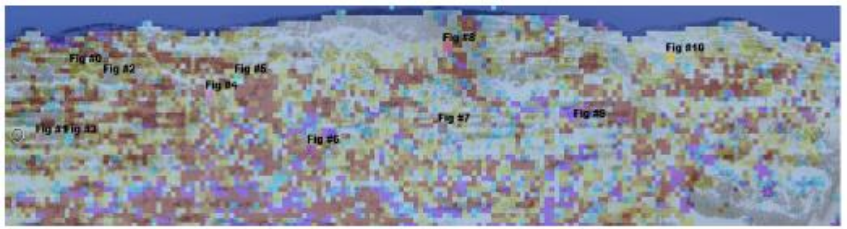
Blast date:	3/12/2011 12:36
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	No
Maximal deformation rate	N/A
Time to the maximal deformtion after the blast	N/A
Recovery time after the blast	N/A

a) Coherence image: Area affected by the blast



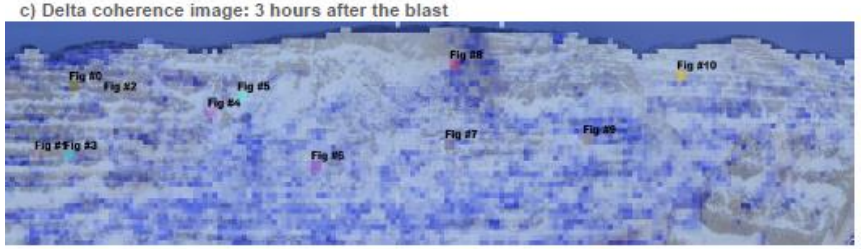
0.95 1

b) Deformation image: 3 hours after the blast

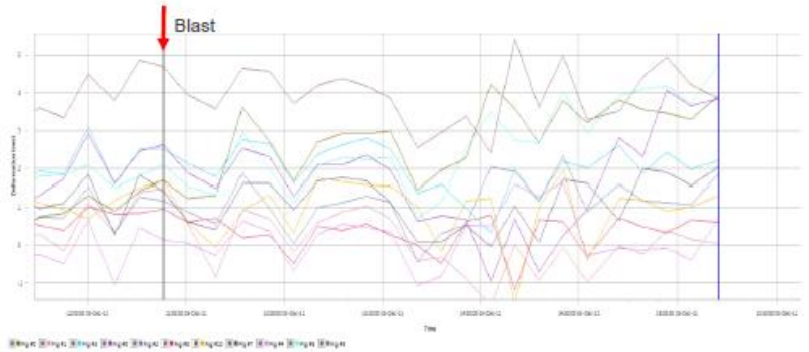


- 5mm +5 mm

c) Delta coherence image: 3 hours after the blast



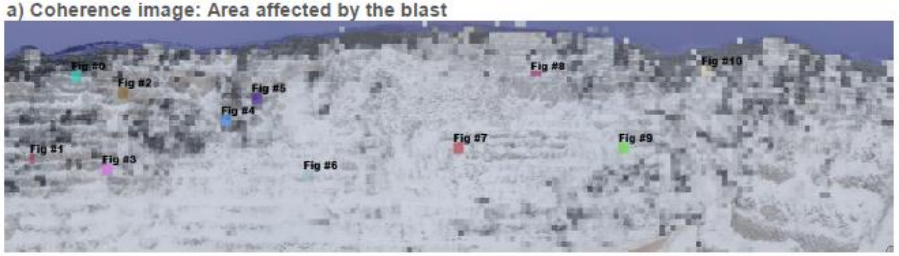
0 1



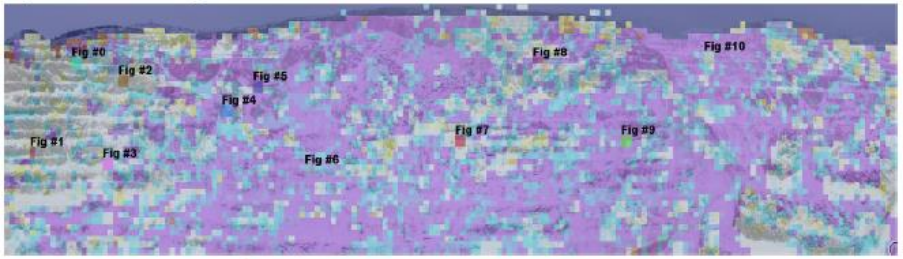
Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		

Blast date:	4/12/2011 11:56
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	No
Maximal deformation rate	N/A
Time to the maximal deformtion after the blast	N/A
Recovery time after the blast	N/A

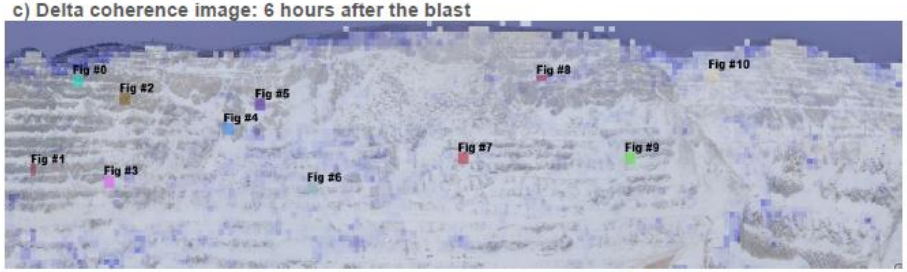
a) Coherence image: Area affected by the blast

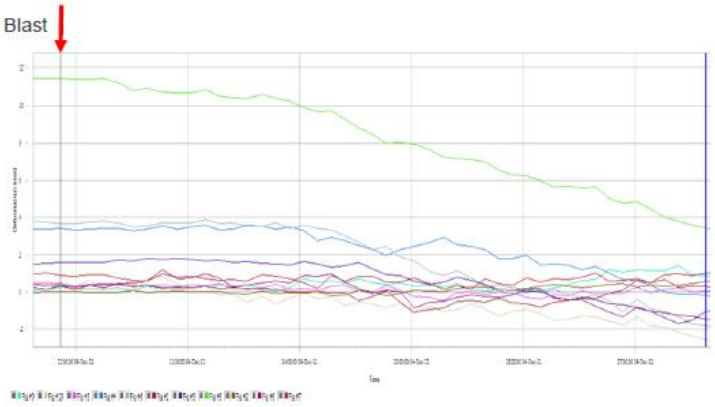


b) Deformation image: 6 hours after the blast



c) Delta coherence image: 6 hours after the blast

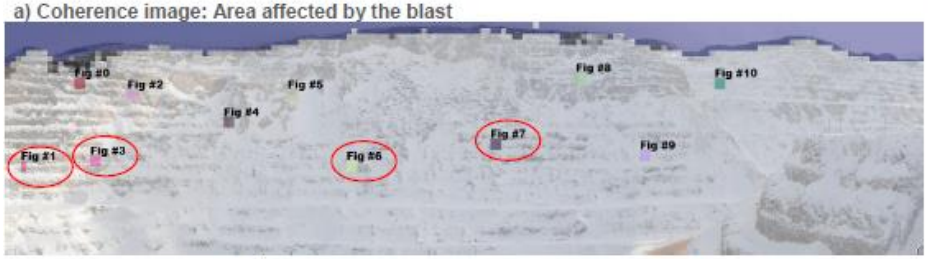




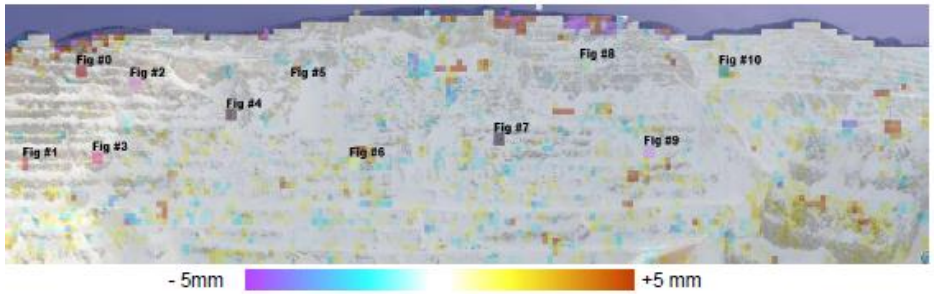
Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/HR) @60CP	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		

Blast date:	5/12/2011 11:57
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	Yes
Maximal deformation rate	0.46 mm/hr
Time to the maximal deformtion after the blast	23 hours
Recovery time after the blast	23 hours

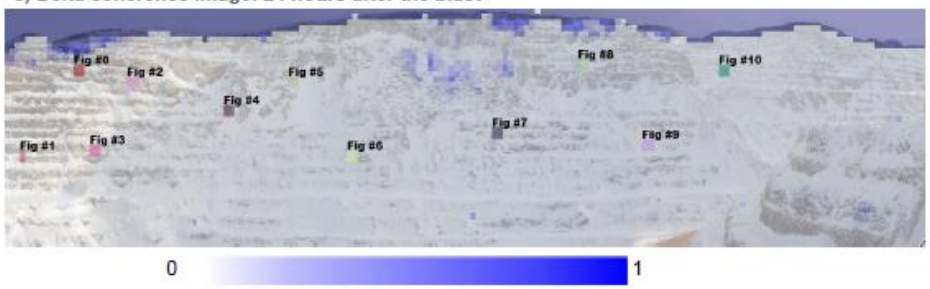
a) Coherence image: Area affected by the blast

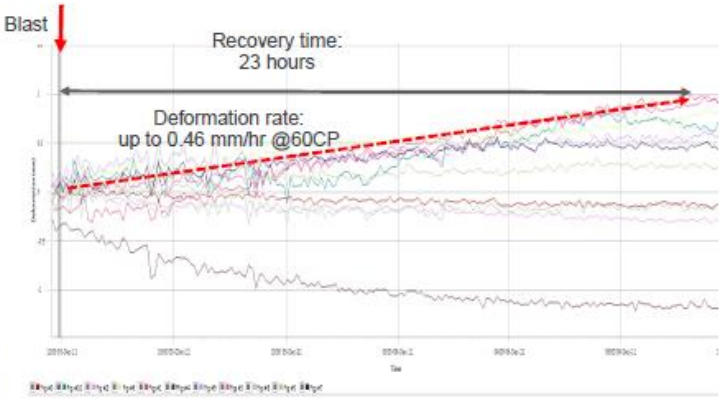


b) Deformation image: 24 hours after the blast



c) Delta coherence image: 24 hours after the blast

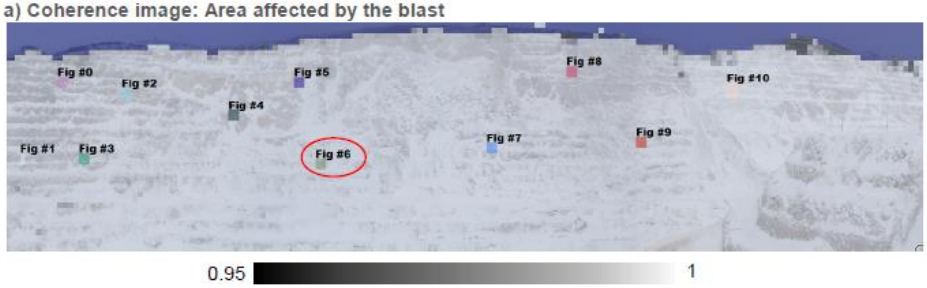




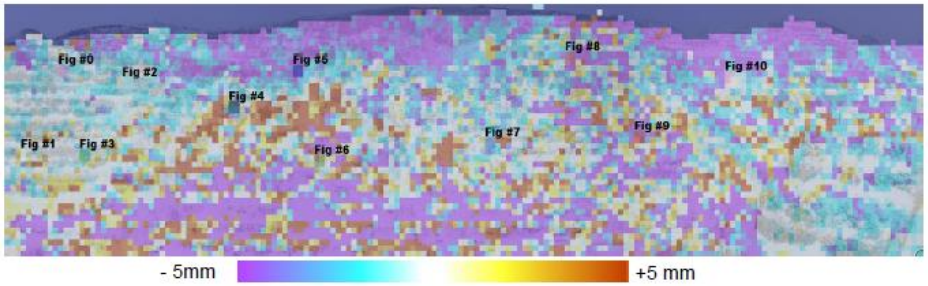
Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/HR) @60CP	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	yes	0.28	24
2	no		
3	yes	0.27	15.5
4	no		
5	no		
6	yes	0.46	23
7	yes	0.37	18
8	no		
9	no		
10	no		

Blast date:	7/12/2011 11:55
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	Yes
Maximal deformation rate	2.7 mm/hr
Time to the maximal deformtion after the blast	5.5 hours
Recovery time after the blast	5.5 hours

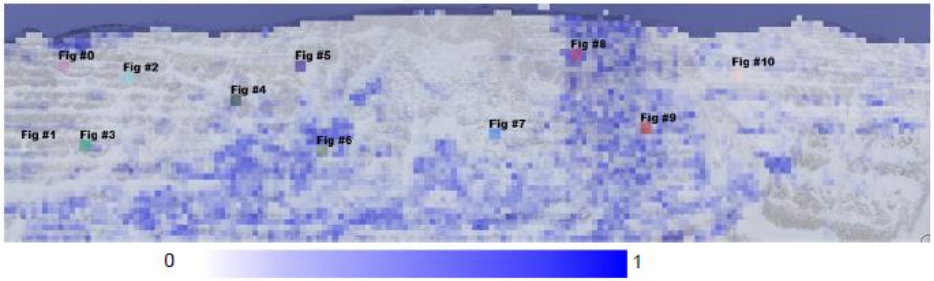
a) Coherence image: Area affected by the blast

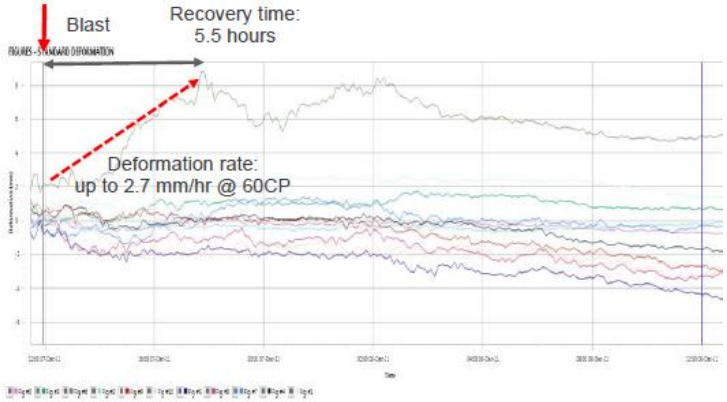


b) Deformation image: 24 hours after the blast



c) Delta coherence image: 24 hours after the blast

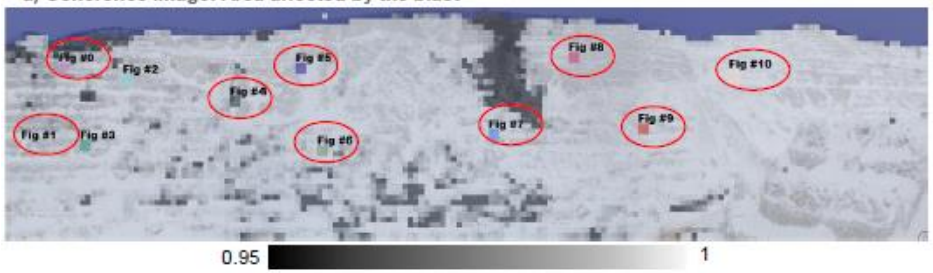




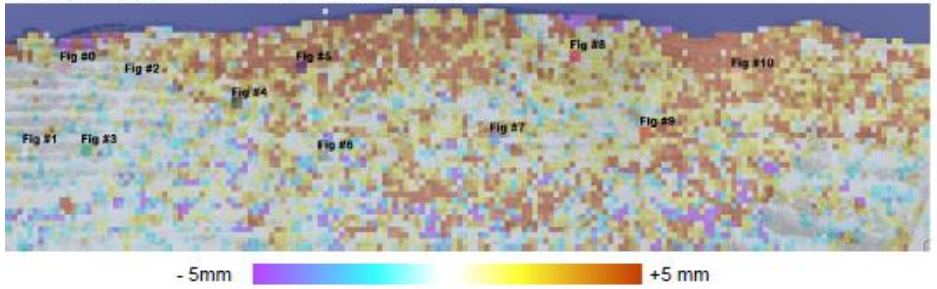
Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/hr) @60CP	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	yes	2.7	5.5
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		

Blast date:	08/12/2011 11:56:00
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	Yes
Maximal deformation rate	4.4 mm/day
Time to the maximal deformtion after the blast	10 hours
Recovery time after the blast	11 hours

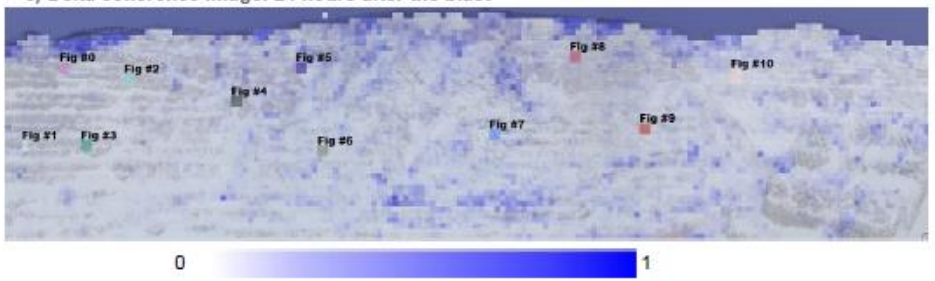
a) Coherence image: Area affected by the blast

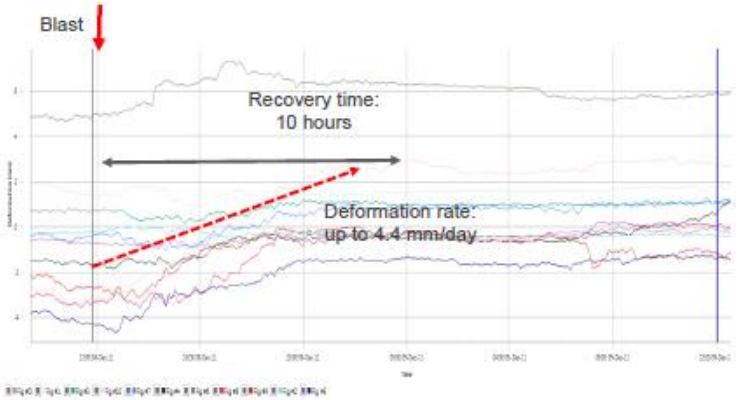


b) Deformation image: 24 hours after the blast



c) Delta coherence image: 24 hours after the blast

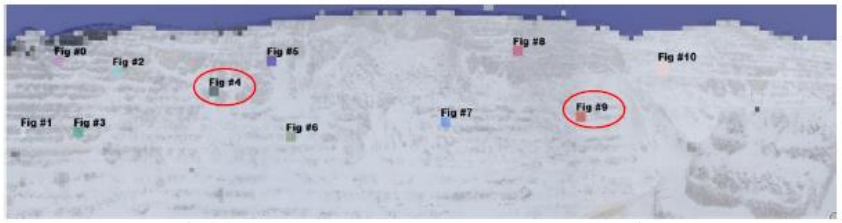




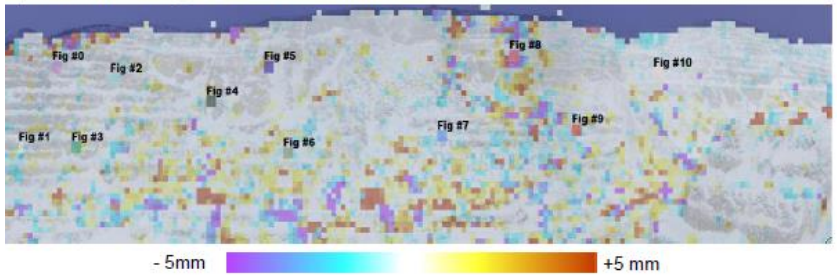
Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	yes	0,76	5
1	yes	0,9	5,5
2	no		
3	no		
4	yes	3	5.5.
5	yes	0,73	8
6	yes	1,1	8
7	yes	2,2	10
8	yes	0,9	10
9	yes	2,3	7
10	yes	4,4	10,5

Blast date:	9/12/2011 11:58
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	Yes
Maximal deformation rate	3 mm/day
Time to the maximal deformtion after the blast	10 hours
Recovery time after the blast	10 hours

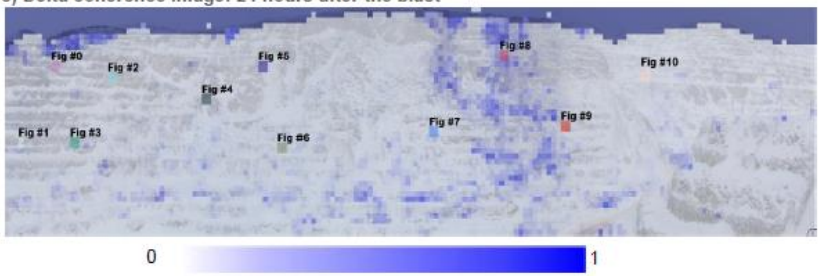
a) Coherence image: Area affected by the blast

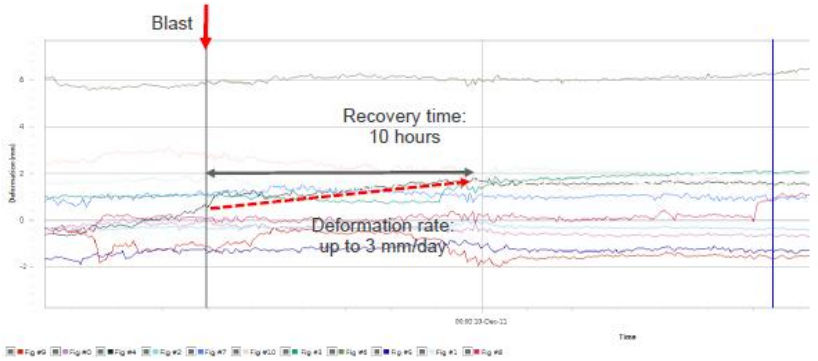


b) Deformation image: 24 hours after the blast



c) Delta coherence image: 24 hours after the blast



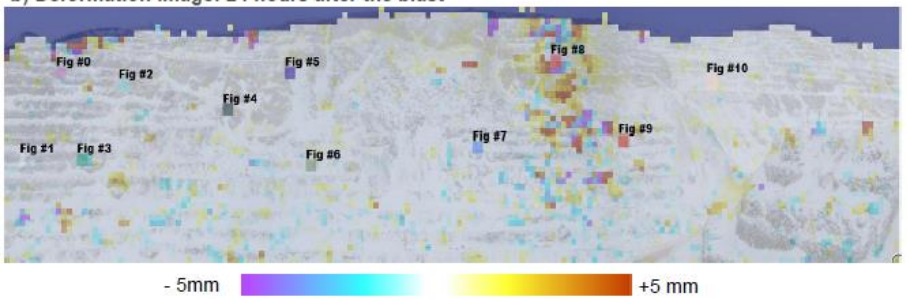


Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	no		
3	no		
4	yes	3	10
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	yes	2.3	3
10	no		

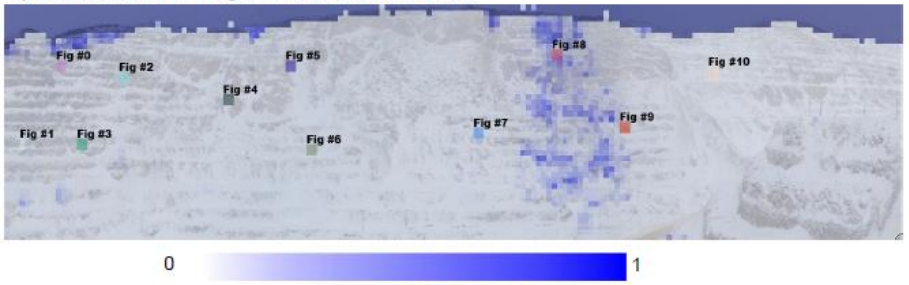
Blast date:	10/12/2011 11:59
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	Yes
Maximal deformation rate	2 mm/day
Time to the maximal deformtion after the blast	24 hours
Recovery time after the blast	24 hours

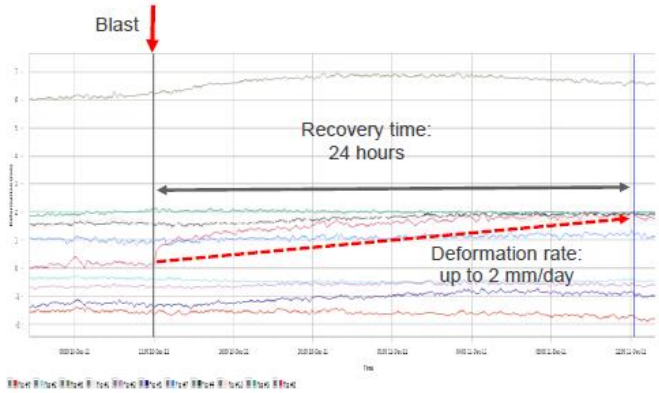
a) Coherence image: Area affected by the blast

b) Deformation image: 24 hours after the blast



c) Delta coherence image: 24 hours after the blast

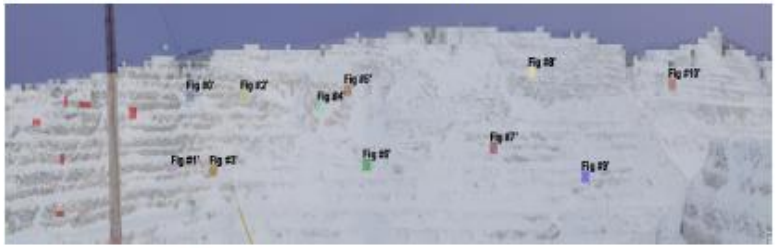




Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	no		
3	no		
4	yes	0.61	19
5	no		
6	yes	1	10
7	no		
8	yes	2	24
9	no		
10	no		

