

Titre: Analyse numérique des mécanismes de rupture critiques des
semelles en remblai cimenté excavées à la base en plusieurs
séquences
Title:

Auteur: Alpha Mamoudou Talibe Keita
Author:

Date: 2020

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Keita, A. M. T. (2020). Analyse numérique des mécanismes de rupture critiques
des semelles en remblai cimenté excavées à la base en plusieurs séquences
Citation: [Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal]. PolyPublie.
<https://publications.polymtl.ca/5220/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie:
PolyPublie URL: <https://publications.polymtl.ca/5220/>

**Directeurs de
recherche:** Li Li
Advisors:

Programme: Génie minéral
Program:

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

**Analyse numérique des mécanismes de rupture critiques des semelles en
remblai cimenté excavées à la base en plusieurs séquences**

ALPHA MAMOUDOU TALIBE KEITA

Département des Génies Civil, Géologique et des Mines

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de *Maîtrise ès sciences appliquées*

Génie minéral

Avril 2020

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Ce mémoire intitulé:

Analyse numérique des mécanismes de rupture critiques des semelles en remblai
cimenté excavées à la base en