Blast date:	28/01/2012 11:50:00
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	yes
Maximal deformation rate	2.8 mm/day
Time to the maximal deformation after the blast	12 hours
Recovery time after the blast	12.5 hours

a) Coherence image: Area immediately affected by the blast

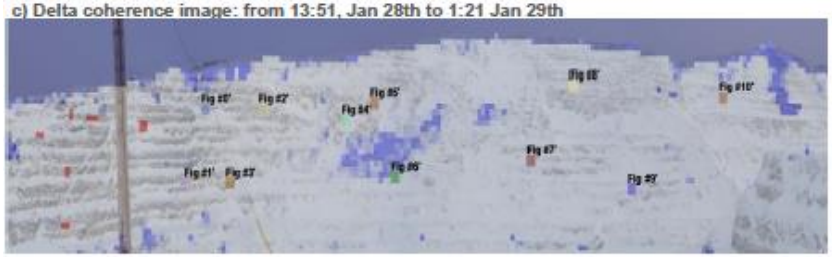


0.95 1

b) Accumulated deformation image: from 13:51, Jan 28th to 1:21 Jan 29th

- 10mm +10 mm

c) Delta coherence image: from 13:51, Jan 28th to 1:21 Jan 29th

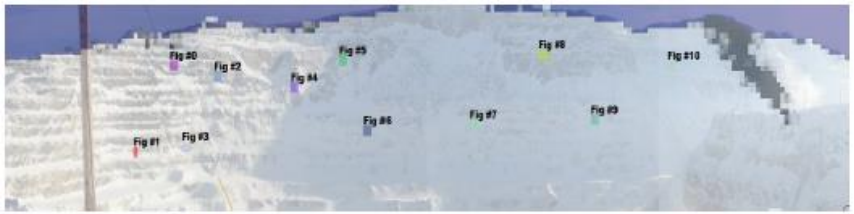


0 1

Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	yes	2,8	7
1	yes	2,3	12
2	yes	2,5	10
3	yes	1,5	7
4	yes	0,43	11,5
5	yes	2,2	10
6	yes	2,8	9
7	yes	0,38	9,5
8	yes	0,22	12,5
9	yes	1,9	8,5
10	yes	1,9	12,5

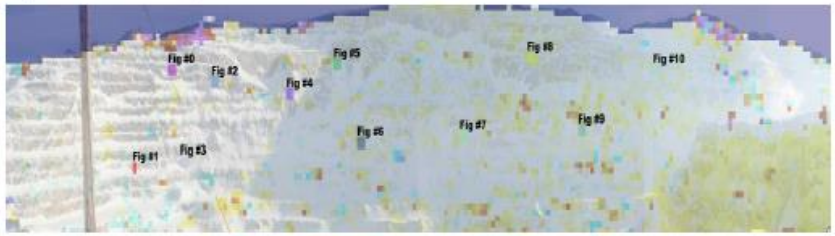
Blast date:	31/01/2012 12:00
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	No
Maximal deformation rate	N/A
Time to the maximal deformtion after the blast	N/A
Recovery time after the blast	N/A

a) Coherence image: Area affected by the blast



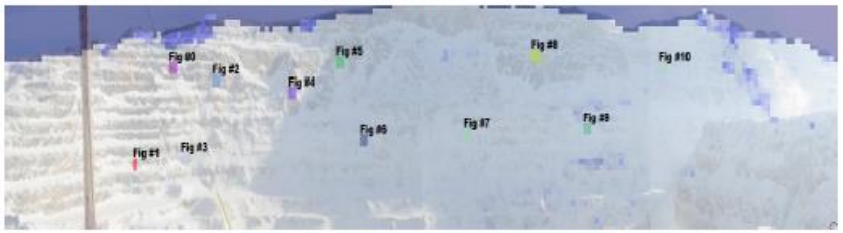
0.95 1

b) Deformation image: 24 hours after the blast



- 5mm +5 mm

c) Delta coherence image: 24 hours after the blast

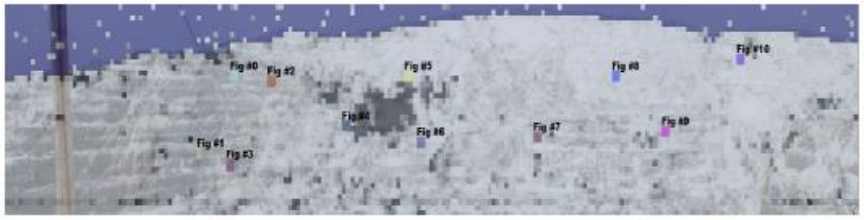


0 1

Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		

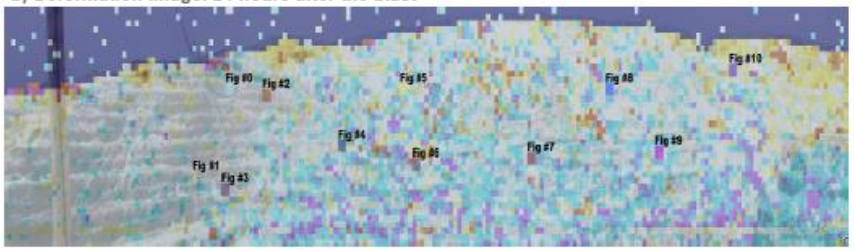
Blast date:	15/04/2012 12:00
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	No
Maximal deformation rate	N/A
Time to the maximal deformtion after the blast	N/A
Recovery time after the blast	N/A

a) Coherence image: Area affected by the blast



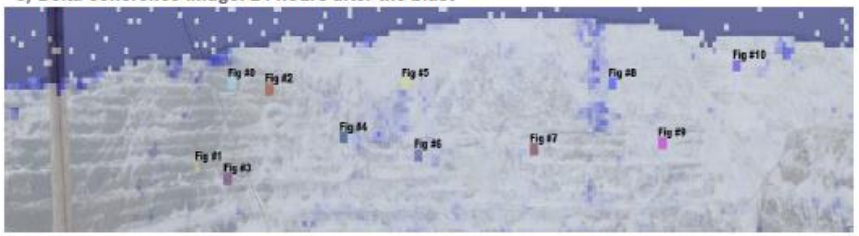
0.95 1

b) Deformation image: 24 hours after the blast



- 5mm +5 mm

c) Delta coherence image: 24 hours after the blast

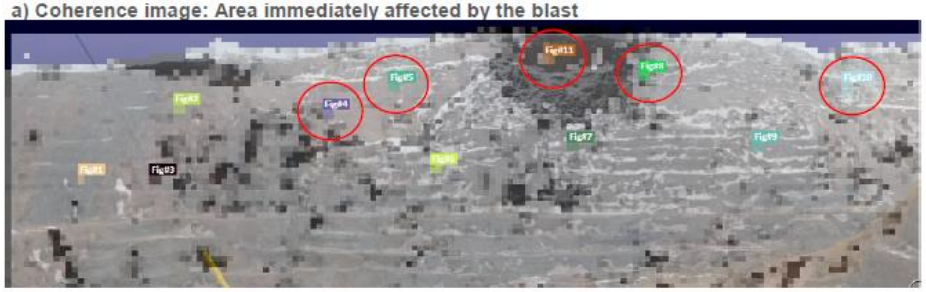


0 1

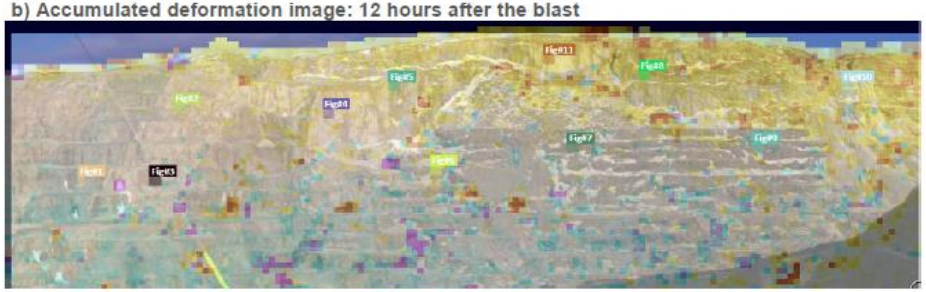
Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		

Blast date:	26/04/2012 12:09
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	yes
Maximal deformation rate	3.5 mm/day
Time to the maximal deformation after the blast	12 hours
Recovery time after the blast	12 hours

a) Coherence image: Area immediately affected by the blast

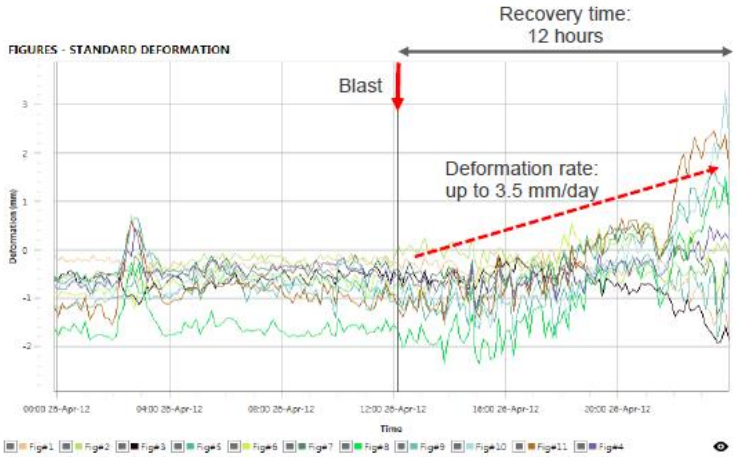


b) Accumulated deformation image: 12 hours after the blast



-10 mm +10 mm

c) Delta coherence image: 12 hours after the blast



Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
1	no		
2	no		
3	no		
4	yes	1	12
5	yes	2	12
6	no		
7	no		
8	yes	3	12
9	no		
10	yes	3	12
11	yes	3.5	12

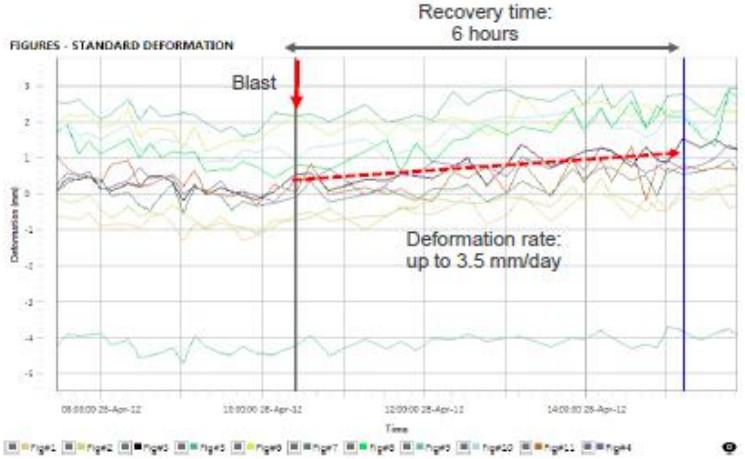
Blast date:	28/04/2012 10:25:00
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	yes
Maximal deformation rate	3 mm/day
Time to the maximal deformation after the blast	6 hours
Recovery time after the blast	6 hours

a) Coherence image: Area affected by the blast

b) Accumulated deformation image: 6 hours after the blast

-3 mm +3 mm

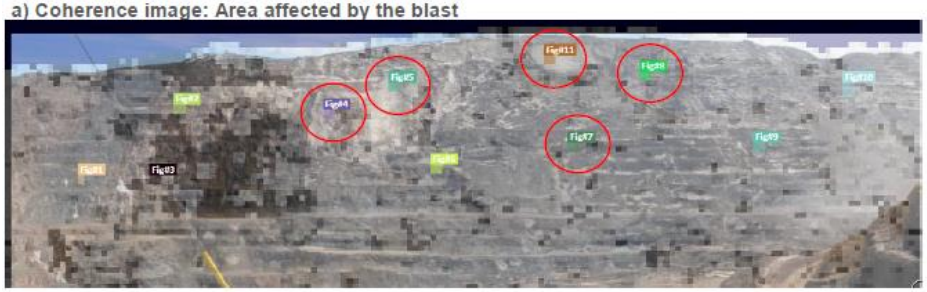
c) Delta coherence image: 6 hours after the blast



Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
1	yes	1	6
2	yes	0,5	6
3	yes	2	6
4	yes	1	6
5	no		
6	yes	1	6
7	yes	0,5	6
8	yes	3	6
9	no		
10	yes	2,5	6
11	yes	0,5	6

Blast date:	1/05/2012 12:13
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	yes
Maximal deformation rate	2.5 mm/day
Time to the maximal deformation after the blast	8 hours
Recovery time after the blast	8 hours

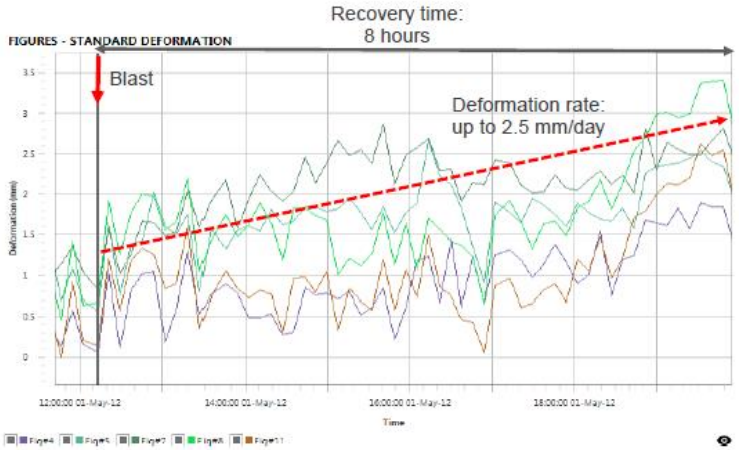
a) Coherence image: Area affected by the blast



b) Accumulated deformation image: 8 hours after the blast

-5 mm +5 mm

c) Delta coherence image: 8 hours after the blast



Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
1	no		
2	no		
3	no		
4	yes	1	8
5	yes	1	8
6	no		
7	yes	2.5	8
8	yes	1.5	8
9	no		
10	no		
11	yes	1	8

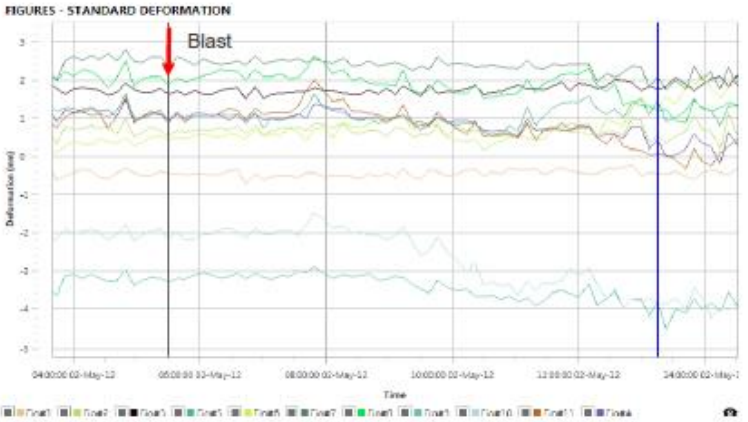
Blast date:	02/05/2012 05:30:00
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	no
Maximal deformation rate	n.a.
Time to the maximal deformation after the blast	n.a.
Recovery time after the blast	n.a.

a) Coherence image: Area affected by the blast

b) Accumulated deformation image: 12 hours after the blast

-5 mm +5 mm

c) Delta coherence image: 8 hours after the blast

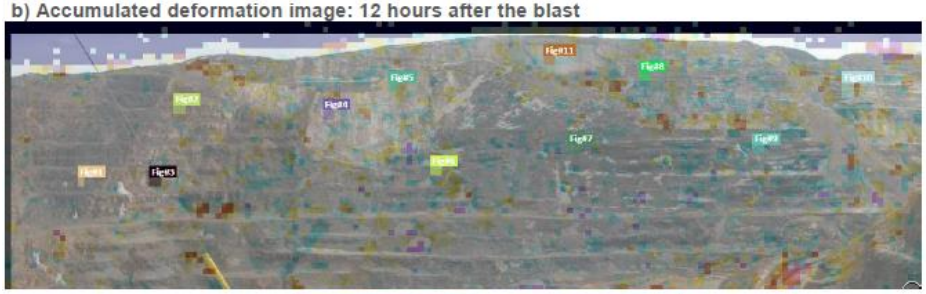


Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		
11	no		

Blast date:	5/05/2012 12:10
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	no
Maximal deformation rate	n.a.
Time to the maximal deformation after the blast	n.a.
Recovery time after the blast	n.a.

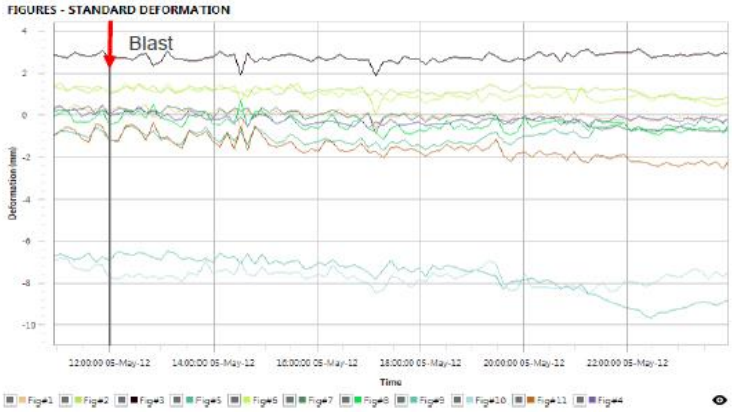
a) Coherence image: Area affected by the blast

b) Accumulated deformation image: 12 hours after the blast



-5 mm +5 mm

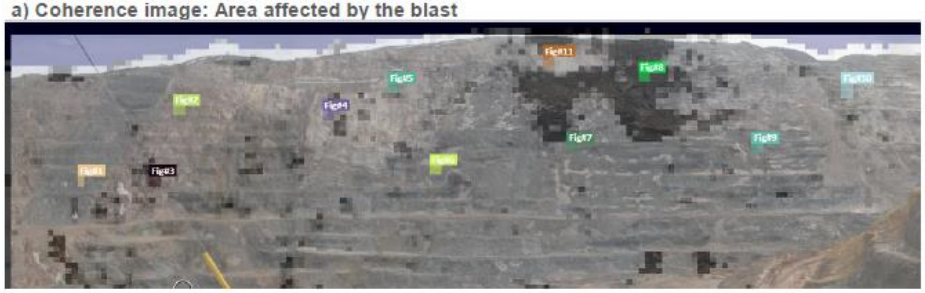
c) Delta coherence image: 12 hours after the blast



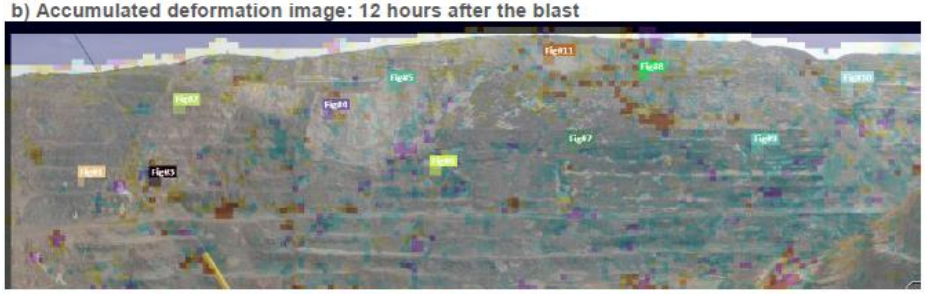
Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		
11	no		

Blast date:	6/05/2012 12:05
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	no
Maximal deformation rate	n.a.
Time to the maximal deformation after the blast	n.a.
Recovery time after the blast	n.a.

a) Coherence image: Area affected by the blast

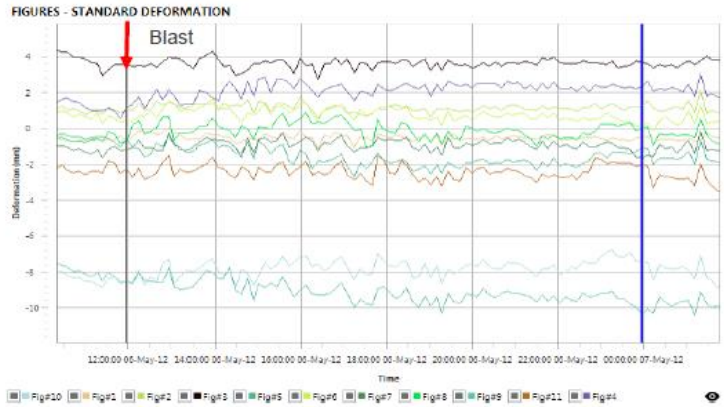


b) Accumulated deformation image: 12 hours after the blast



-5 mm +5 mm

c) Delta coherence image: 12 hours after the blast

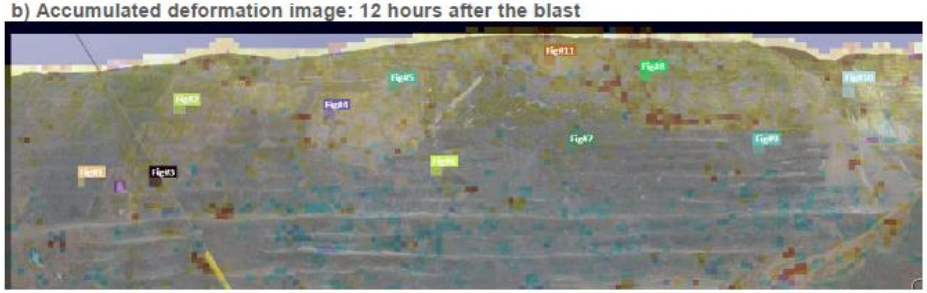


Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		
11	no		

Blast date:	8/05/2012 11:43
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	no
Maximal deformation rate	n.a.
Time to the maximal deformation after the blast	n.a.
Recovery time after the blast	n.a.

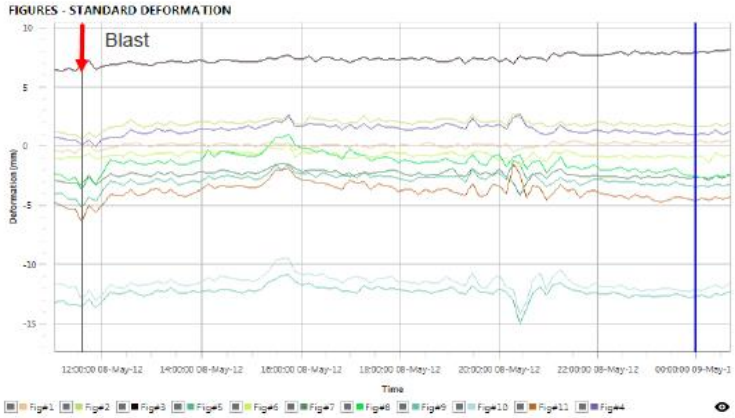
a) Coherence image: Area affected by the blast

b) Accumulated deformation image: 12 hours after the blast



-5 mm +5 mm

c) Delta coherence image: 12 hours after the blast



Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		
11	no		

Blast date:	10/05/2012 12:00
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	no
Maximal deformation rate	n.a.
Time to the maximal deformation after the blast	n.a.
Recovery time after the blast	n.a.

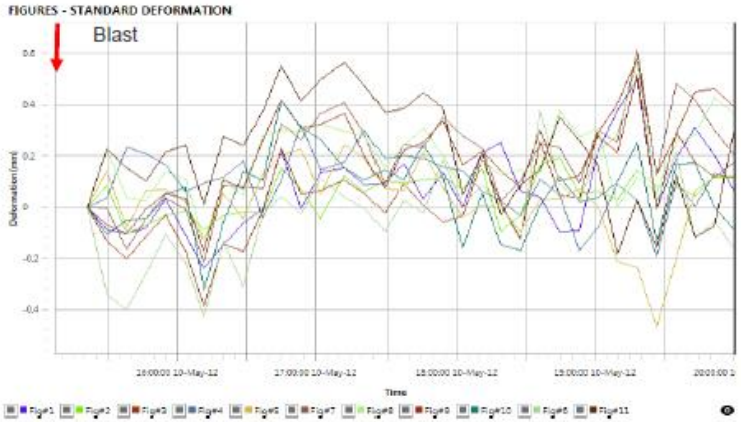
a) Coherence image: Area immediately affected by the blast

Coherence Image was not available at the time of the blast

b) Accumulated deformation image: 12 hours after the blast

-5 mm +5 mm

c) Delta coherence image: 12 hours after the blast



Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		
11	no		

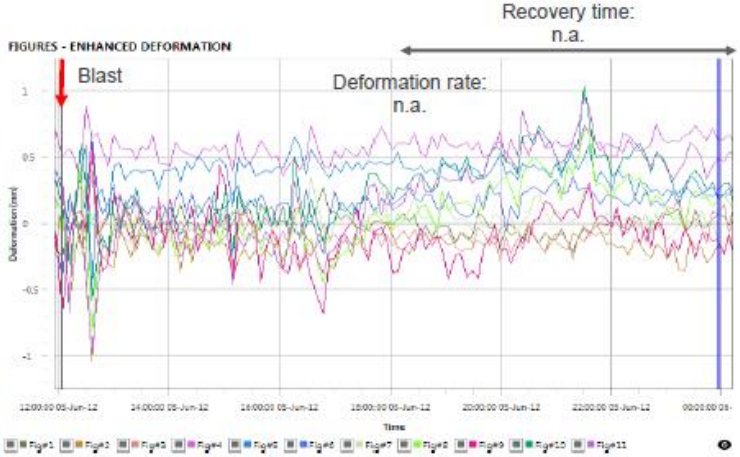
Blast date:	5/06/2012 12:11
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	No
Maximal deformation rate	n.a.
Time to the maximal deformation after the blast	n.a.
Recovery time after the blast	n.a.

a) Coherence image: Area immediately affected by the blast

b) Accumulated deformation image: 12 hours after the blast

-10 mm +10 mm

c) Delta coherence image: 12 hours after the blast



Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		
11	no		

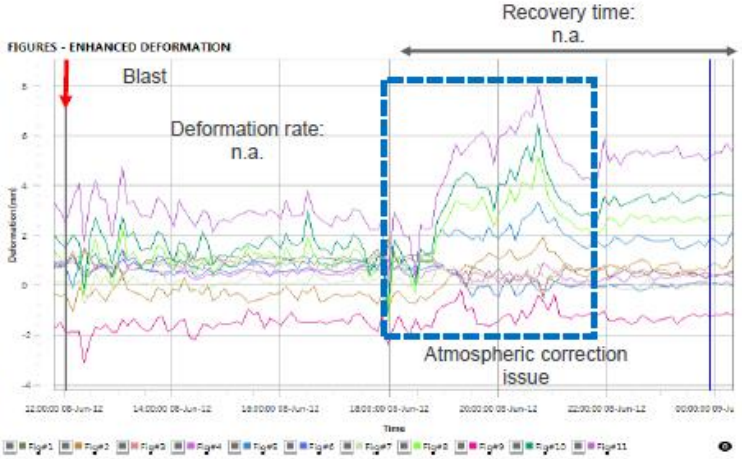
Blast date:	8/06/2012 12:10
Increment in the deformation magnitude (yes/no)	No
Maximal deformation rate	n.a.
Time to the maximal deformation after the blast	n.a.
Recovery time after the blast	n.a.

a) Coherence image: Area immediately affected by the blast

b) Accumulated deformation image: 12 hours after the blast

-10 mm +10 mm

c) Delta coherence image: 12 hours after the blast



Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		
11	no		

Blast date:	10/06/2012 12:00
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	no
Maximal deformation rate	n.a.
Time to the maximal deformation after the blast	n.a.
Recovery time after the blast	n.a.

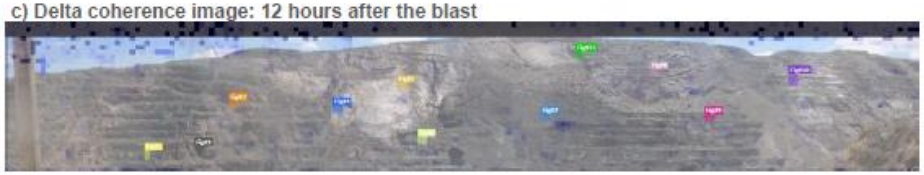
a) Coherence image: Area immediately affected by the blast

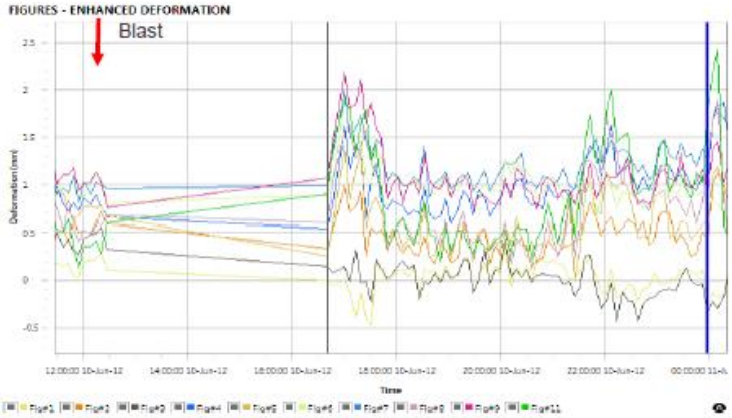
Coherence Image was not available at the time of the blast

b) Accumulated deformation image: 12 hours after the blast

-5 mm +5 mm

c) Delta coherence image: 12 hours after the blast





Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		
11	no		

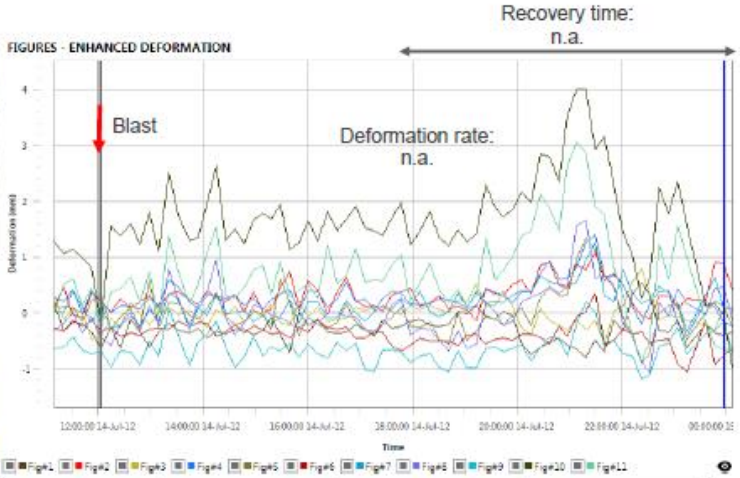
Blast date:	14/07/2012 12:14
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	No
Maximal deformation rate	n.a.
Time to the maximal deformation after the blast	n.a.
Recovery time after the blast	n.a.

a) Coherence image: Area immediately affected by the blast

b) Accumulated deformation image: 12 hours after the blast

-10 mm +10 mm

c) Delta coherence image: 12 hours after the blast



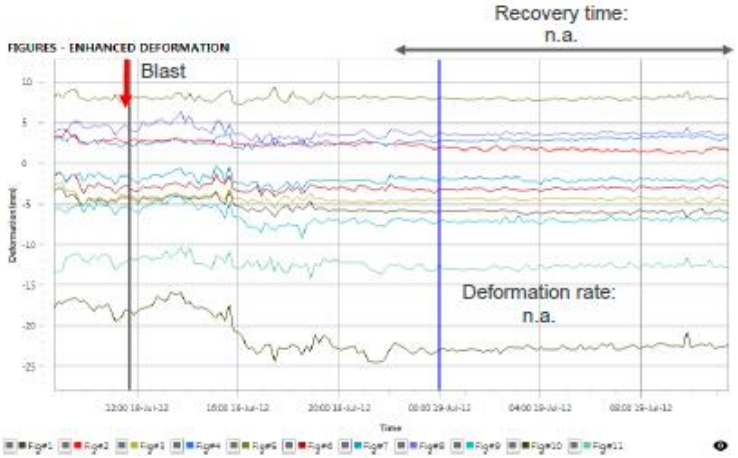
Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		
11	no		

Blast date:	18/07/2012 11:50:00
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	No
Maximal deformation rate	n.a
Time to the maximal deformation after the blast	n.a
Recovery time after the blast	n.a

a) Coherence image: Area immediately affected by the blast

b) Accumulated deformation image: 12 hours after the blast

c) Delta coherence image: 12 hours after the blast



Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		
11	no		

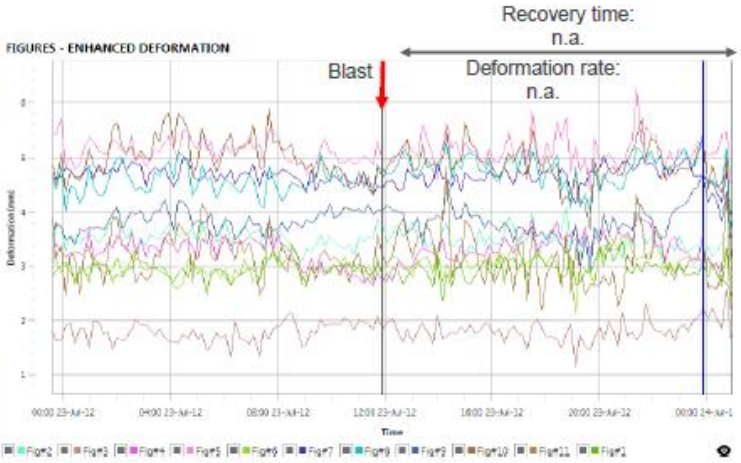
Blast date:	23/07/2012 12:04
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	No
Maximal deformation rate	n.a.
Time to the maximal deformation after the blast	n.a.
Recovery time after the blast	n.a.

a) Coherence image: Area immediately affected by the blast

b) Accumulated deformation image: 12 hours after the blast

-10 mm +10 mm

c) Delta coherence image: 12 hours after the blast



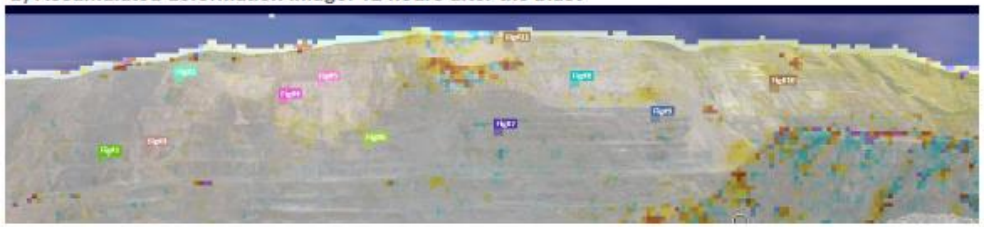
Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		
11	no		

Blast date: 24/07/2012 12:14

Increment in the deformation magnitude (yes/no):
Maximal deformation rate
Time to the maximal deformation after the blast
Recovery time after the blast

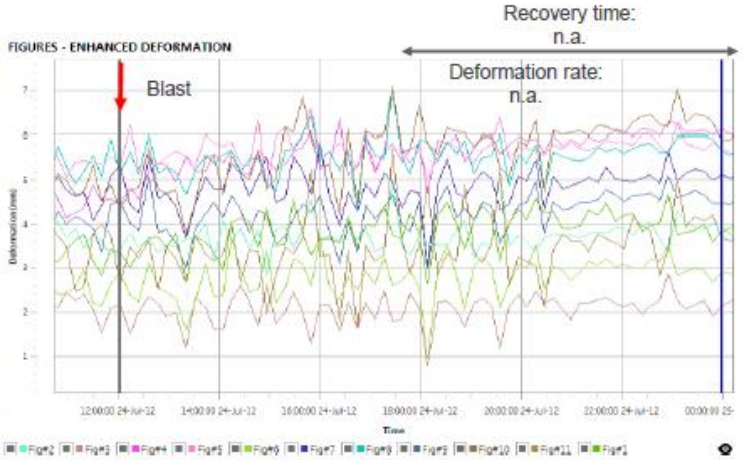
a) Coherence image: Area immediately affected by the blast

b) Accumulated deformation image: 12 hours after the blast



-10 mm +10 mm

c) Delta coherence image: 12 hours after the blast



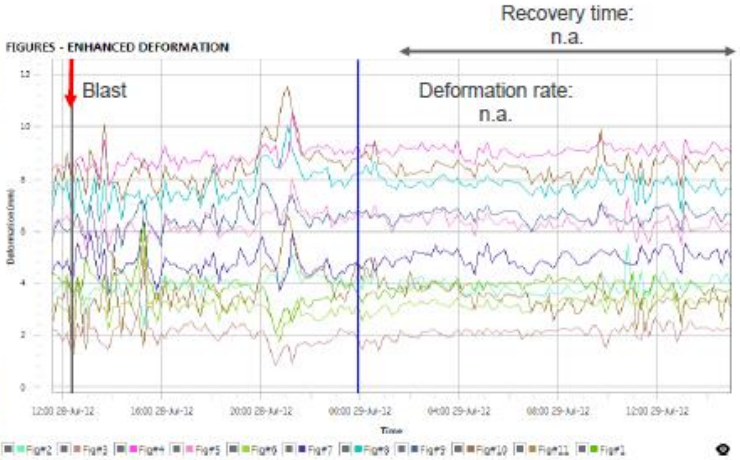
Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		
11	no		

Blast date:	28/07/2012 12:33
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	No
Maximal deformation rate	n.a.
Time to the maximal deformation after the blast	n.a.
Recovery time after the blast	n.a.

a) Coherence image: Area immediately affected by the blast

b) Accumulated deformation image: 12 hours after the blast

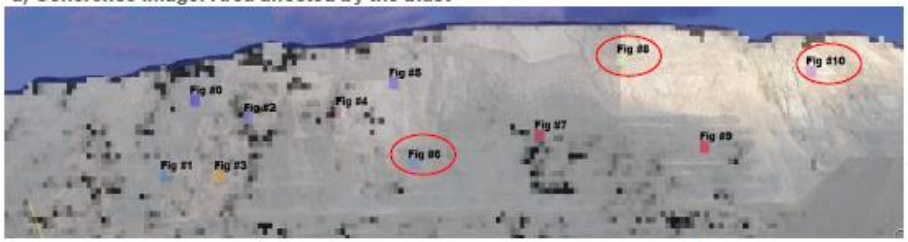
c) Delta coherence image: 12 hours after the blast



Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		
11	no		

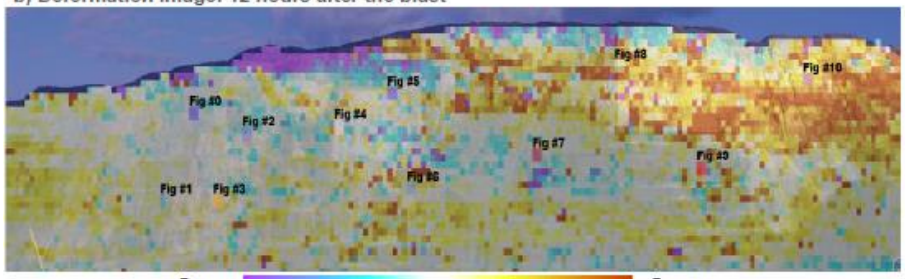
Blast date:	18/08/2012 12:00
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	Yes
Maximal deformation rate	8.9 mm/day
Time to the maximal deformtion after the blast	7 hours
Recovery time after the blast	8.5 hours

a) Coherence image: Area affected by the blast



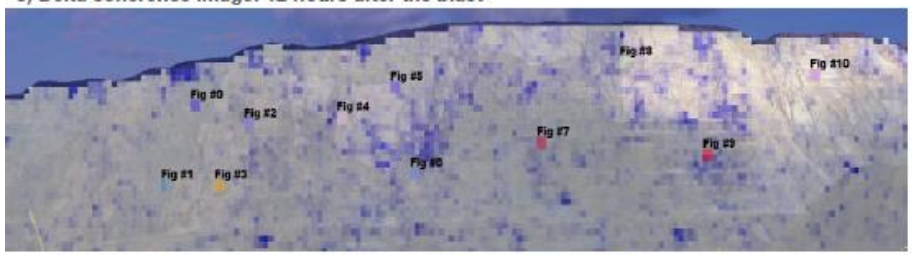
0.95 — 1

b) Deformation image: 12 hours after the blast

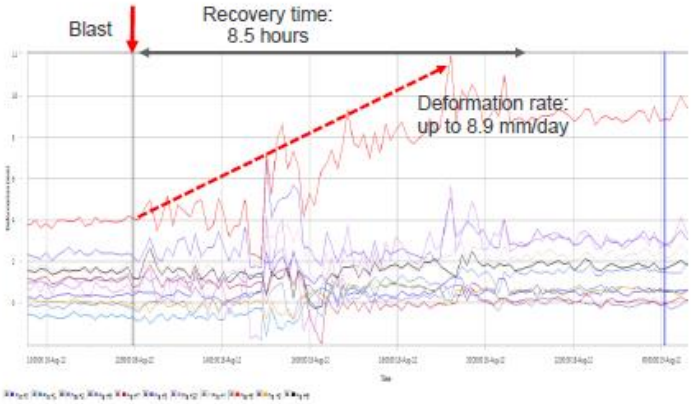


- 5mm — +5 mm

c) Delta coherence image: 12 hours after the blast



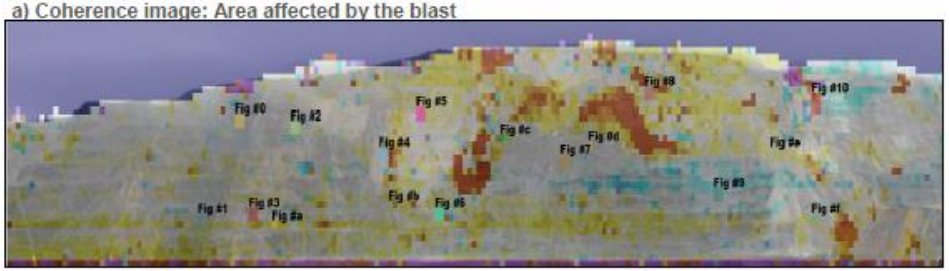
0 — 1



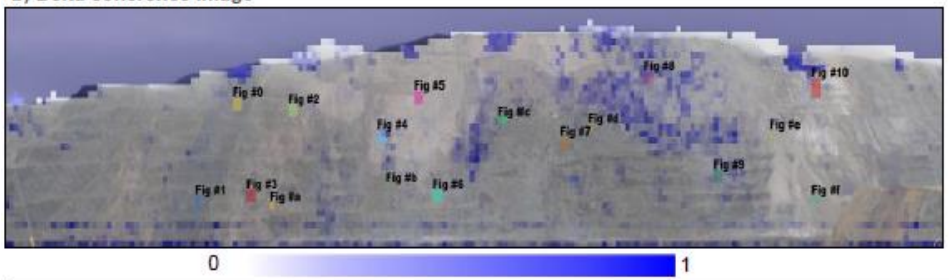
Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	yes	2	8.5
7	no		
8	yes	8.9	8.5
9	no		
10	yes	4.6	8.5

Wallfolder Summary: SSR086_121029_AMMC_Pauls Peak_P1_offload

a) Coherence image: Area affected by the blast



b) Delta coherence image



Data analysis period

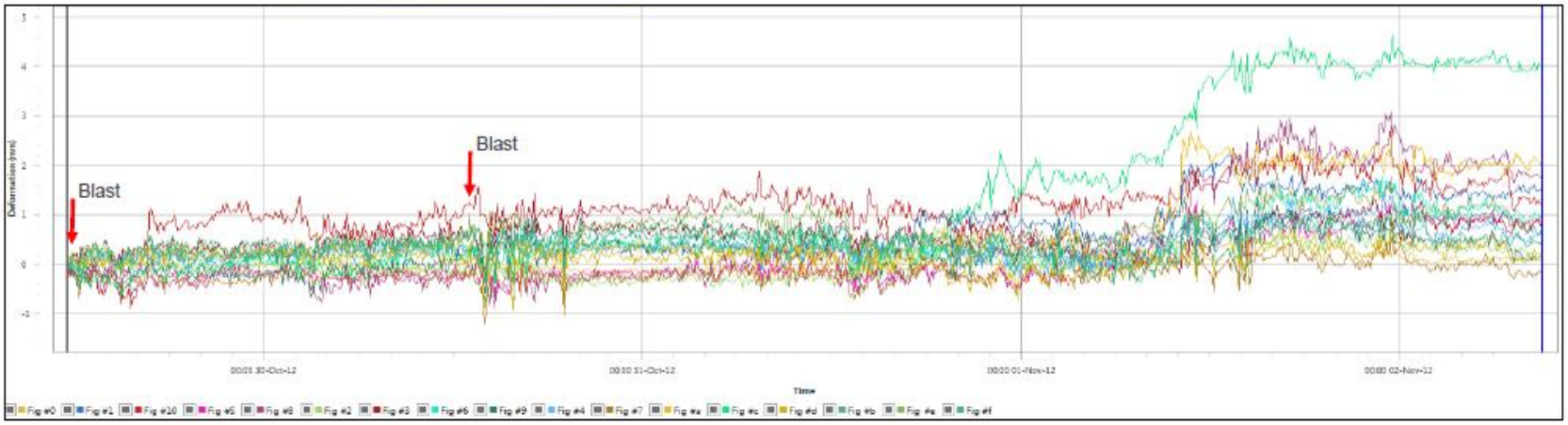
From:	29/10/2012 11:32
To:	2/11/2012 9:06
Elapsed time (h):	94

Blasting during the period:	Yes
Number of blasts:	2
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	No
Evidence of damage to the rock mass (yes/no):	No

Summary

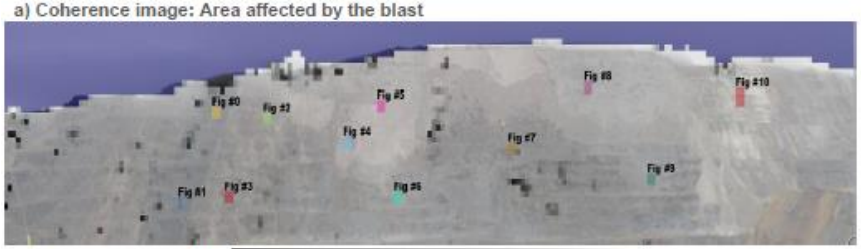
• There is no evidence of damage or persistent deformation deformation processes on the rock mass.

After the blasts:
- Negligible deformation processes on the loose materials (Fig a to f)
- Negligible deformation processes on the rock mass (Fig 0 to 10)

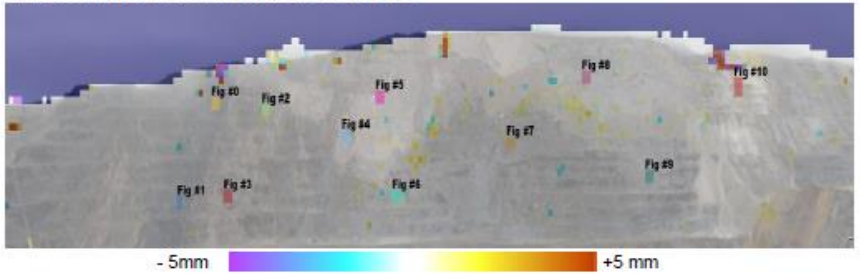


Blast date:	30/10/2012 12:00
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	No
Maximal deformation rate	N/A
Time to the maximal deformtion after the blast	N/A
Recovery time after the blast	N/A

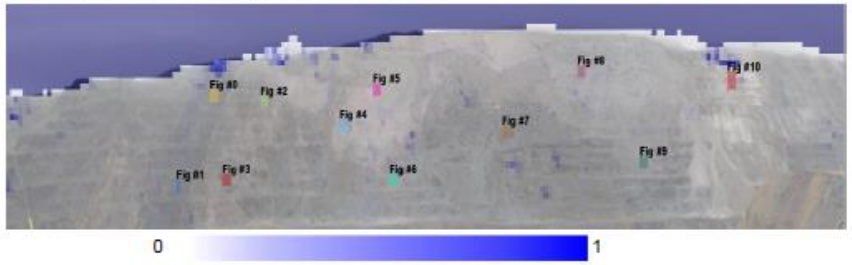
a) Coherence image: Area affected by the blast

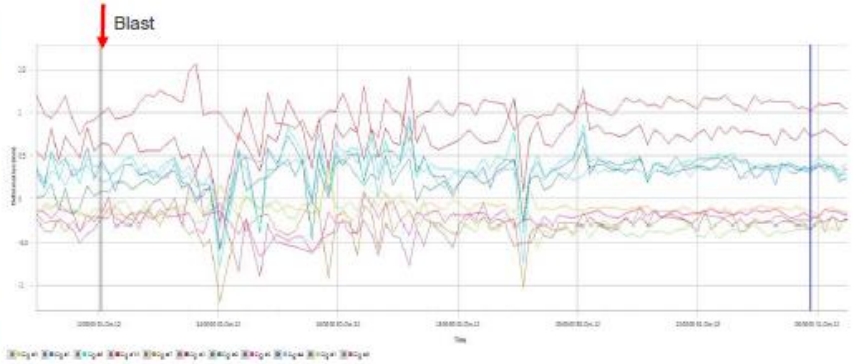


b) Deformation image: 12 hours after the blast



c) Delta coherence image: 12 hours after the blast

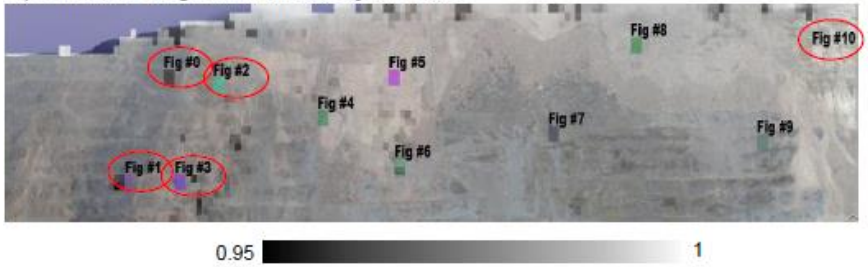




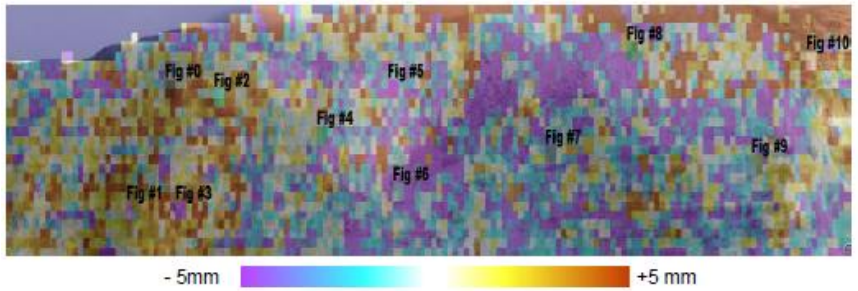
Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		

Blast date:	6/11/2012 12:00
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	Yes
Maximal deformation rate	4.3 mm/day
Time to the maximal deformtion after the blast	11 hours
Recovery time after the blast	13 hours

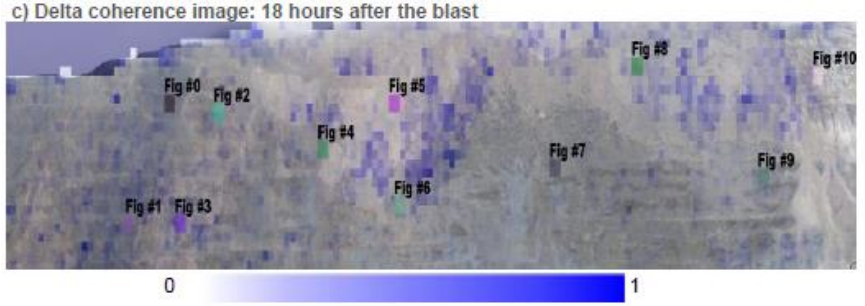
a) Coherence image: Area affected by the blast

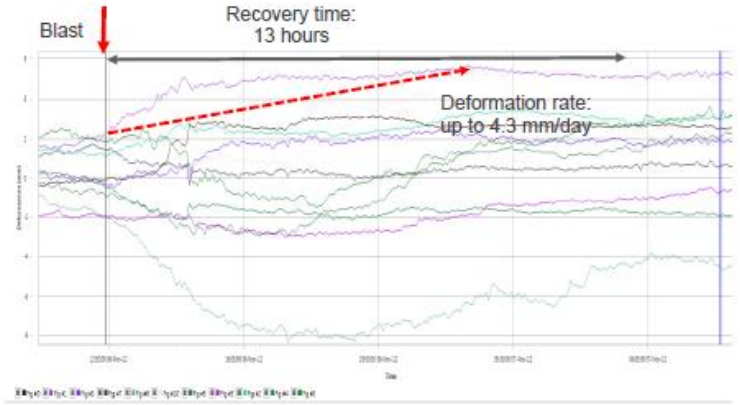


b) Deformation image: 18 hours after the blast



c) Delta coherence image: 18 hours after the blast



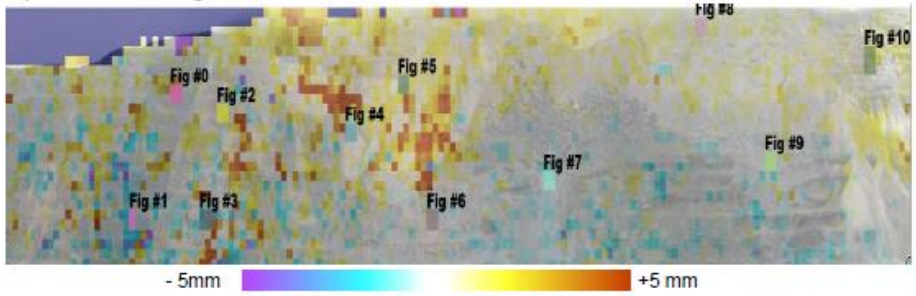


Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	yes	2.9	9.5
1	yes	4.3	13
2	yes	1.9	4
3	yes	2.46	10
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	yes	2.1	2

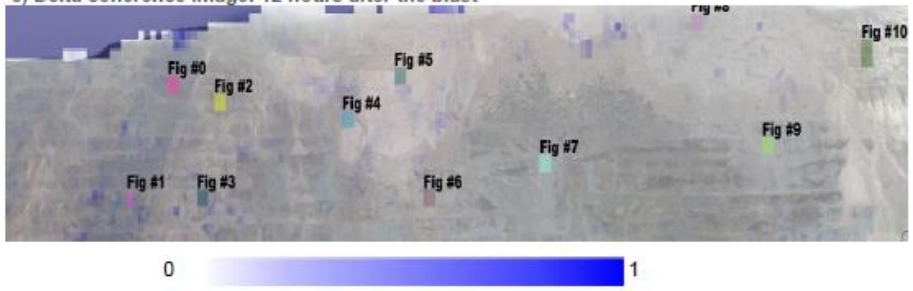
Blast date:	9/11/2012 12:58
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	Yes
Maximal deformation rate	1.29 mm/hr
Time to the maximal deformtion after the blast	8.5 hours
Recovery time after the blast	9 hours

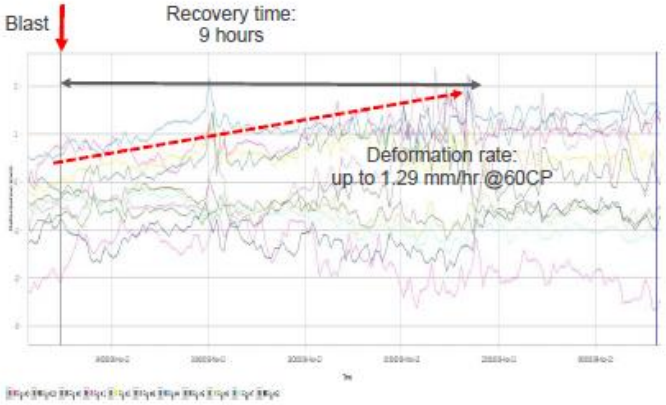
a) Coherence image: Area affected by the blast

b) Deformation image: 12 hours after the blast



c) Delta coherence image: 12 hours after the blast



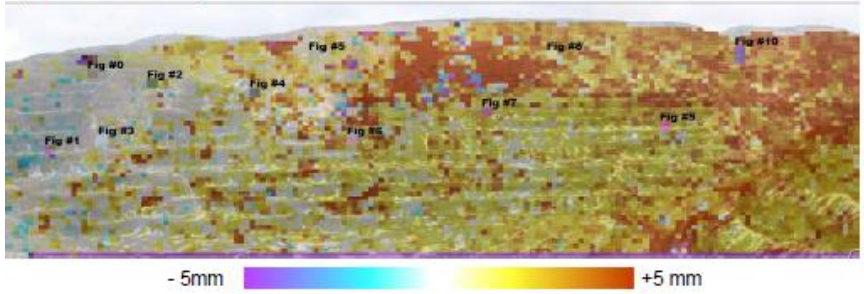


Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/HR) @60CP	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	no		
3	no		
4	no	1.06	4
5	no	1.29	9
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		

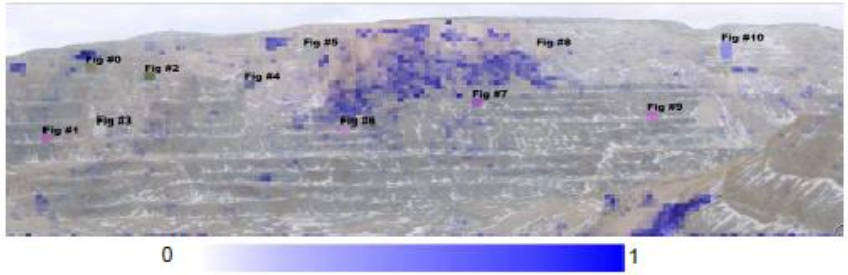
Blast date:	13/11/2012 12:00
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	Yes
Maximal deformation rate	2.3 mm/hr
Time to the maximal deformtion after the blast	6.5 hours
Recovery time after the blast	8.5 hours

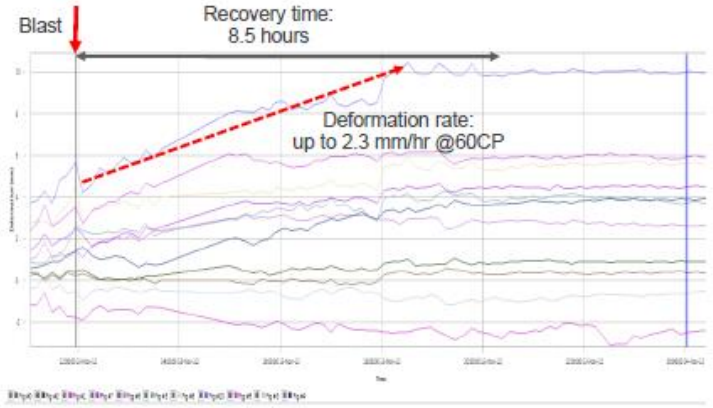
a) Coherence image: Area affected by the blast

b) Deformation image: 12 hours after the blast



c) Delta coherence image: 12 hours after the blast

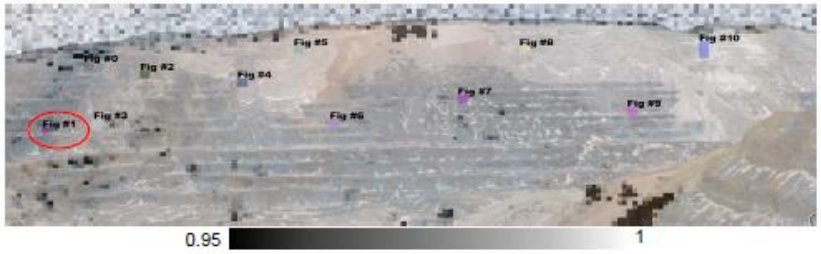




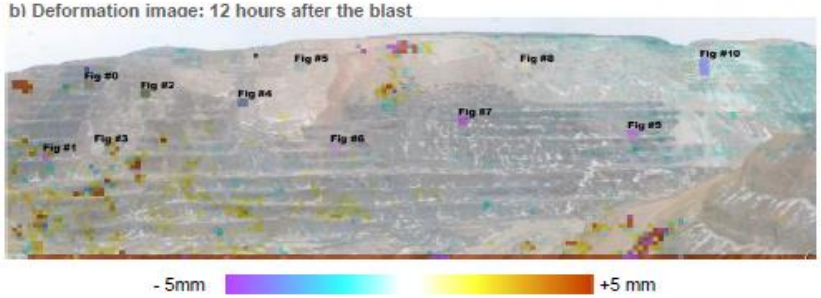
Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/HR) @60CP	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	yes	0.55	6.5
3	no		
4	yes	1.66	8
5	yes	1.17	8
6	yes	0.92	3
7	yes	1.27	3.5
8	yes	1.48	6
9	yes	1.26	3
10	yes	2.3	4

Blast date:	15/11/2012 12:00
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	Yes
Maximal deformation rate	3.68 mm/day
Time to the maximal deformtion after the blast	7.5 hours
Recovery time after the blast	7.5 hours

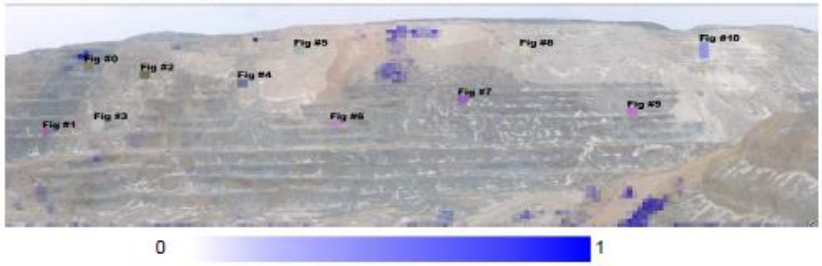
a) Coherence image: Area affected by the blast

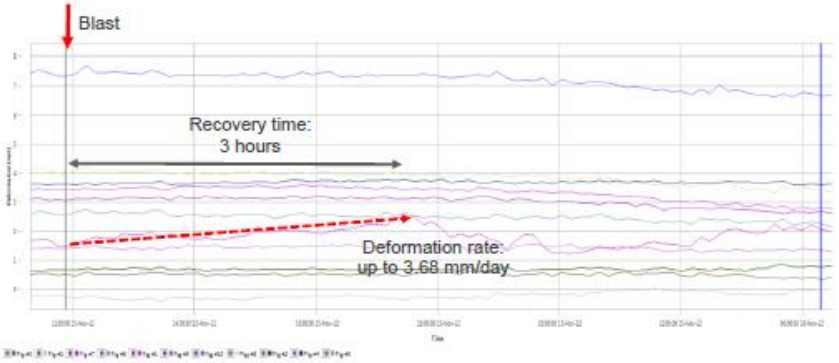


b) Deformation image: 12 hours after the blast



c) Delta coherence image: 12 hours after the blast

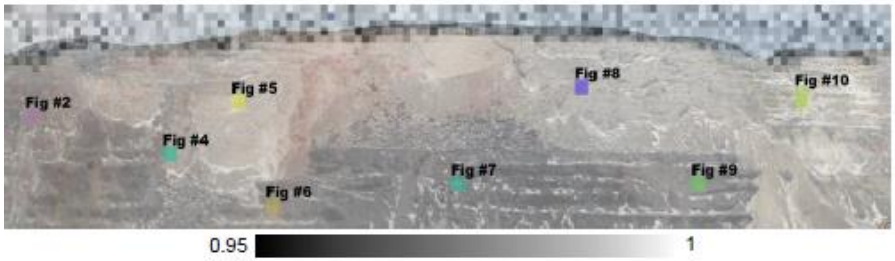




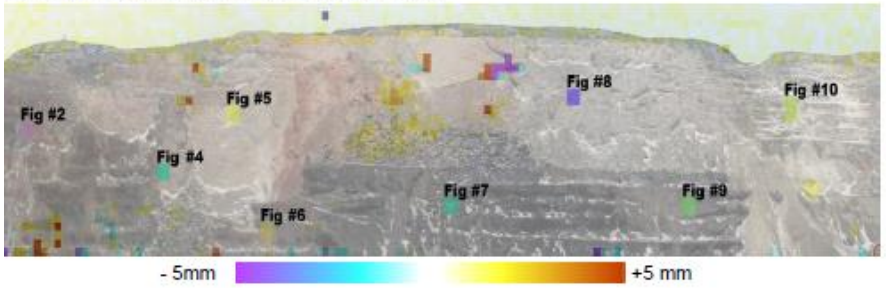
Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	yes	3.68	3
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		

Blast date:	17/11/2012 15:03:00
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	No
Maximal deformation rate	N/A
Time to the maximal deformtion after the blast	N/A
Recovery time after the blast	N/A

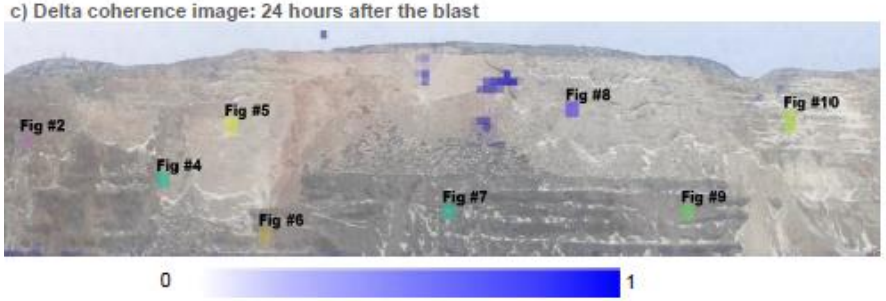
a) Coherence image: Area affected by the blast

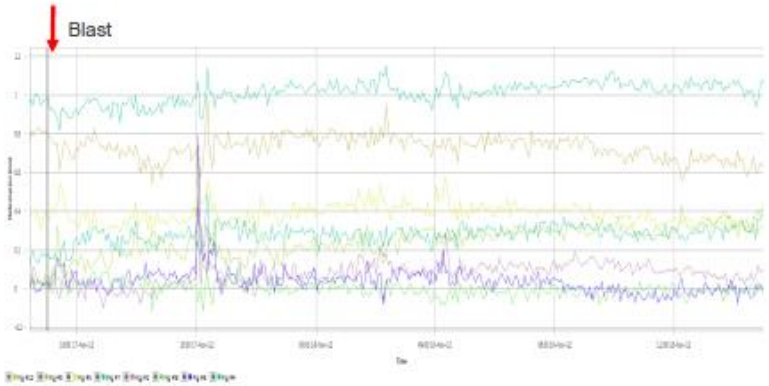


b) Deformation image: 24 hours after the blast



c) Delta coherence image: 24 hours after the blast



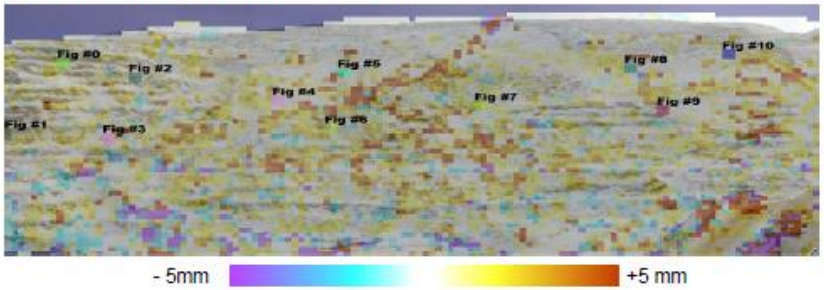


Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		

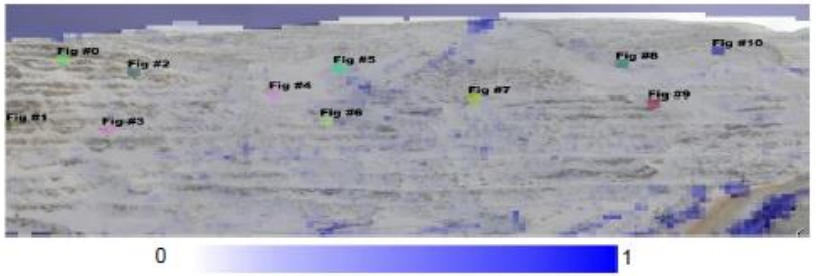
Blast date:	30/11/2012 12:00
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	Yes
Maximal deformation rate	8 mm/day
Time to the maximal deformtion after the blast	9.5 hours
Recovery time after the blast	10.5 hours

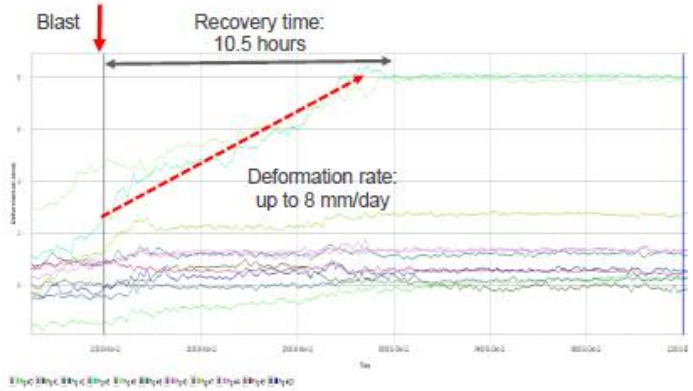
a) Coherence image: Area affected by the blast

b) Deformation image: 24 hours after the blast



c) Delta coherence image: 24 hours after the blast

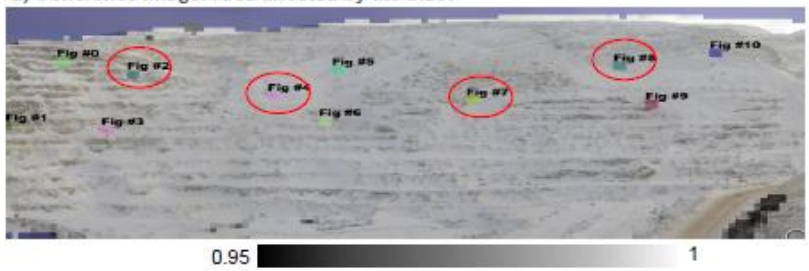




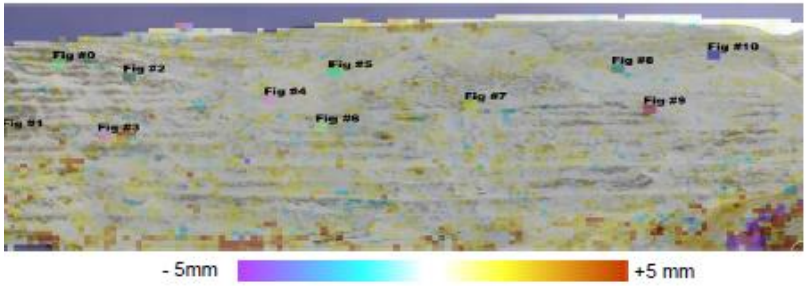
Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	yes	1.8	22
1	yes	0.37	3
2	yes	1	2
3	yes	1	4
4	yes	3.4	1.5
5	yes	8	10.5
6	yes	5	12
7	yes	2	12
8	no		
9	no		
10	no		

Blast date:	05/12/2012 12:00:00
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	Yes
Maximal deformation rate	1.1 mm/day
Time to the maximal deformtion after the blast	22 hours
Recovery time after the blast	22 hours

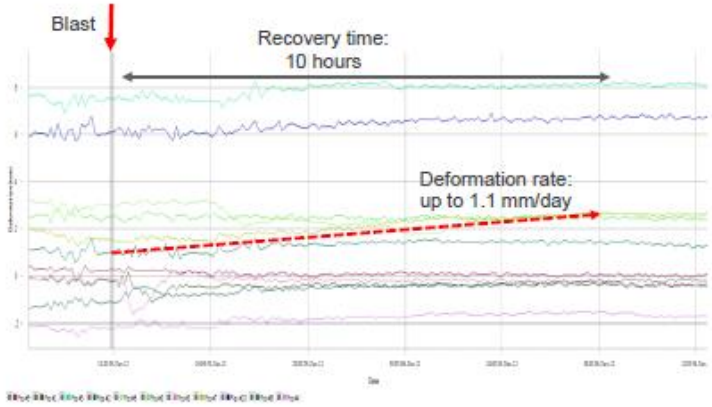
a) Coherence image: Area affected by the blast



b) Deformation image: 24 hours after the blast



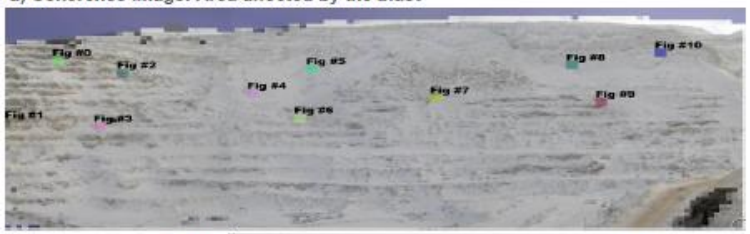
c) Delta coherence image: 24 hours after the blast



Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	yes	0,66	22
3	no		
4	yes	0,23	13,5
5	no		
6	no		
7	yes	1,1	22,5
8	yes	0,66	12
9	no		
10	no		

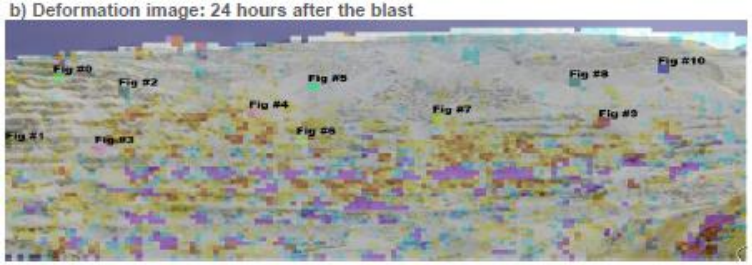
Blast date:	6/12/2012 12:00
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	No
Maximal deformation rate	N/A
Time to the maximal deformtion after the blast	N/A
Recovery time after the blast	N/A

a) Coherence image: Area affected by the blast



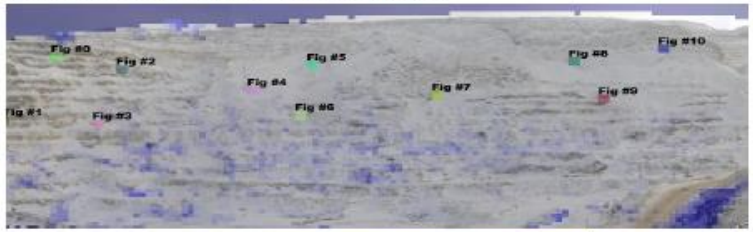
0.95 1

b) Deformation image: 24 hours after the blast

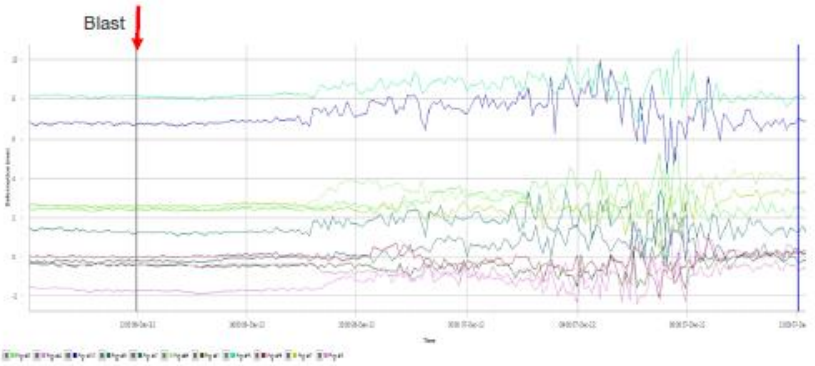


- 5mm +5 mm

c) Delta coherence image: 24 hours after the blast



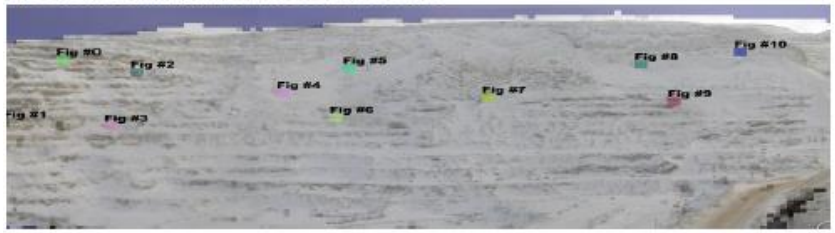
0 1



Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		

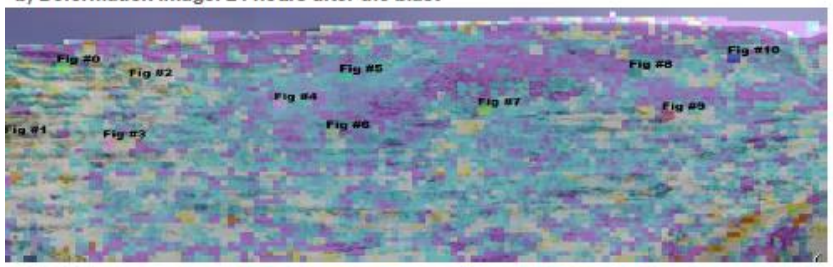
Blast date:	8/12/2012 12:00
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	No
Maximal deformation rate	N/A
Time to the maximal deformtion after the blast	N/A
Recovery time after the blast	N/A

a) Coherence image: Area affected by the blast



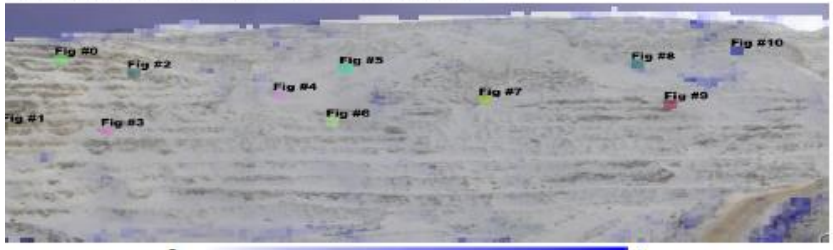
0.95 1

b) Deformation image: 24 hours after the blast

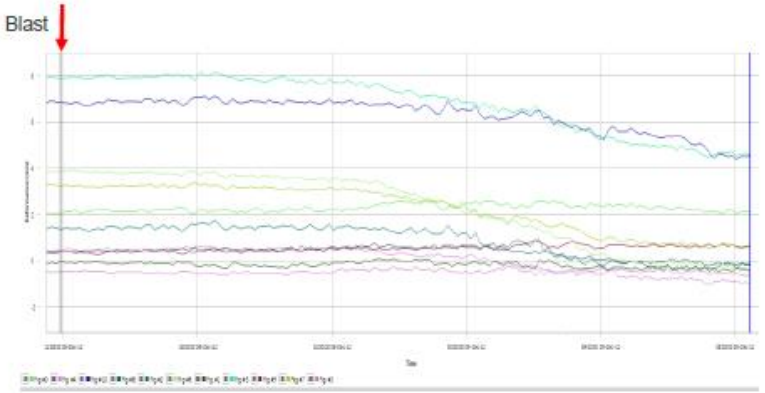


- 5mm +5 mm

c) Delta coherence image: 24 hours after the blast



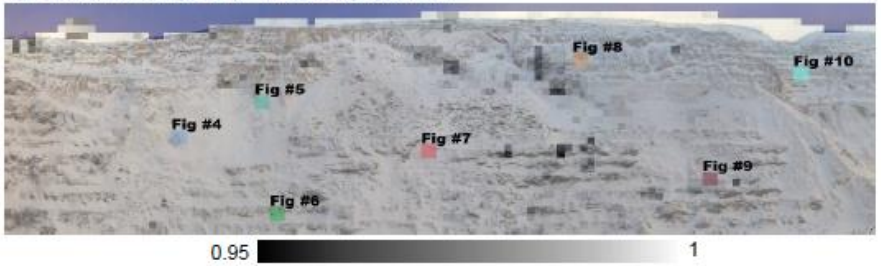
0 1



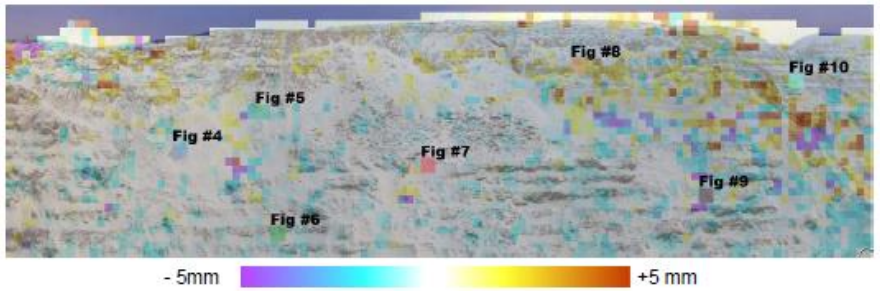
Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		

Blast date:	12/12/2012 12:00
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	No
Maximal deformation rate	N/A
Time to the maximal deformtion after the blast	N/A
Recovery time after the blast	N/A

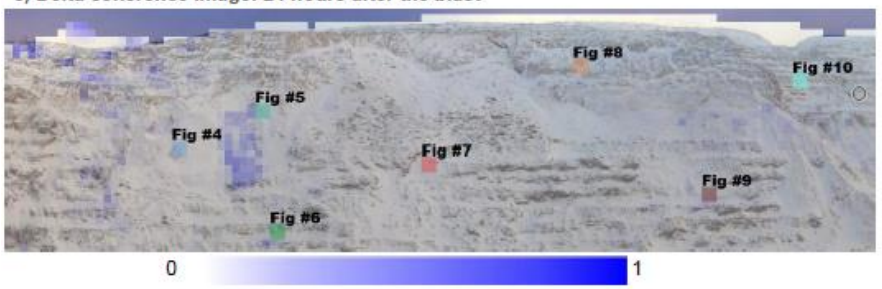
a) Coherence image: Area affected by the blast

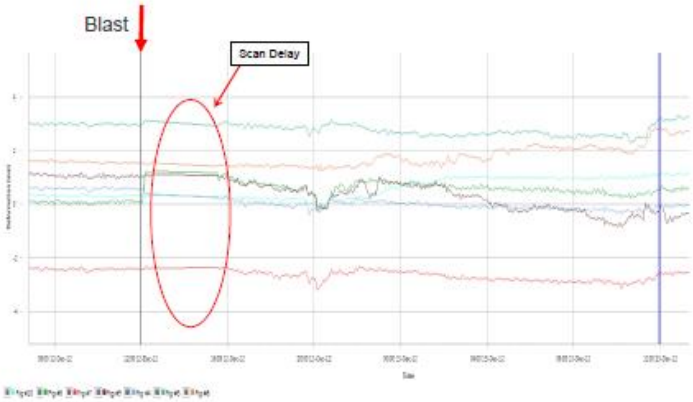


b) Deformation image: 24 hours after the blast



c) Delta coherence image: 24 hours after the blast

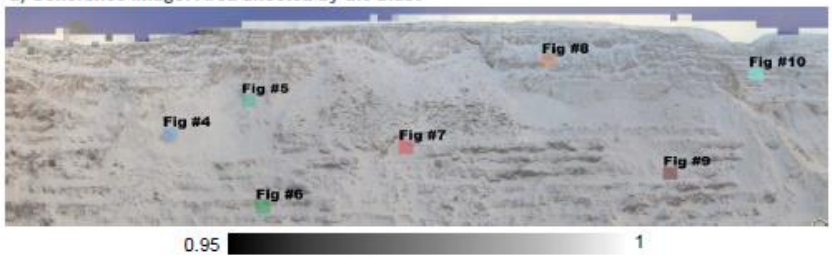




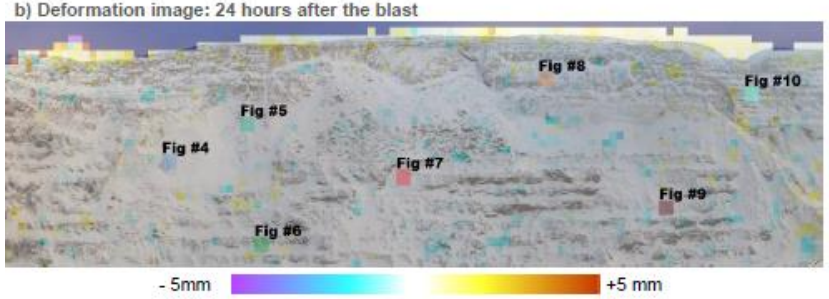
Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		

Blast date:	14/12/2012 12:00
Increment in the deformation magnitude (yes/no):	No
Maximal deformation rate	N/A
Time to the maximal deformtion after the blast	N/A
Recovery time after the blast	N/A

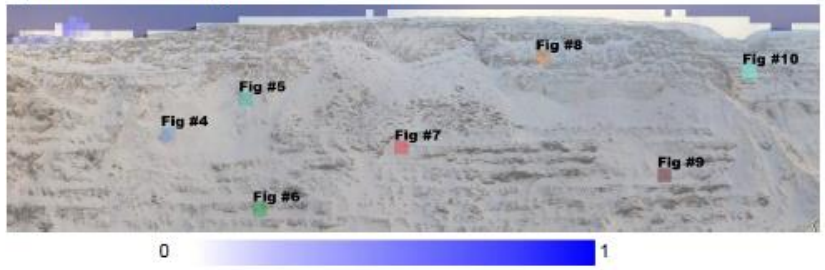
a) Coherence image: Area affected by the blast



b) Deformation image: 24 hours after the blast



c) Delta coherence image: 24 hours after the blast



Control point	Affected by the blast (yes/no)	Maximal deformation rate after the blast (mm/day)	Recovery time after the blast (hours)
0	no		
1	no		
2	no		
3	no		
4	no		
5	no		
6	no		
7	no		
8	no		
9	no		
10	no		

ANNEXE B BEST DELAYS BETWEEN HOLES AND RAW OBTAINED BY SIGNATURE HOLE ANALYSIS

L’annexe B, relative au chapitre 4, présente les résultats de l’optimisation des séquences de tir obtenus avec le logiciel I-Blast. Nous y présentons :

- La base de données dans le logiciel I-Blast des meilleurs délais entre les trous obtenus à partir des analyses des trous signature. L’analyse des meilleurs délais entre les trous a été faite en considérant lors de la modélisation, les meilleurs temps entre 0 et 30 ms ainsi que 20 trous par rangée. Pour chacune des lithologies, les délais entre les trous avec les niveaux de vibration les plus bas ont été choisis.
- L’histogramme des meilleurs délais entre les trous choisis précédemment. Pour chacune des lithologies, les deux meilleurs délais entre les trous ayant des fréquences les plus élevées ont été sélectionnés. Ces deux délais ont été présentés dans le tableau 4.1
- Les meilleurs délais entre les rangées obtenus à partir des analyses des trous signature. La détermination des meilleurs délais entre les rangées a été faite en utilisant chacun des deux meilleurs délais entre les trous sélectionnés précédemment, un balayage entre 0 et 300 ms ainsi que 10 rangées par dynamitage. Pour chacune des lithologies, les délais entre les rangées avec les niveaux de vibration les plus bas ont été choisis. Ces délais ont été présentés dans le tableau 4.1

B.1 GNEISS

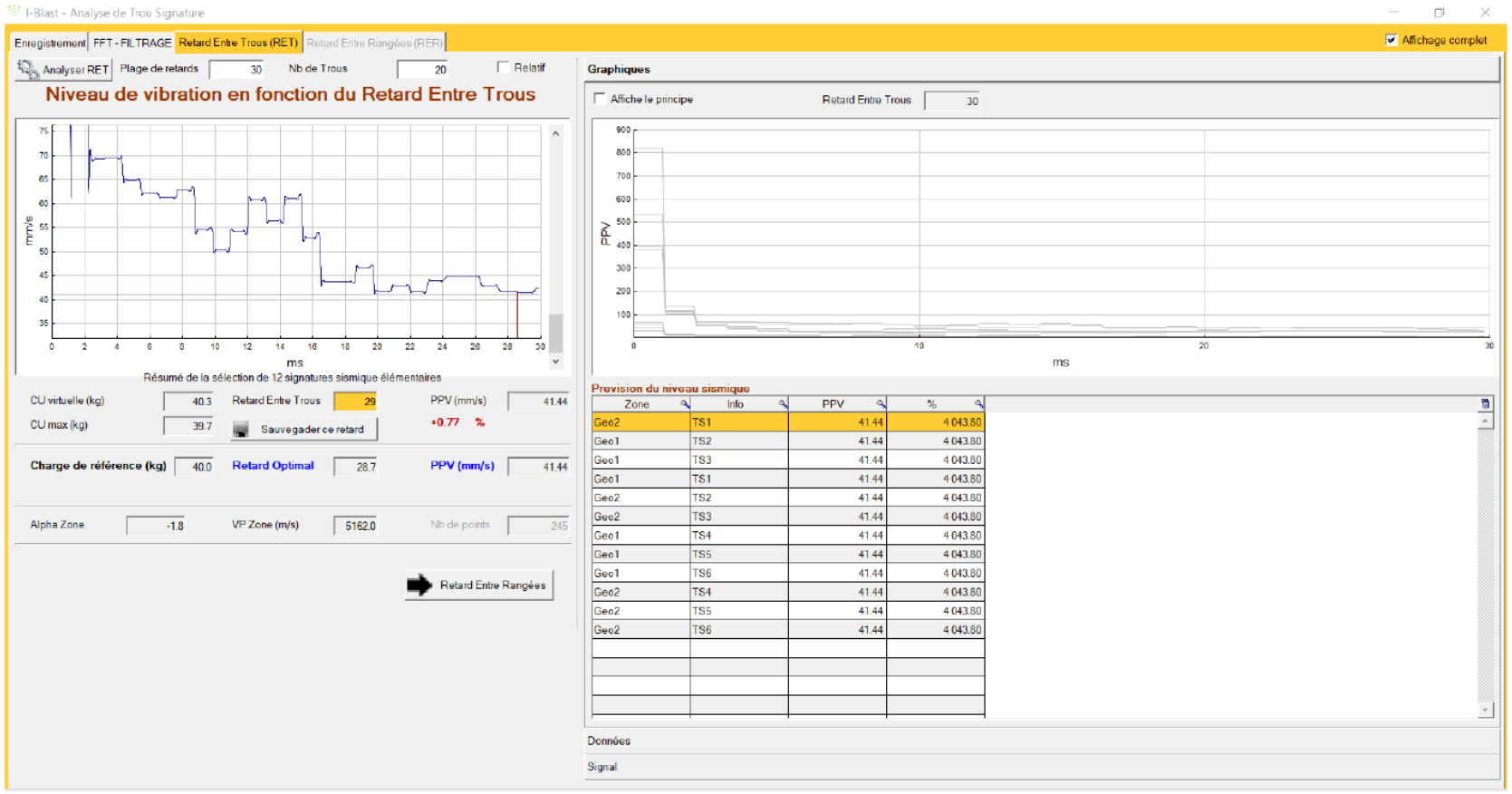


Figure B.1 Database of the best delays between holes in the Gneiss

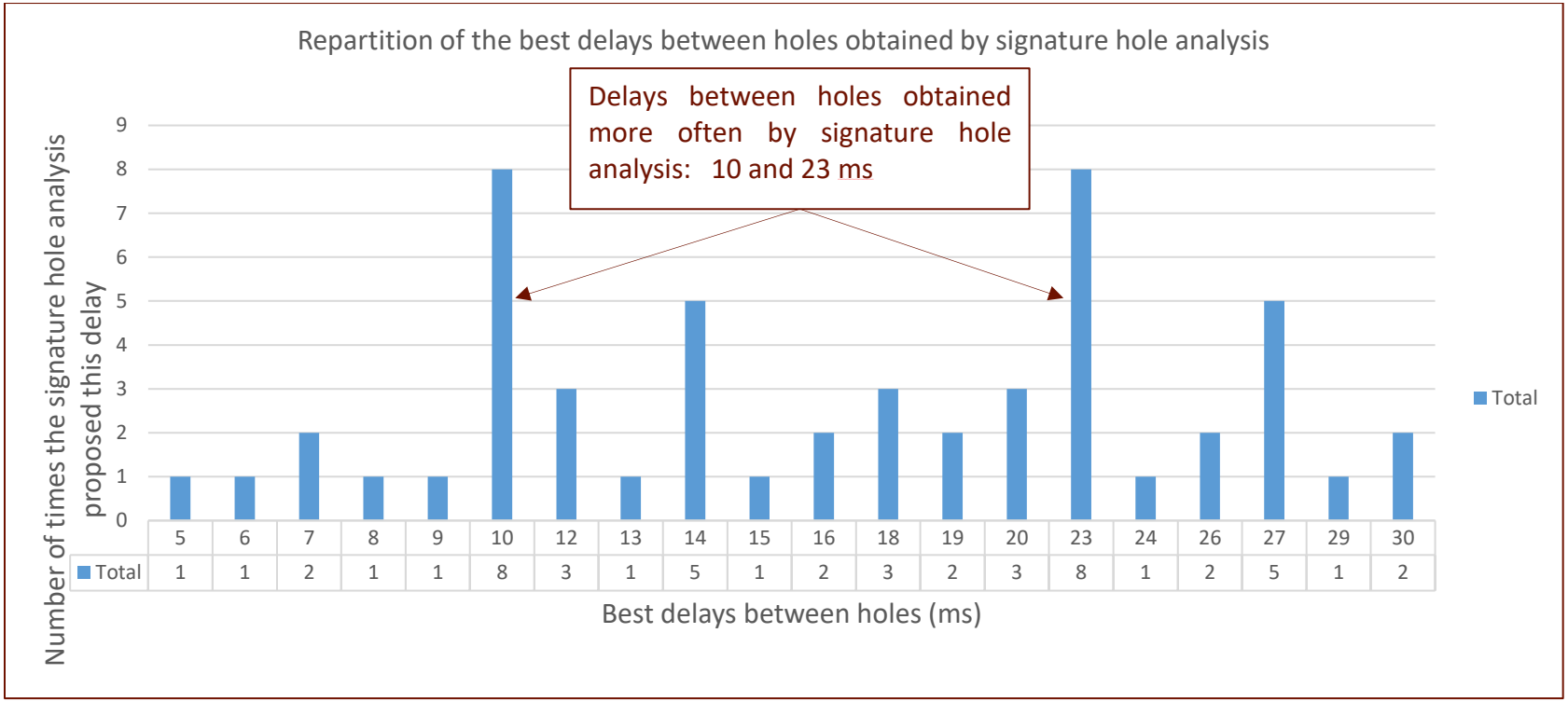


Figure B.2 Histogram of the best delays between the holes in the Gneiss

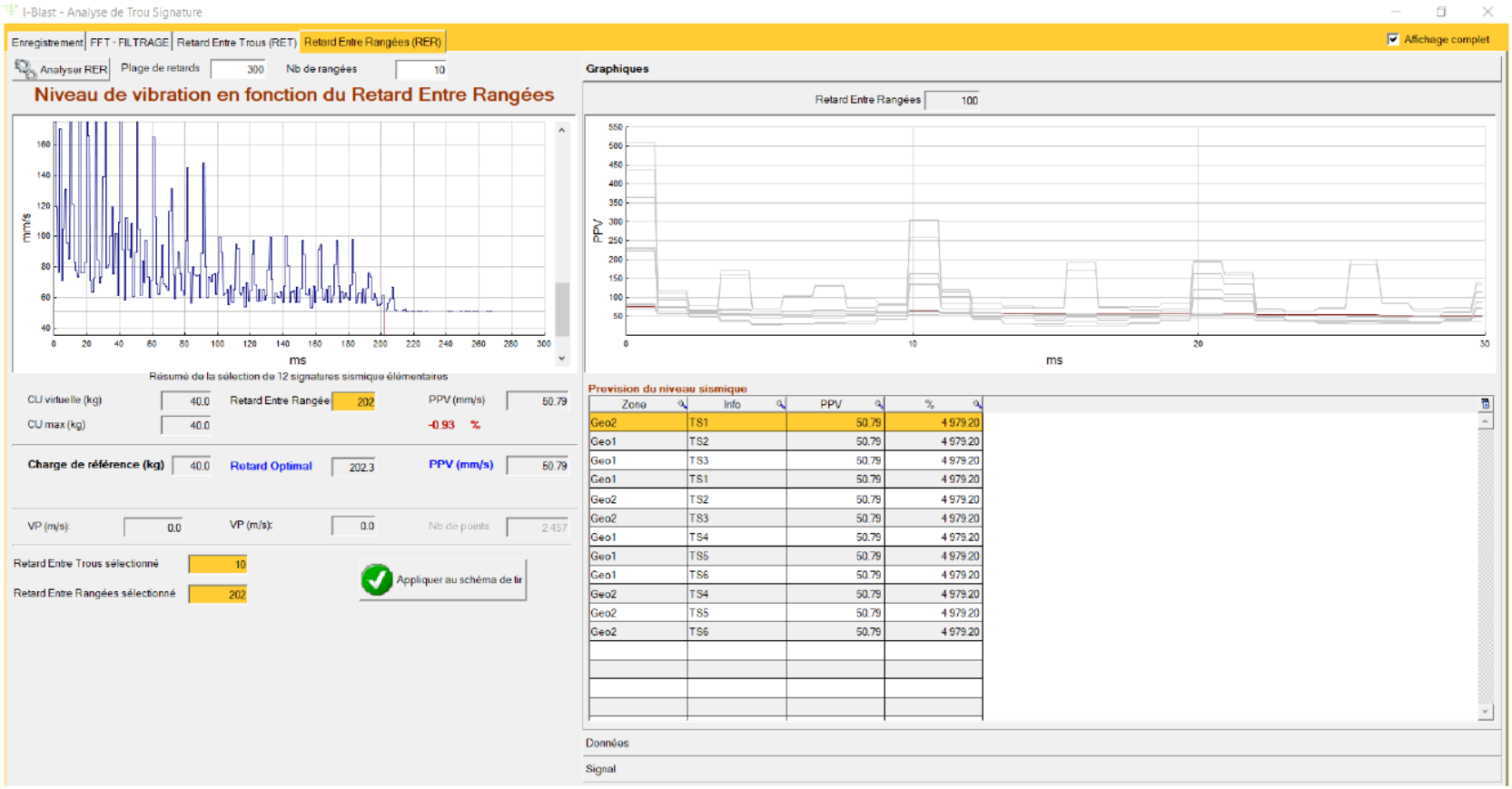


Figure B.3 Database of the best delays between the rows in the Gneiss (Delay of 10 ms between holes)

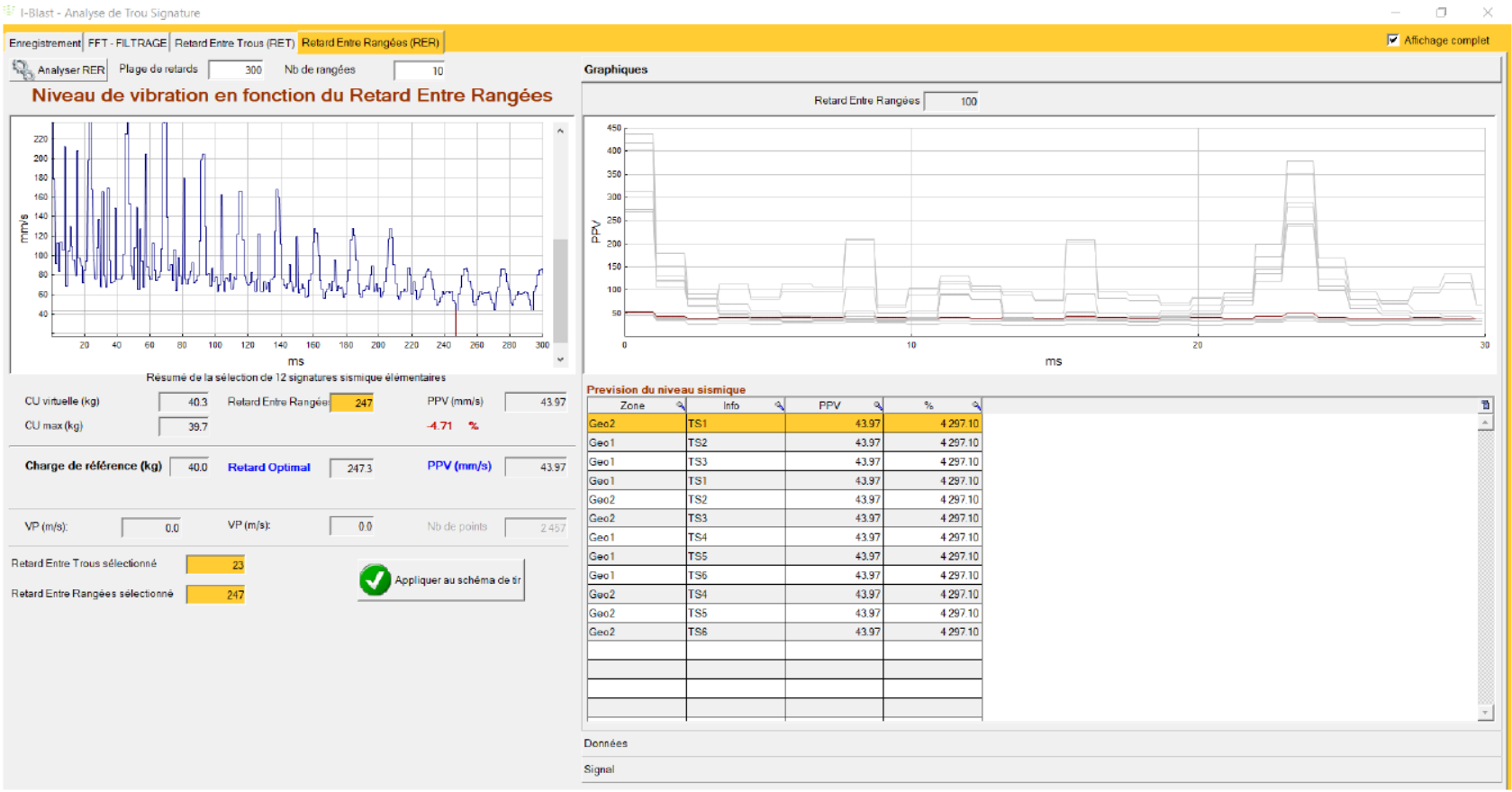


Figure B.4 Database of the best delays between the rows in the Gneiss (Delay of 23 ms between holes)

B.2 IRON FORMATION

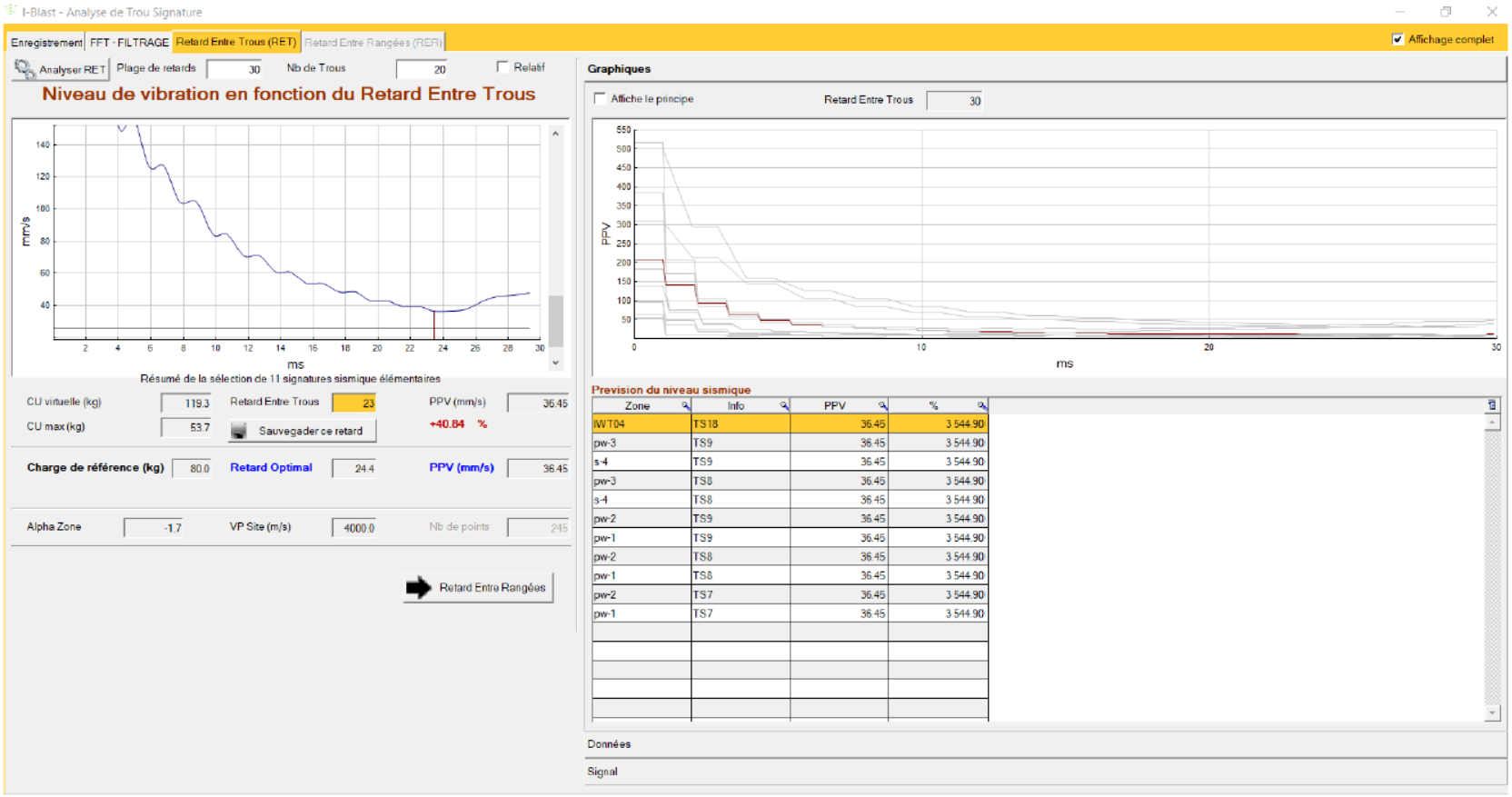


Figure B.5 Database of the best delays between holes in the Iron formation

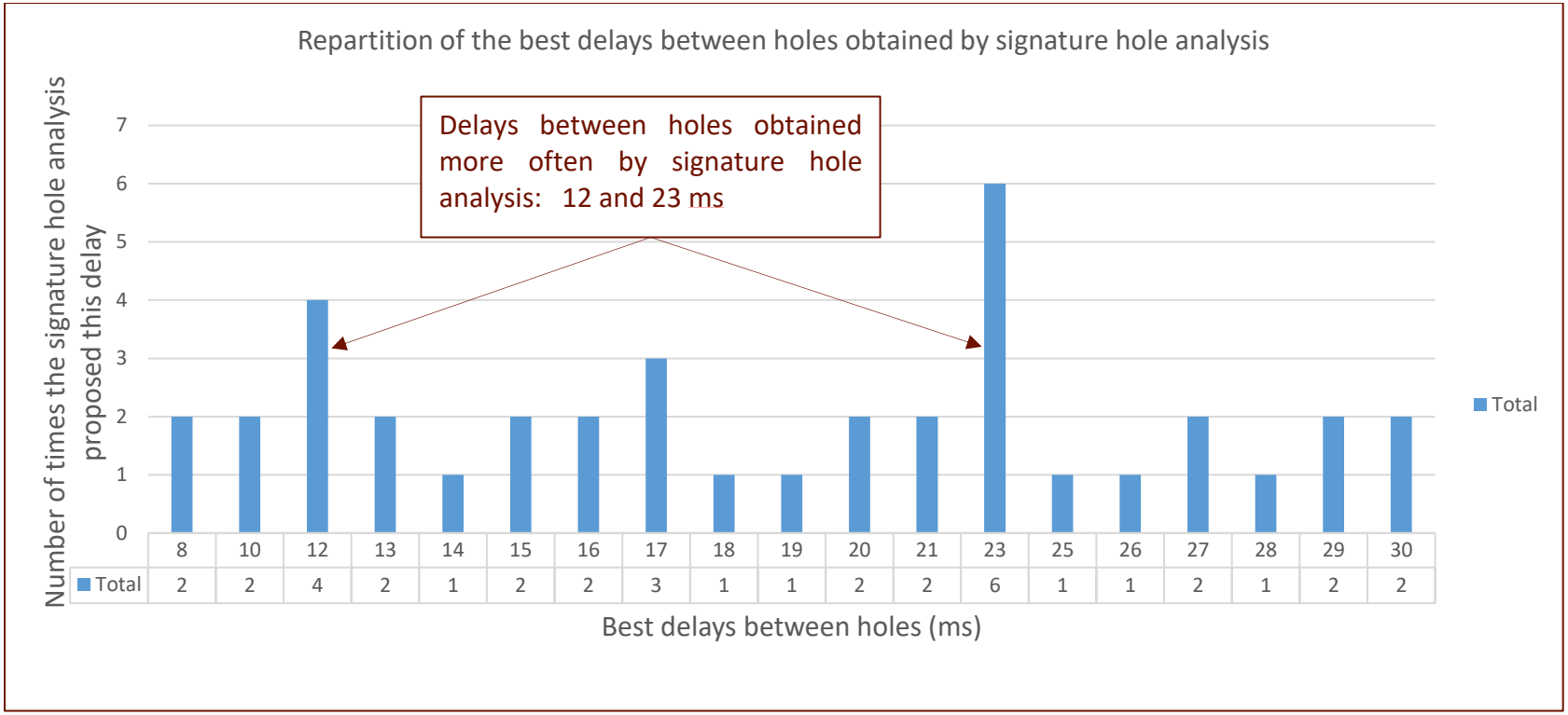


Figure B.6 Database of the best delays between holes in the Iron formation

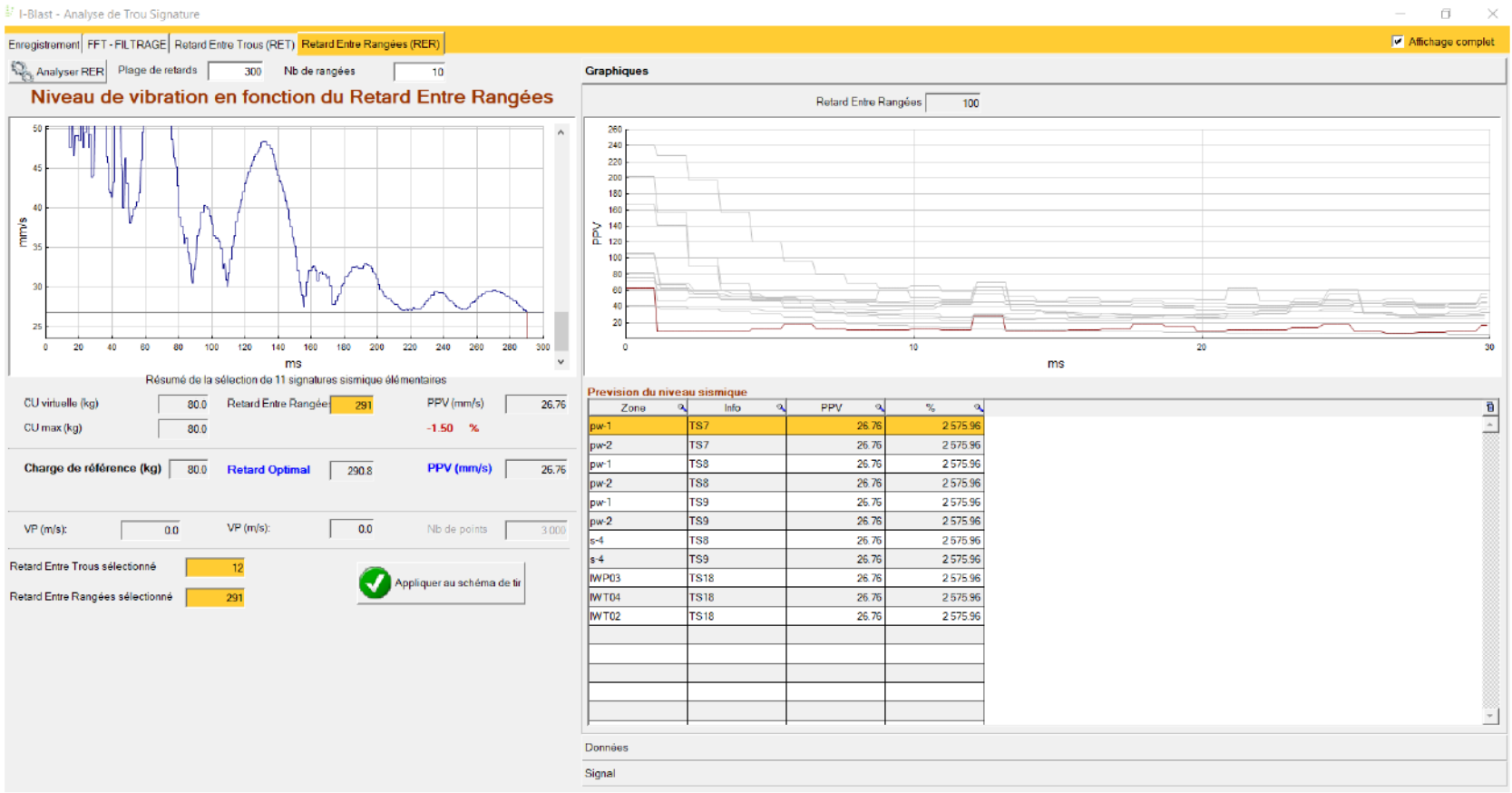


Figure B.7 Database of the best delays between the rows in the Iron formation (Delay of 12 ms between holes)

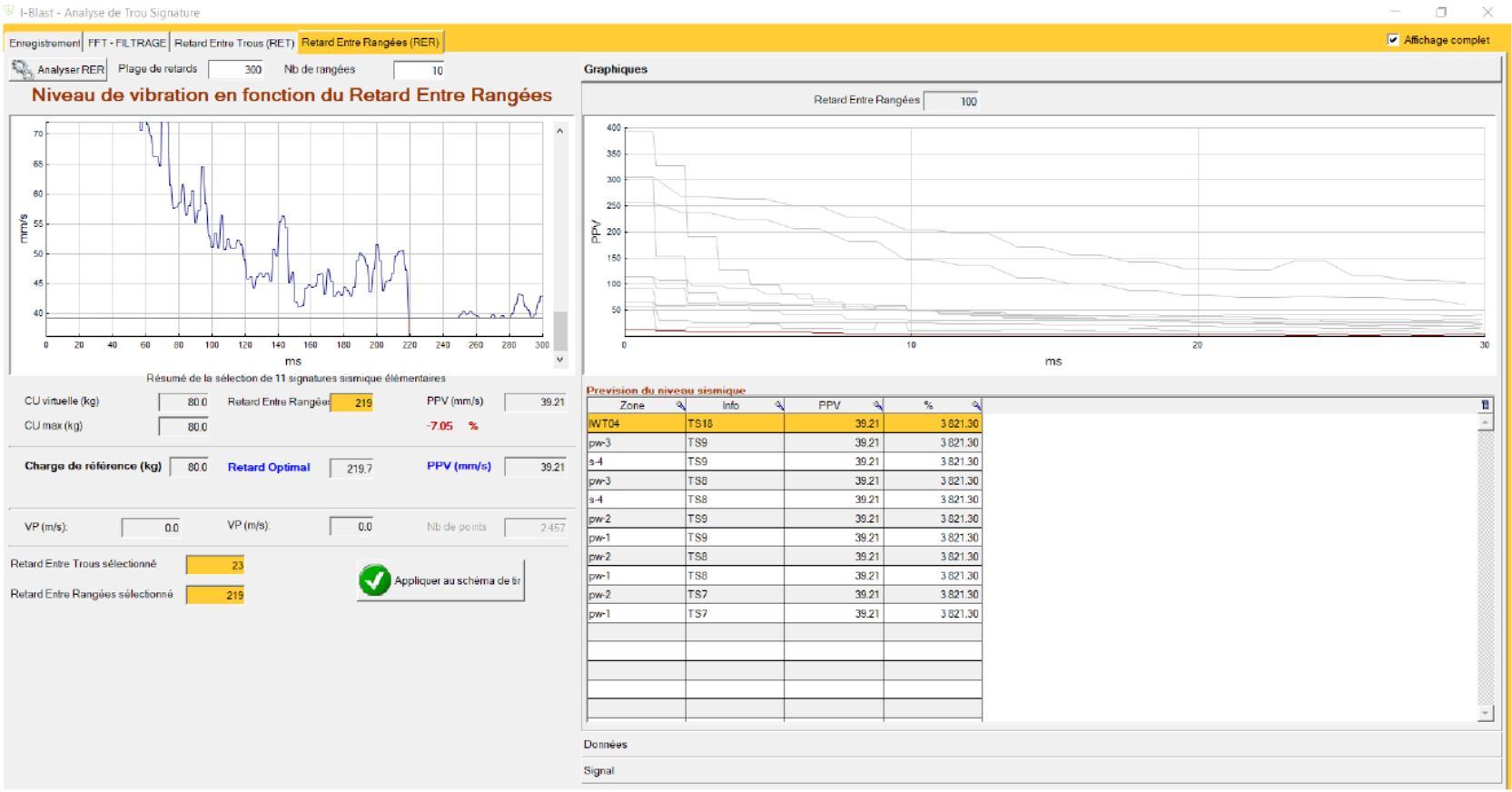


Figure B.8 Database of the best delays between the rows in the Iron formation (Delay of 23 ms between holes)

B.3 AMPHIBOLITE

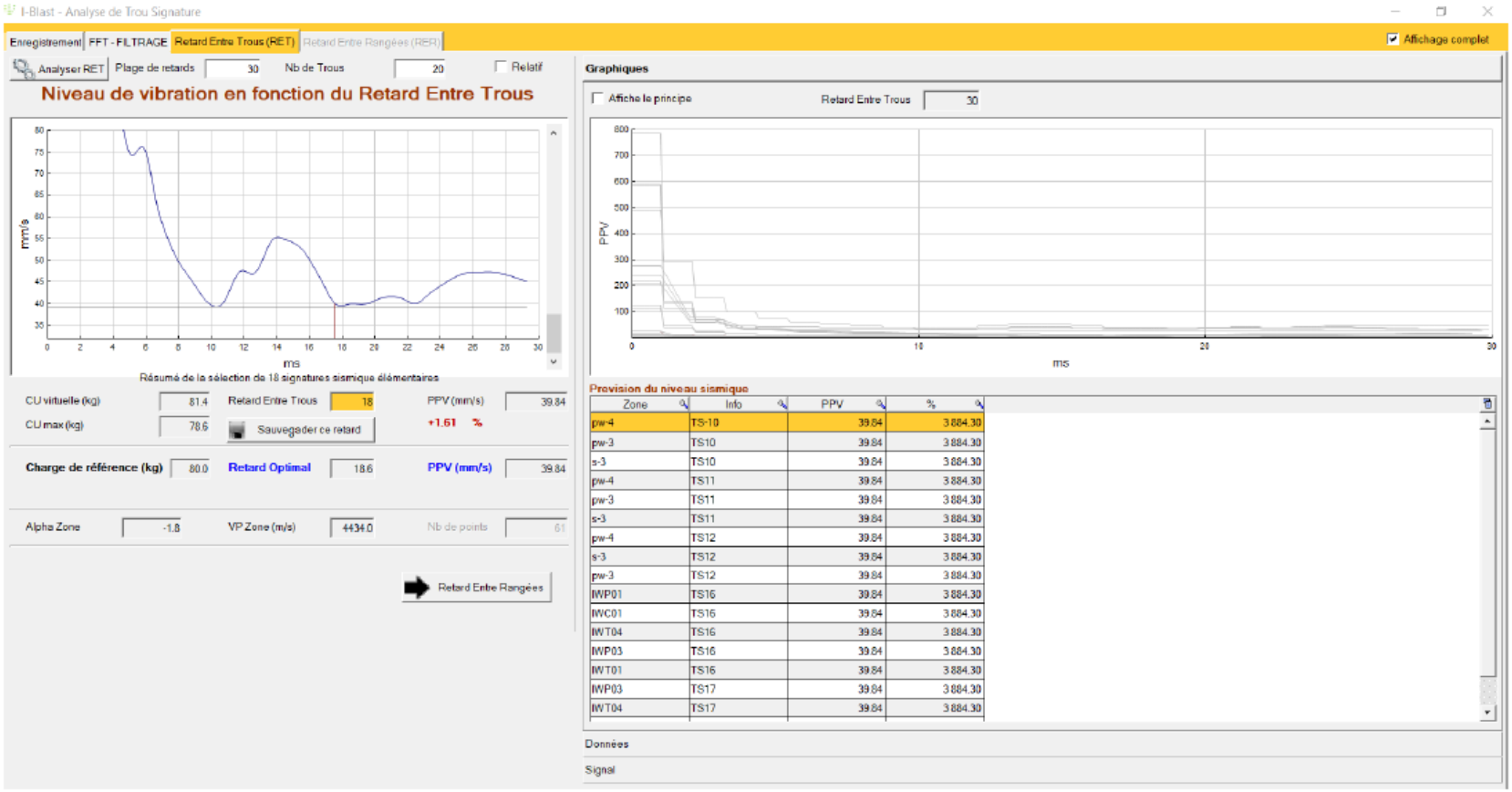


Figure B.9 Database of the best delays between holes in the Amphibolite

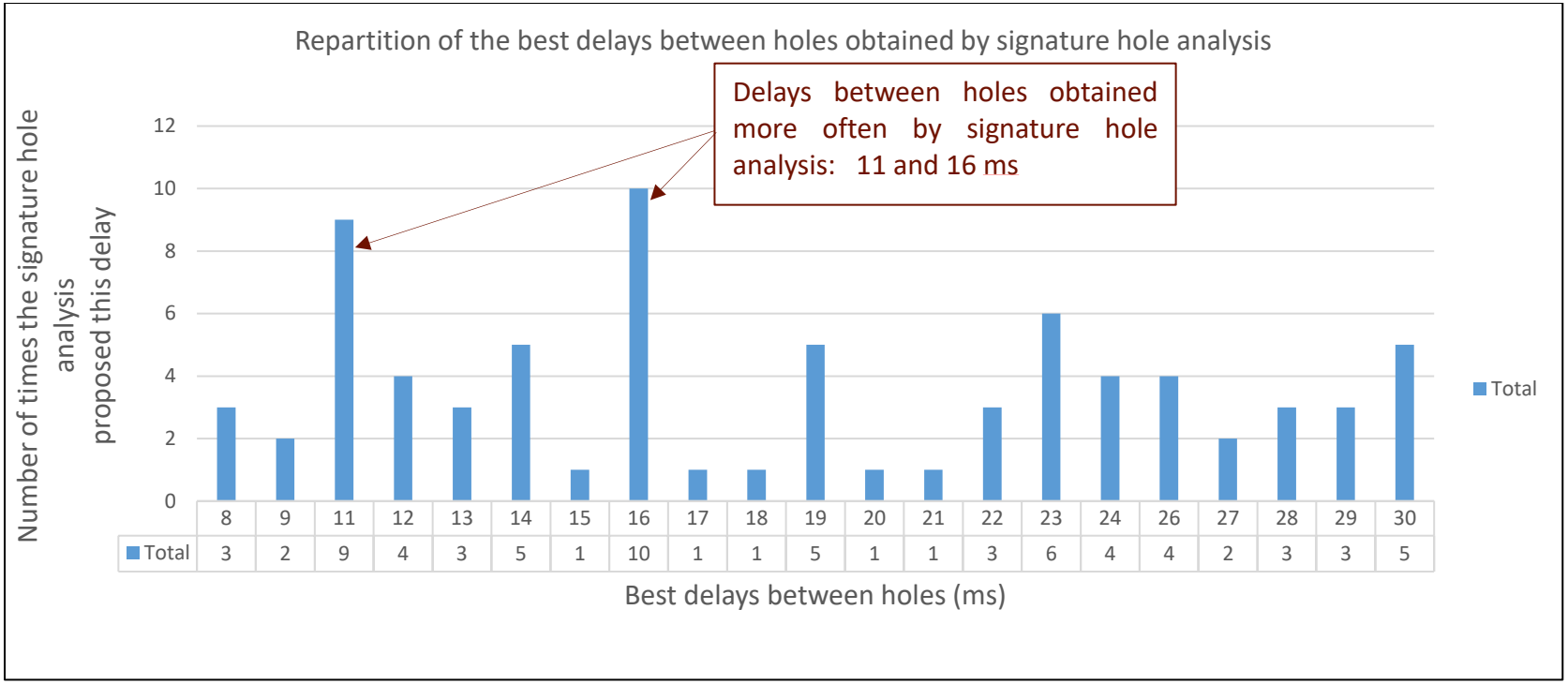


Figure B.10 Histogram of the best delays between the holes in the Amphibolite

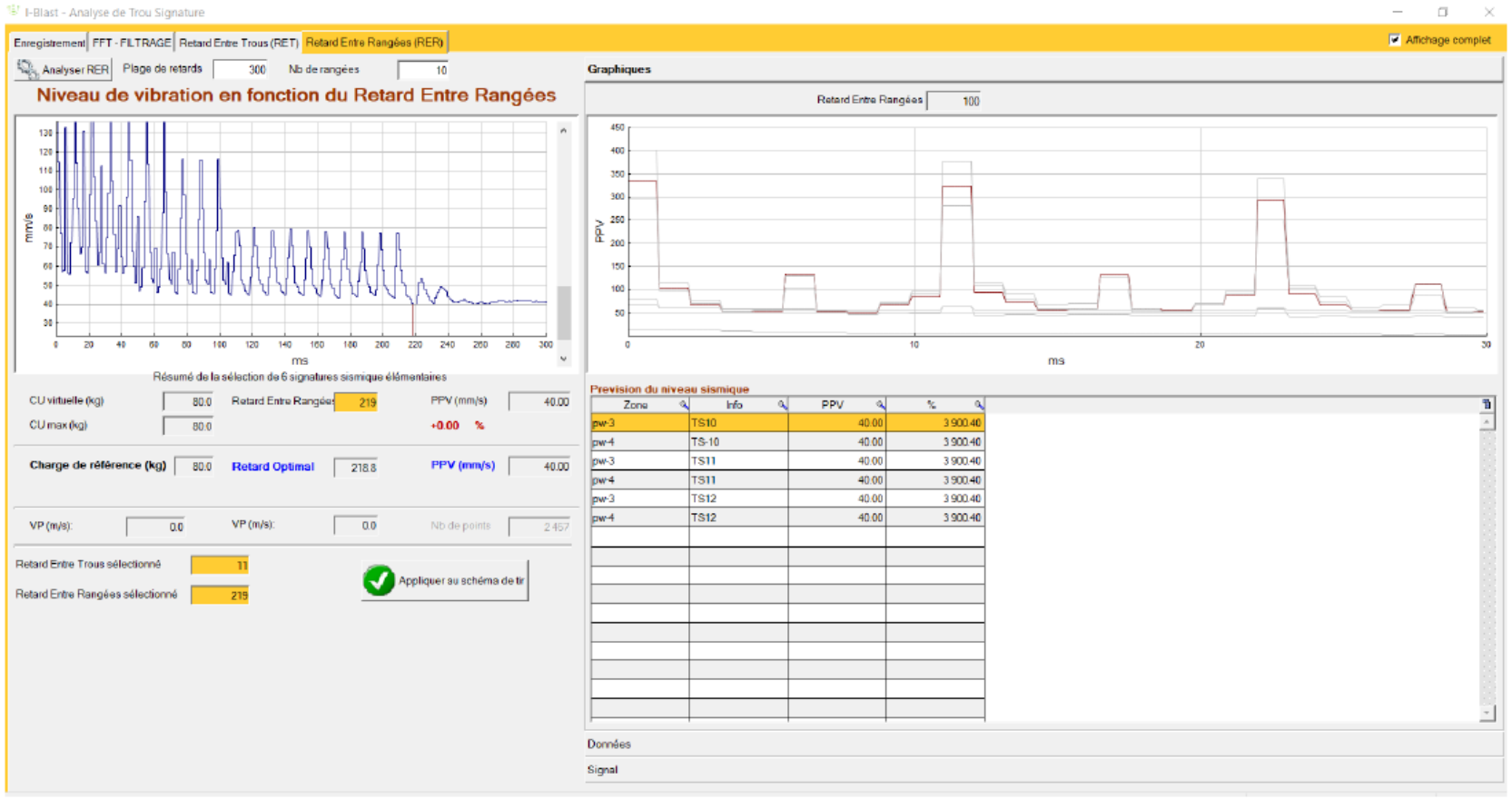


Figure B.11 Database of the best delays between the rows in the Amphibolite (Delay of 11 ms between holes)

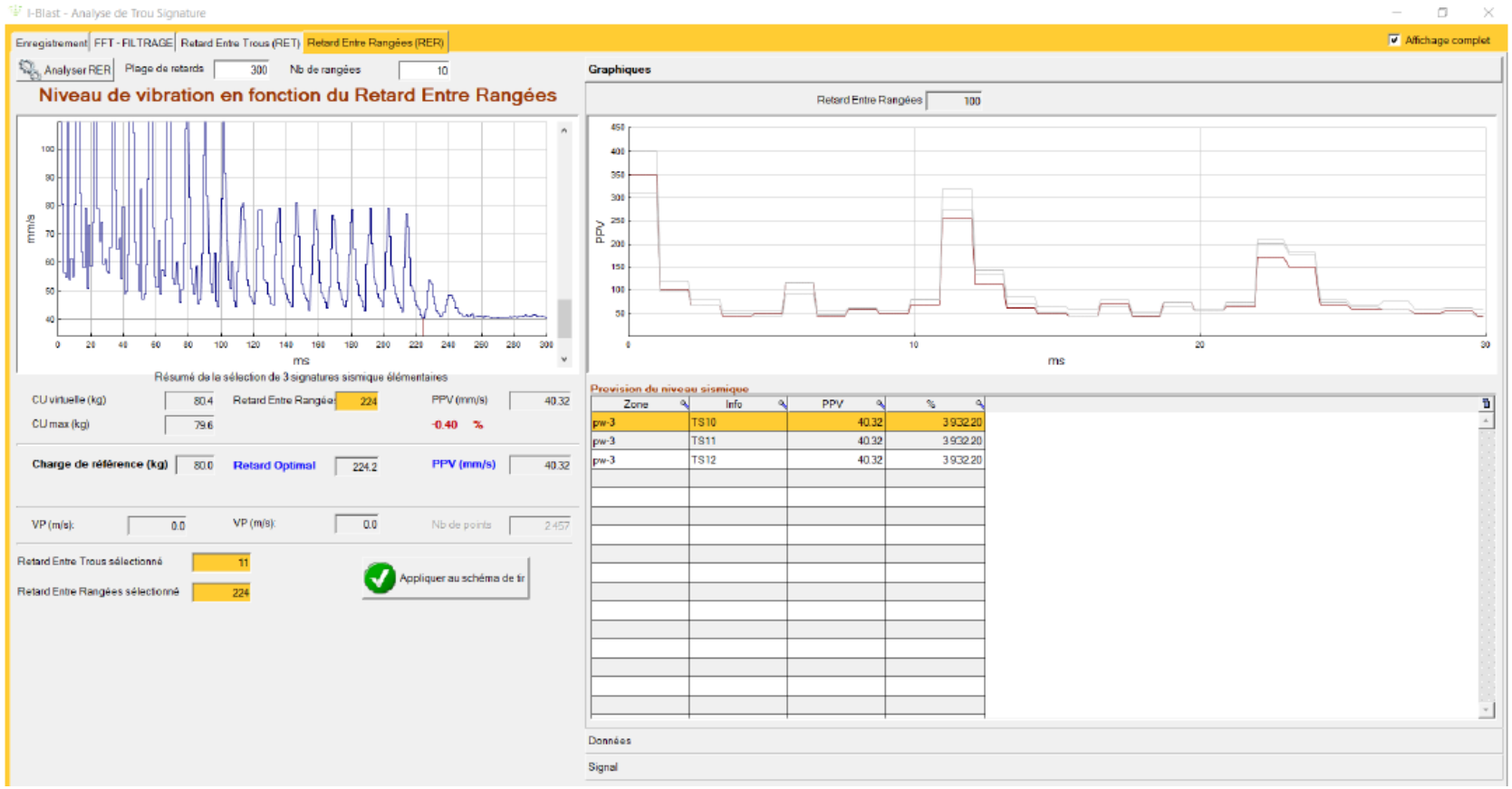


Figure B.12 Database of the best delays between the rows in the Amphibolite (Delay of 16 ms between holes)

B.4 QUARTIZTE

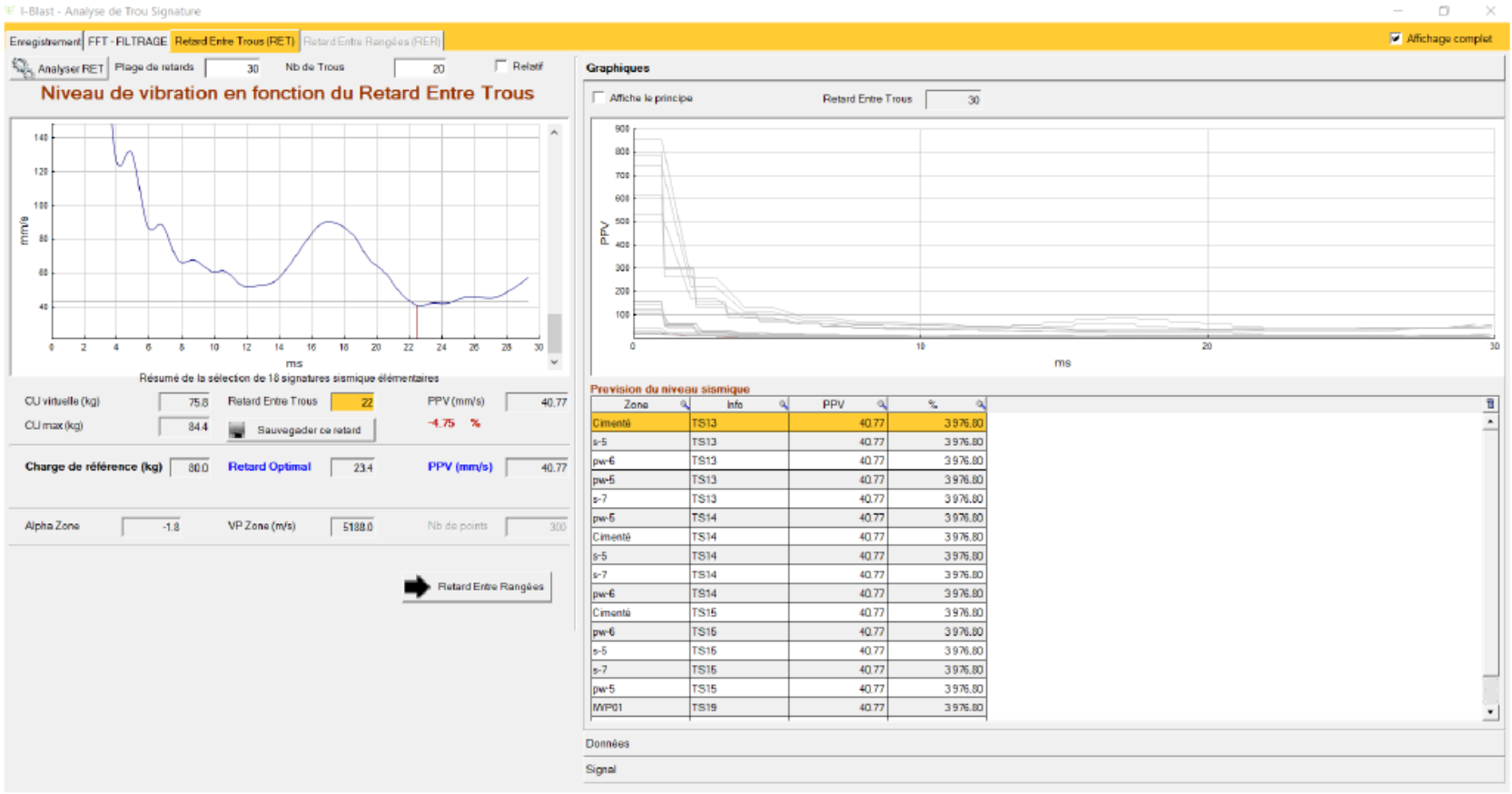


Figure B.13 Database of the best delays between holes in the Quartzite

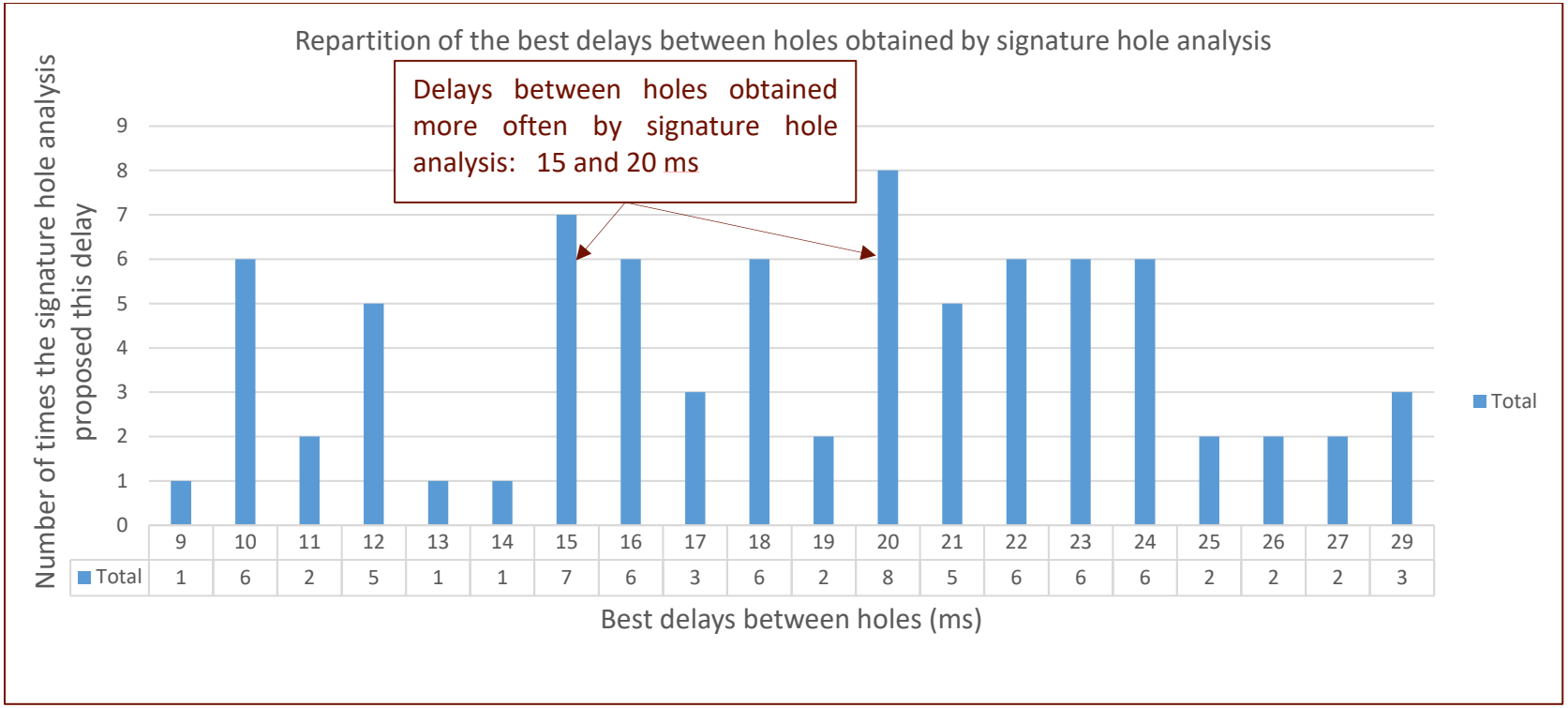


Figure B.14 Histogram of the best delays between the holes in the Quartzite

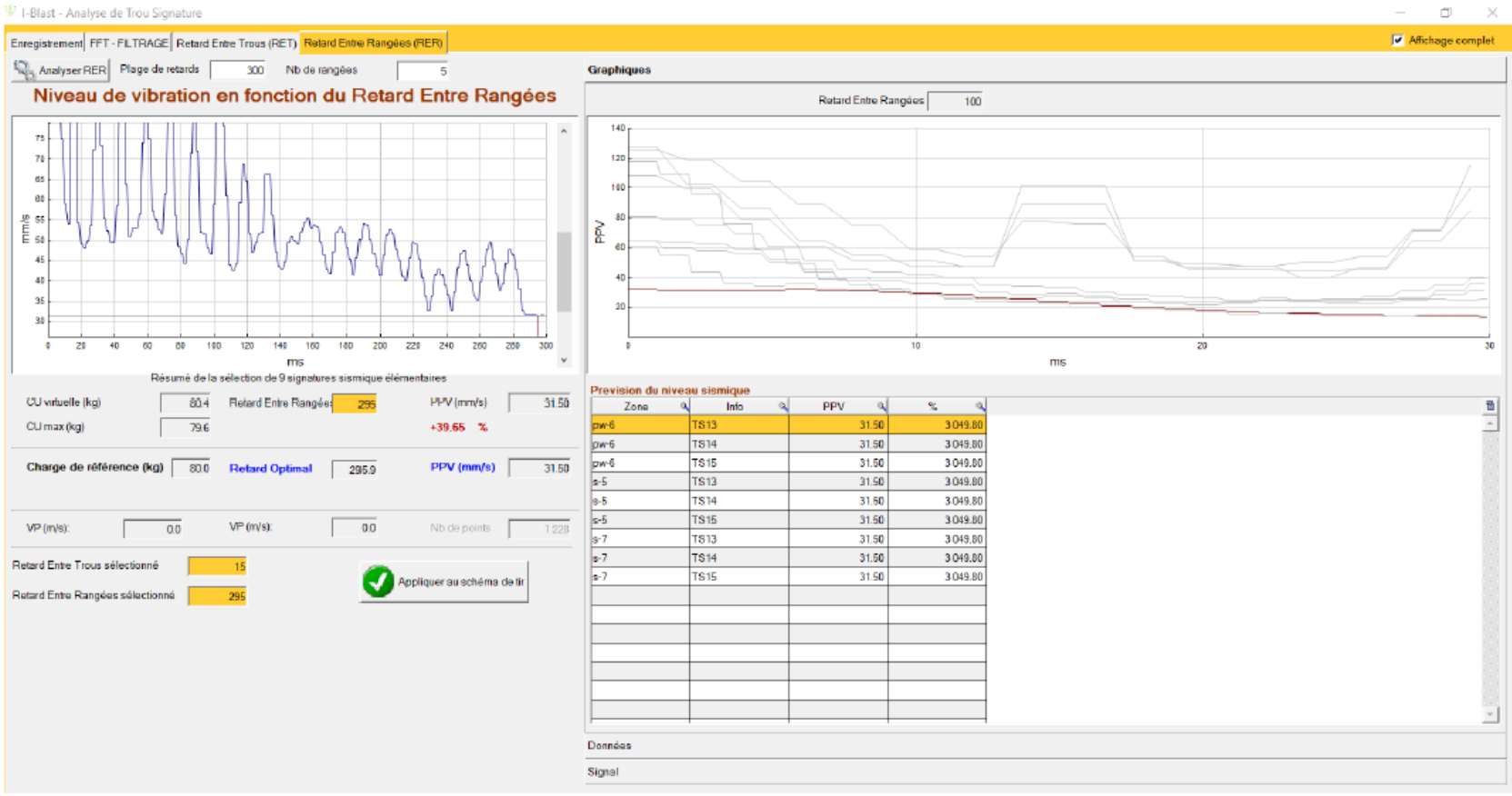


Figure B.15 Database of the best delays between the rows in the Quartzite (Delay of 15 ms between holes)

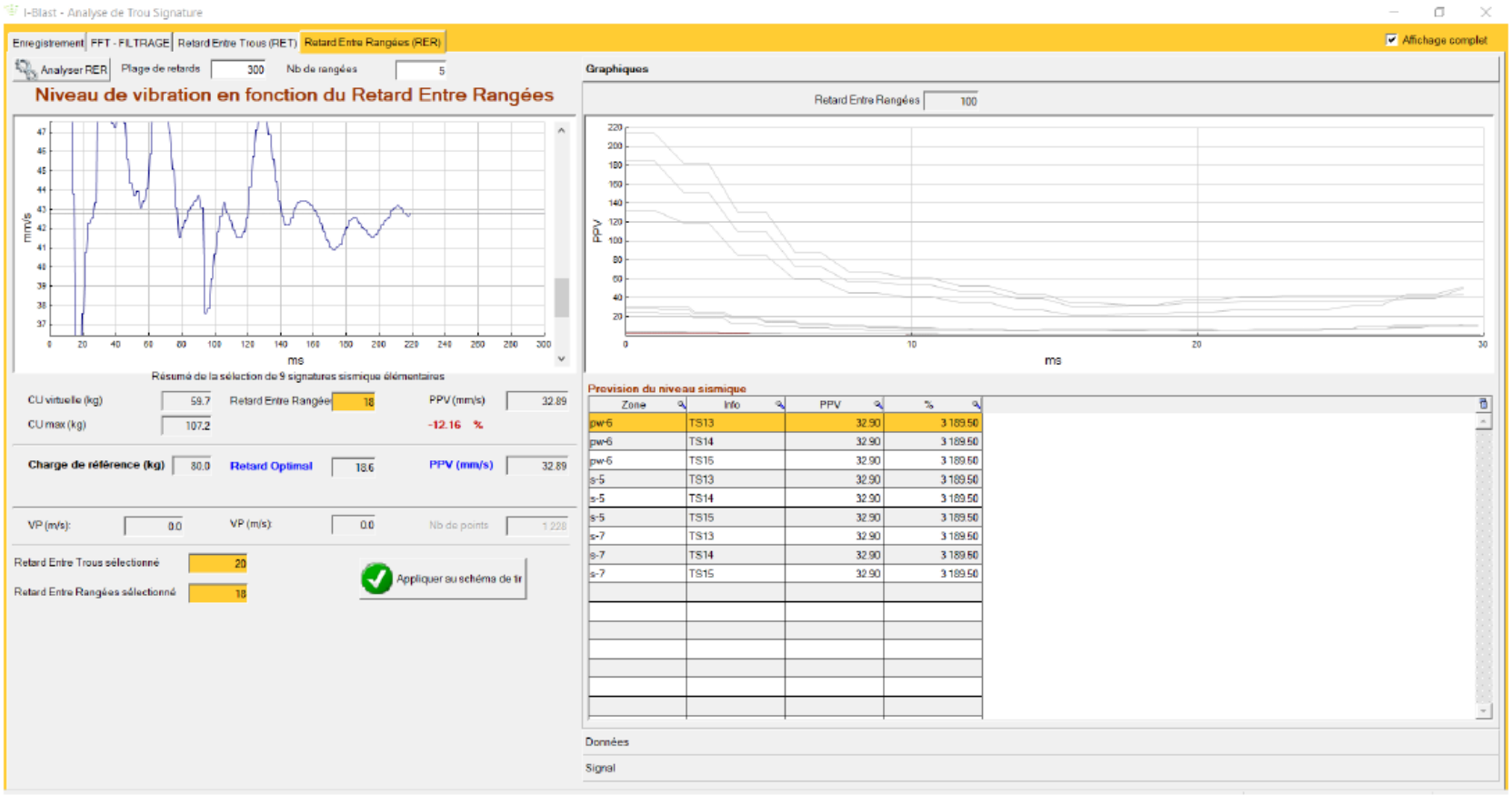


Figure B.16 Database of the best delays between the rows in the Quartzite (Delay of 20 ms between holes)

ANNEXE C SLIDE3 MODEL RESULTS

L'annexe C, relative au chapitre 5, présente les modèles réalisés avec le logiciel SLIDE3. Les figures C.1 et C.2 présentent les modèles obtenus en utilisant :

- La surface topographique du 1er décembre 2015 dans le cas de la figure C.1. Le plancher de la fosse est à 686 m d'élévation dans le secteur de l'instabilité de la pente ;
- La surface topographique du 1er janvier 2017 dans le cas de la figure C.2. Le plancher de la fosse est à 644 m d'élévation dans le secteur de l'instabilité de la pente ;
- Les mêmes paramètres et les mêmes hypothèses que ceux utilisés lors de la modélisation de la rupture de la pente et qui avait permis de reproduire ladite rupture (figure 5.8 b). Les valeurs de FS de 8,2 et 1,2 ont été obtenues respectivement pour les années 2015 et 2017. Ces résultats ont permis d'indiquer que la pente avait progressé d'un état stable à un état instable tel qu'espéré dans le cadre de la modélisation de la rupture avec le logiciel SLIDE3.

La figure C.3 présente les paramètres de calibration du modèle final ayant permis de reproduire la rupture de la pente avec le logiciel SLIDE3.

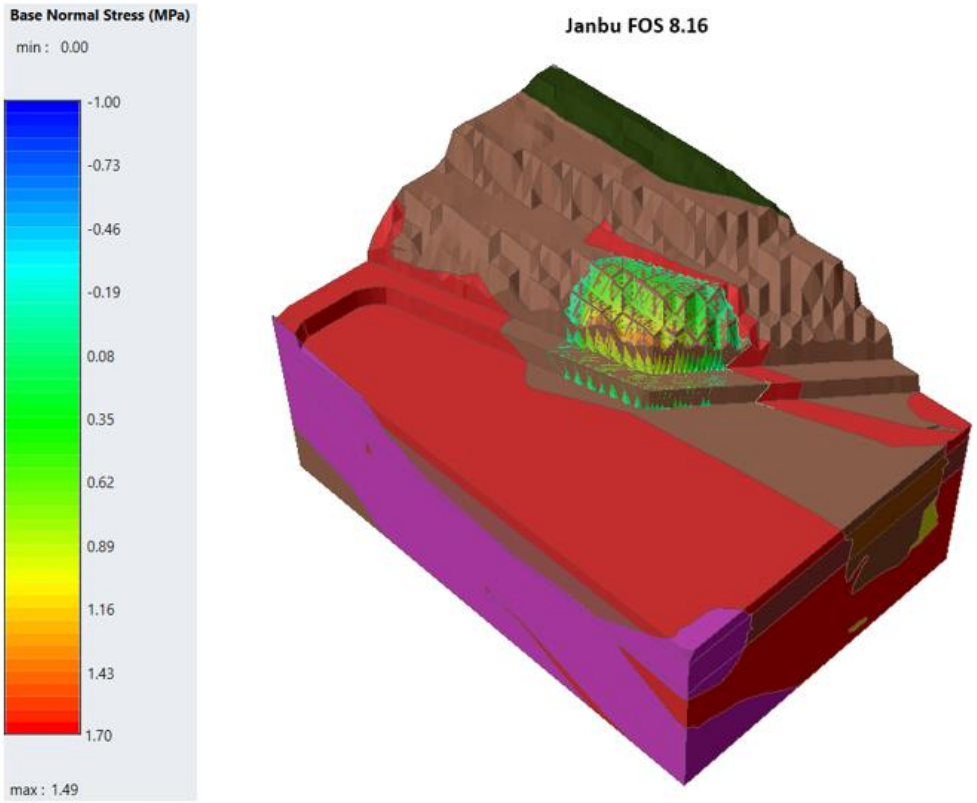


Figure C.1 2015 Calibrated SLIDE3 model critical slip surface

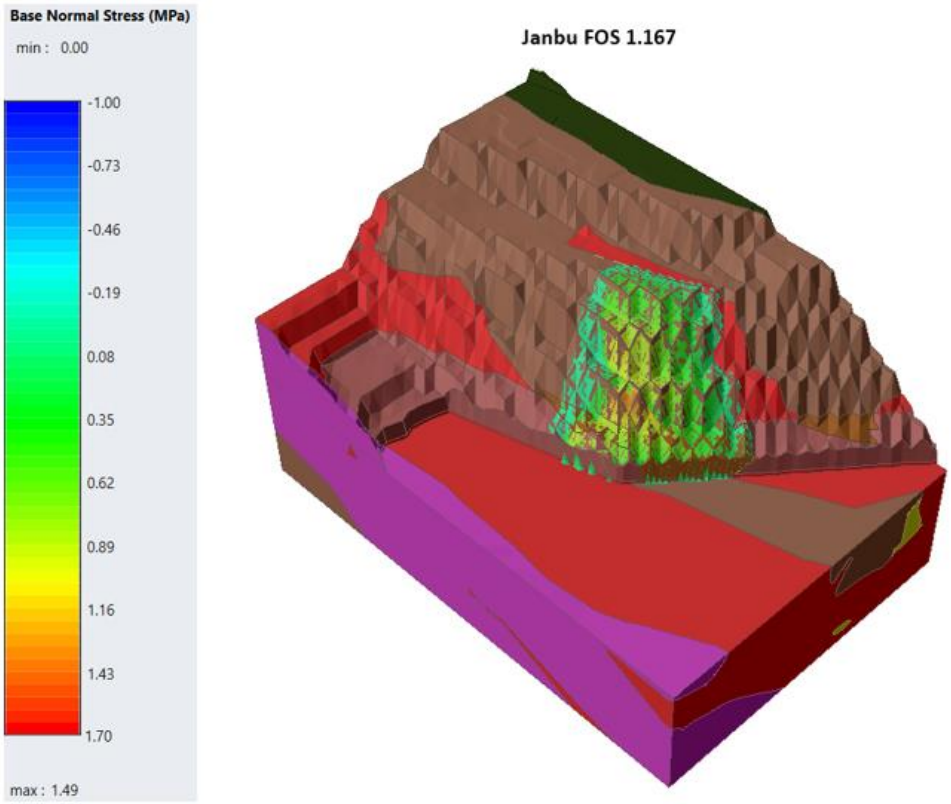


Figure C.2 2017 Calibrated SLIDE3 model critical slip surface

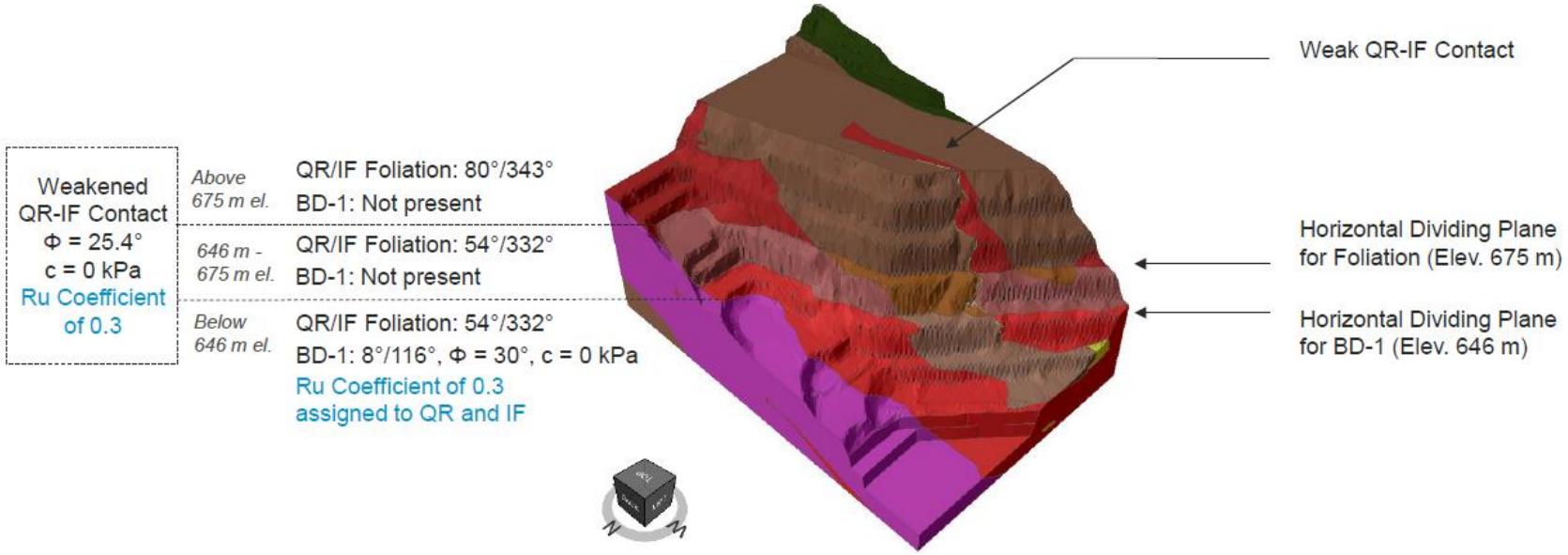


Figure C.3 SLIDE3 final model calibration settings

ANNEXE D RS2 FINAL MODEL CALIBRATION SETTINGS

L’annexe D, relative au chapitre 5, présente les paramètres de calibration du modèle final ayant permis de reproduire la rupture de la pente avec le logiciel RS2. Ces paramètres ont permis d’obtenir un FS similaire à celui de SLIDE3.

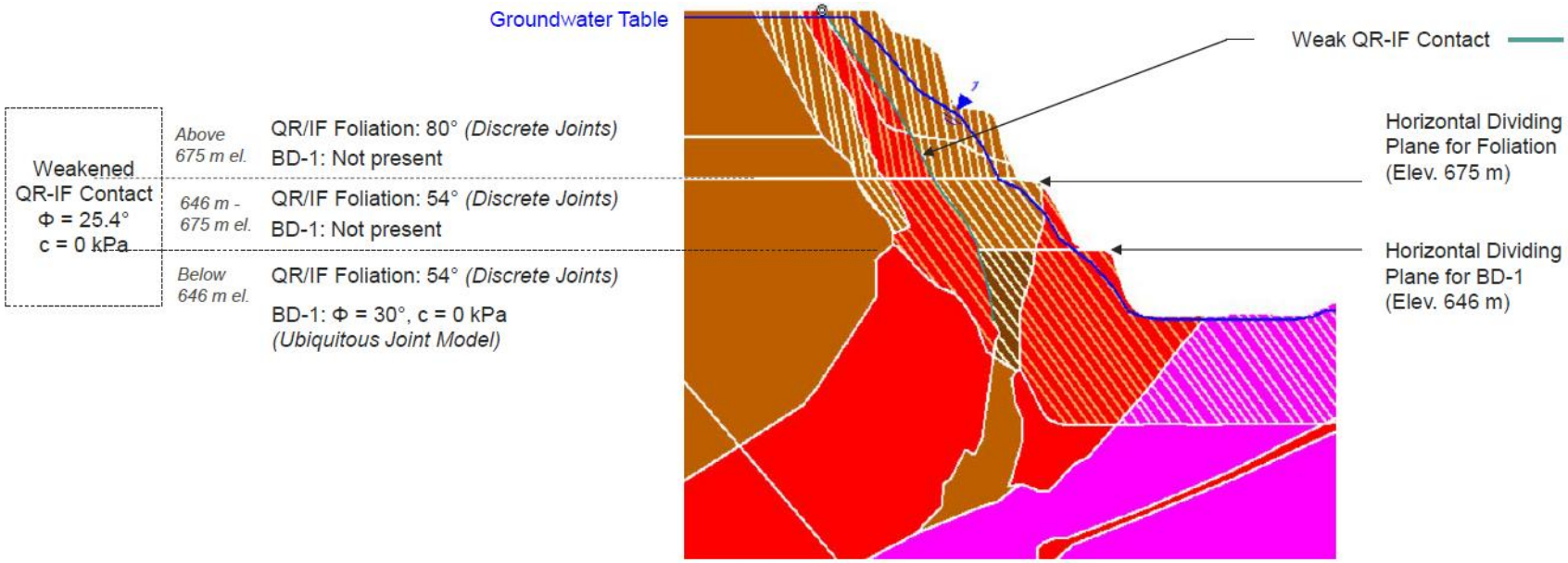


Figure D.1 RS2 final model calibration settings

ANNEXE E SHEAR STRENGTH ENVELOPE

L'annexe E, relative au chapitre 6, présente le critère de Mohr-Coulomb de chaque lithologie. Ce critère a été déterminé à partir des essais cisaillement réalisés selon la norme ASTM D5607, « Standard test Method for Performing Laboratory Direct Shear Strength Tests of Rock Specimens Under Constant Normal Force ». C'est à partir des figures E.1 à E.4 que le tableau 6.3 a été complété.

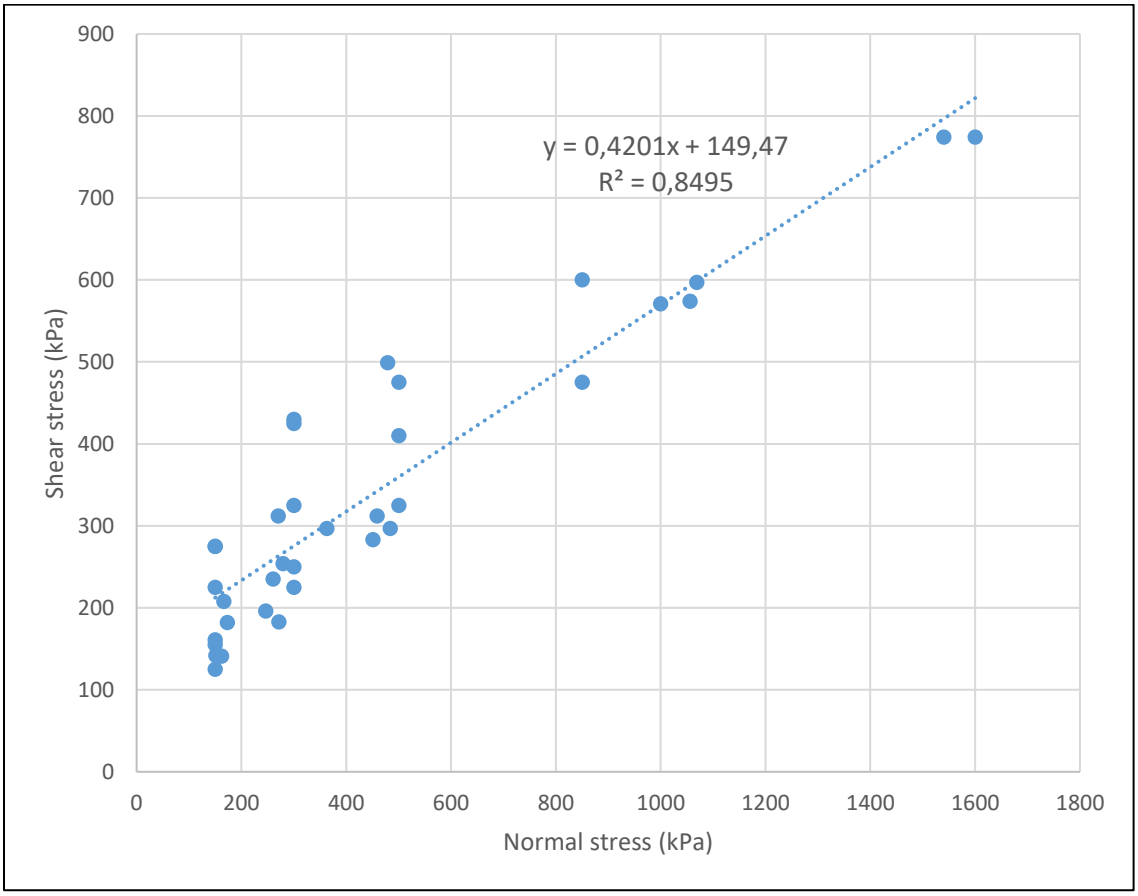


Figure E.1 Peak Shear Strength – Amphibolite

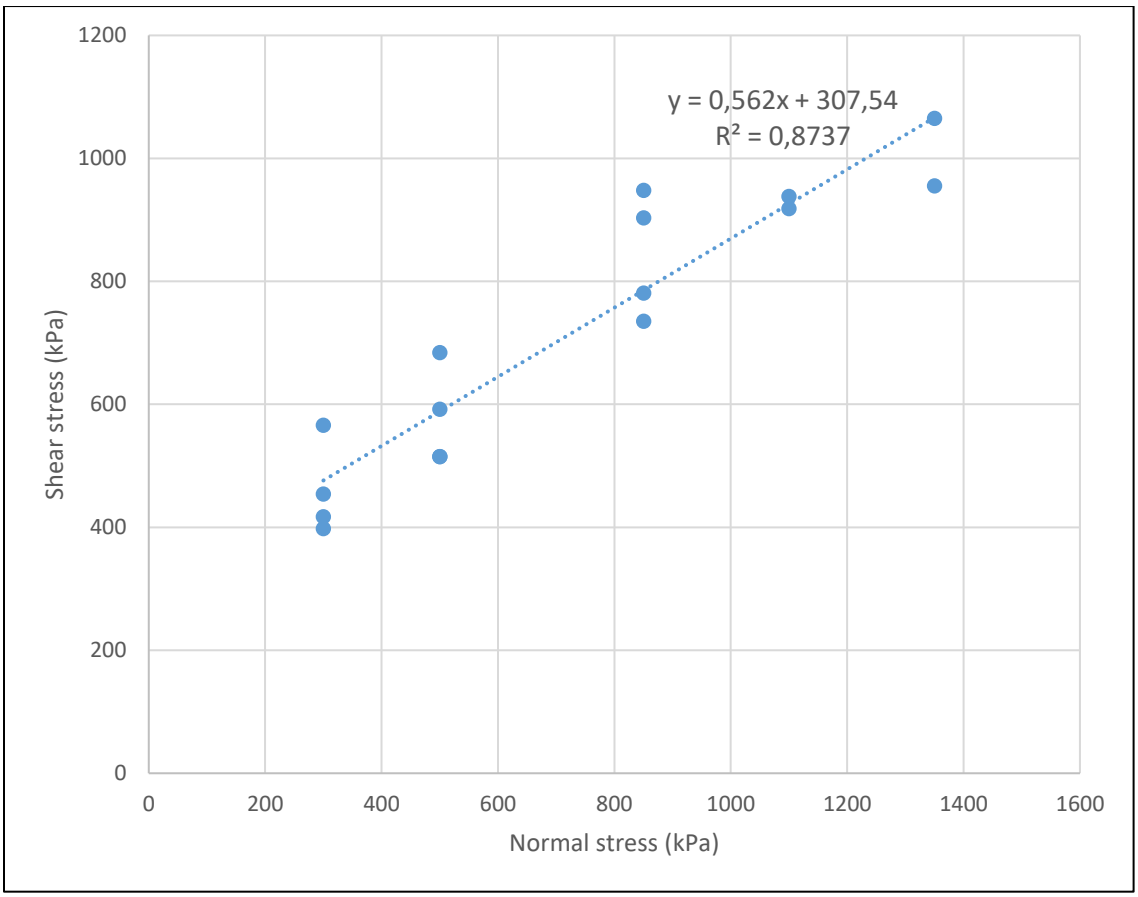


Figure E.2 Peak Shear Strength – Gneiss

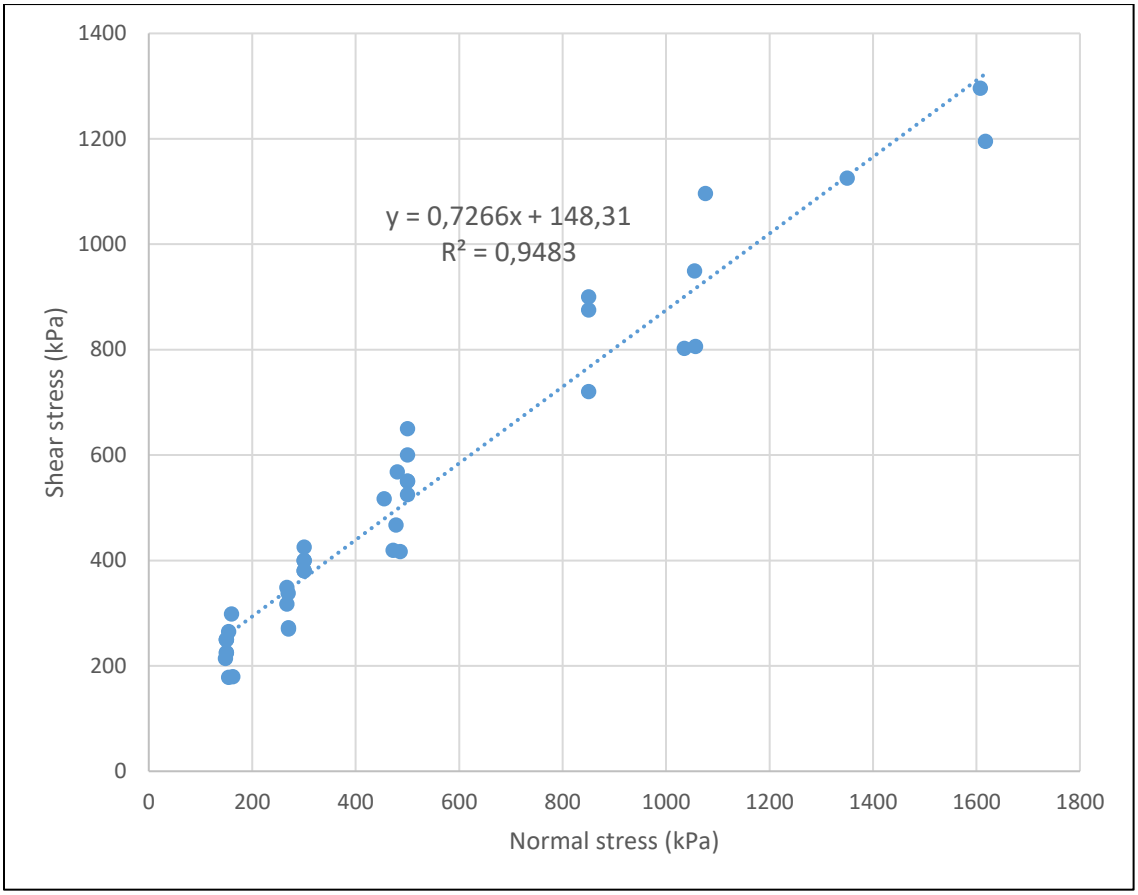


Figure E.3 Peak Shear Strength – Iron Formation

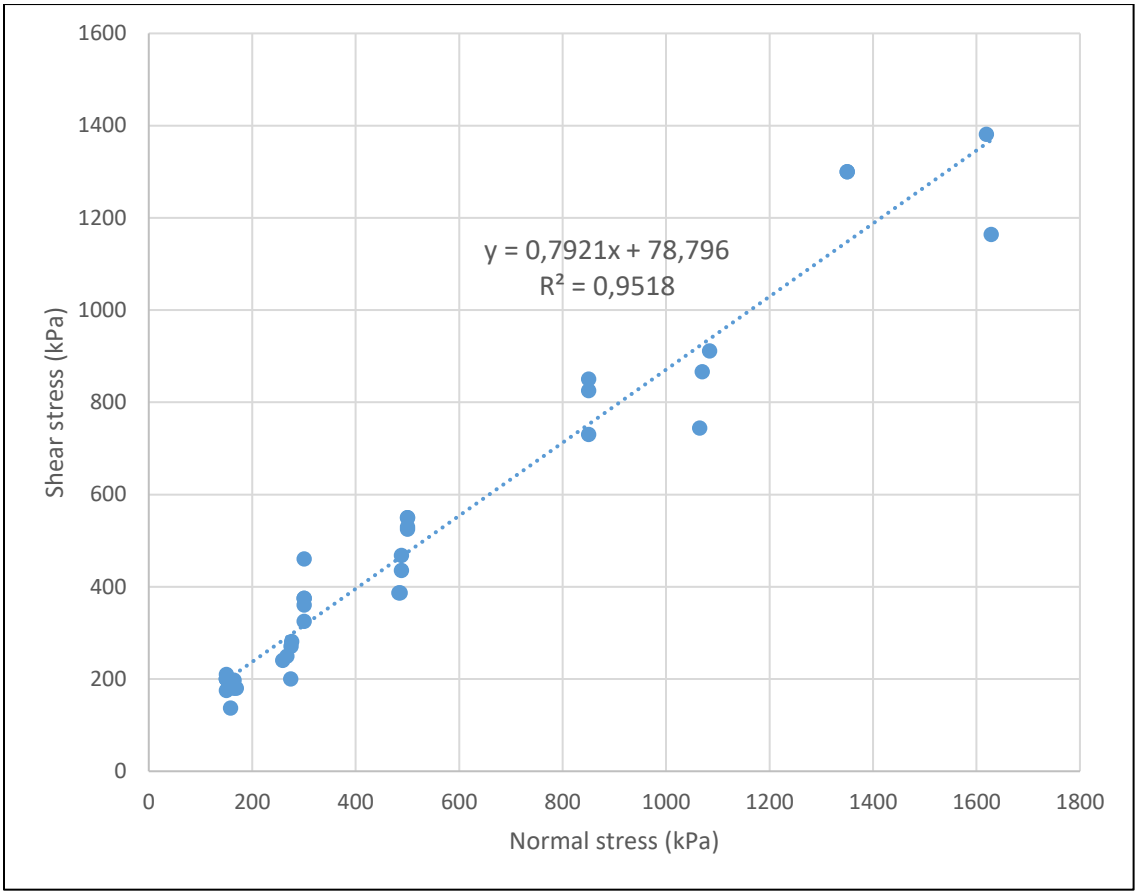


Figure E.4 Peak Shear Strength – Quartzite

ANNEXE F DATA QUALITY PARAMETERS FOR SSR-XT

L’annexe F, relative au chapitre 8, présente le processus d’évaluation de la qualité des données du SSR implémenté à la mine de Mont-Wright. Pour chaque paramètre, différentes descriptions sont fournies pour que l’analyste des données du radar puisse marquer une réponse qui s’applique à la situation de la pente surveillée. Pour finir, la feuille d’évaluation met en évidence les domaines qui peuvent ou doivent être modifiés pour améliorer la qualité des données du radar.

Table F.1 System Health

Quality Parameter	Area	Description	Answer *X*	Status	Comments
System Health	Data Availability	Live SSR data is available at the PMP or somebody is checking the live data at the SSR. No longer scans are present, except in scans where photographs were taken, scans where index checks were performed, or intentional stops of the system were undertaken.			
		Intermittent data is available at the PMP due to either data link issues or spikes in "time per scan" plot not caused by any of the reasons described in the line above.			
		Live SSR data is only available at the SSR but no one is checking the SSR data at the SSR. The system is not responding (hanging).			
		No live SSR data is available at the SSR nor at the PMP.			
	SSR Type & Scan Mode	The SSR has a **small or large dish,** it is scanning a wall at **Range<1400m** and **short range mode** is chosen.			
		The SSR has a **large dish**, it is scanning a wall at **Range<2800m** and **long range (RPN) mode** is chosen.			
		The SSR is a **T-series**, has a **large dish**, **2800<Range<3500**, and **extended range mode** is chosen.			
		The combination of SSR scanning range and scan mode do not fit any of the above criteria.			
	Signal Strength (Amplitude)	The amplitude image is consistent across the whole wall folder, without any detected periods of low amplitude (which is shown as darker colours in the amplitude image).			
		The amplitude image shows gradual reduction in strength over time, or eventual dips in strength (both shown as darker colours).			
		The amplitude image shows similar strength between the sky and the rock face areas. The deformation image doesn't make any sense. The amplitude image becomes blue and the sky mask is applied over large areas of the deformation image			
	Return Signal Consistency / Surface changes (Coherence)	The ΔCoherence image for the rock face is generally clear (white), except for rainy periods or blasts or vegetation & mining activity.			
		The ΔCoherence image shows large areas of dark colours, but the noise can easily be filtered out using time sliders to isolate the periods when the SSR recovered from experienced issues.			
		The ΔCoherence image cannot be improved by filtering using the time sliders, indicating a system issue.			

Table F.2 Scan area and photographs

Quality Parameter	Area	Description	Answer *X*	Status	Comments
Scan Area	Scan Area	Less than about 1/8th of the scan area is unnecessary (sky, pit floor, not areas of interest etc).			
		Around 1/4 of the scan area is unnecessary.			
		Over a 1/4 of the scan selection is unnecessary.			
		The critical area or area of interest is partially missing or completely missing from the scan area.			
	Scan angle	Most of the scan area is at an incidence angle that allows measuring at least 75% of the real magnitude of deformations			
		Part of the scan area is at an angle that only 50% of the real magnitude of deformations is seen by the SSR and there are no adjustments in the alarms.			
		Part of the scan area is at an angle that only 30% of the real magnitude of deformation is seen by the SSR and there are no adjustments in tha alarms.			
Photographs	Camera Alignment	The camera and SSR are closely aligned: ≤ 2 pixels misalignment within area of interest.			
		Medium alignment: 3 - 4 pixels misalignment within area of interest.			
		The photos do not keep a constant position, instead they shifts in different directions during the wall folder life.			
		Poor alignment: > 4 pixels misalignment within area of interest.			
	Photo Quality	Most of the photos per day are clear and usable (do not consider natural fog and dust in the assessment)			
		Many photographs are hard to interpret due to an issue with the camera performance (i.e. dirty lens)			
		No photographs are available or usable			

Table F.3 Masks

Quality Parameter	Area	Description	Answer *X*	Status	Comments
Masks	Sky and Short Range Masks	Only the sky and short range targets (<30m) are automatically masked out OR there is no sky to be masked out.			
		The sky or short range targets (<30m) are not automatically masked out. Short range mask is applied over target that are on the wall of concern.			
		The mask is applied randomly on and off, e.g. during heavy rains.			
		The sky mask amplitude level is too high, thus masking out (part of) the area of interest. Short range targets are randomly masked out.			
	Global Mask	The manual mask is properly defined to prevent false alarms and display a clear deformation image OR the manual mask is not required.			
		There is poor masking in alarm areas, and unmasked machinery, vegetation, water (ponds and streams), active dumps, wire meshes, equipment, cables, pipes are shown in alarm areas. False alarms are triggered due to poor masking.			
		The area of interest is masked out completely or partially.			
	Enhanced Deformation Mask	The Enhanced Deformation Mask is applied correctly over areas prone to trigger ambiguities out of the area of interest, OR, the Enhanced Deformation Mask is not required.			
		The Enhanced Deformation Mask is only partially applied over the area of interest.			
		There is no mask applied, while several enhanced scan events are occurring.			
		The whole scan area is masked out with the Enhanced Deformation Mask, OR, a excessive number of scans were replaced and the deformation chart shows deviating trends between the standard and enhanced deformation plots.			

Table F.4 Alarming system

Quality Parameter	Area	Description	Answer *X*	Status	Comments
Alarming System	Watchdog	Critical Monitoring is required. The PMP shows 'Critical Mode' on the main screen. The watchdog has been tested and passed. No alarms from the watchdog are sounding.			
		Same as above, but the watchdog is sounding alarms.			
		Critical monitoring is required but the watchdog is not armed. The PMP is receiving live data.			
		The PMP does not require live data.			
	Alarm Settings and Notifications	The PMP has alarms set to trigger with defined thresholds, conditions, procedures and notifications (SMS/e-mail) as identified in the site risk assessment.			
		The PMP has no alarms, or has alarms with thresholds, conditions, procedures and notifications (SMS/e-mail) different than those identified in the site risk assessment.			
		The PMP does not require alarms, based on site risk assessment.			
	Approaching Ambiguity Alarm	If an area of the wall is moving fast (>4mm/scan), an alarm is set for 7mm deformation over 1 scan to alert the user that the radar is about to lose track of deformation (approaching ambiguity) OR you don't want to set an 'approaching ambiguity alarm' OR it is not required.			
		An approaching ambiguity alarm is not set and the wall has areas moving fast (>4mm/scan)			
	Coherence of Alarm Areas	The ΔCoherence image (configured from min=0.0 to max=0.3) is white or light blue in areas where alarms have been set, OR any noise above ΔCoherence 0.3 can easily be filtered out using time sliders to isolate the periods of low coherence (e.g. noise for rain, blasts, system issues).			
		The ΔCoherence image (configured from min=0.0 to max=0.3) is blue to dark blue in areas where alarms have been set and can not be improved by filtering out noisy periods with the time sliders (consistent noise in the coherence plot).			

Table F.5 Atmospheric correction

Quality Parameter	Area	Description	Answer *X*	Status	Comments
Atmospheric Correction	Atmospheric Algorithm Selection	Enhanced Deformation algorithm is selected.			
		Standard Deformation algorithm is selected.			
		Predictive Deformation algorithm is selected without consultation with GroundProbe Geotechnical Support Services.			
	Atmospheric Correction Source	Dynamic/Classic Stable Reference Areas **(DSRA/SRA)** are selected as the method for atmospheric correction.			
		The Weather Station **(WS)** is selected as the method for atmospheric correction and the SSR is deployed at less than 600m from the wall.			
		The Weather Station is selected as the method for atmospheric correction and the SSR is deployed at more than 600m from the wall.			
		There is no atmospheric correction applied.			
	Created Stable Reference Areas/Region (SRAs)	***Applicable when Dynamic or Classic Stable Reference Areas are used.***			
		Two or more SRAs were created in independent geotechnical domains and at different ranges. Each SRA has more than 2 pixels. The number of pixels in the SRAs is small compared to the size of the scan area.			
		Two or more SRAs were created on the same geotechnical domain, at similar range OR the SRAs have only 1 pixel each.			
		Only one SRA was created.			
		No SRAs were created.			
	Stable Reference Area Spread graph	***Applicable when Dynamic or Classic Stable Reference Areas are used.***			
		There are no steps, the plot follows a horizontal trend with only few occasional spikes.			
		The plot shows a horizontal trend often separated by vertical steps in the data OR the plot shows a regressive trend line.			
		The plot shows an increasing deformation spread (continuous gradient, progressive gradient or significant number of steps) OR the plot is extremely noisy and the noise can't be easily filtered out using the time sliders; unusable data.			

Table F.6 Atmospheric correction

Quality Parameter	Area	Description	Answer *X*	Status	Comments
Atmospheric Correction	Stable Reference Pixels (SRP)	***Applicable when Classic Stable Reference Areas are used. DCoherence image configured from 0.0 to 0.1***			
		All Stable Reference Pixels (SRP) are in white areas (DCoherence <0.1)			
		Less than a third of the SRP are in blue areas, light or dark blue (DCoherence >0.1)			
		More than a third of the SRP are in blue areas (light or dark blue) (DCoherence >0.1)			
	Atmospheric Correction graph (at least one day of data)	***Applicable only if DSRA/SRA are selected as method for atmospheric correction and the radar has a weather station***			
		The Gradient and Weather Station plots follow the same trend closely.			
		The plots have a similar trend, a few steps might have caused them to separate but the general trend is more or less parallel.			
		The plots are diverging or converging on a continuous basis.			
	% of rejected SRA pixel graph	***Applicable when Dynamic Stable Reference (DSR) Areas are used.***			
		There is less than 10% pixels rejected on the current configuration of DSRAs			
		There are events where 10% to 30% pixels were rejected on the current configuration of DSRAs, not caused by near blasts or heavy rain.			
		There are events where more than 30% of the pixels in the DSRA were rejected.			
	Atmospheric Correction graph (at least two days of data)	***Applicable only if the radar does not have a WS OR the method for atmospheric correction is based on WS data***			
		The graph has a sinusoidal plot and its trend is horizontal.			
		The graph has a sinusoidal plot with an upward or downward trend. A daily drop or increase in the atmosphere temperature has been experienced on site.			
		The graph has a sinusoidal plot with an upward or downward trend. The weather (i.e. temperature) has remained stable during the period of analysis.			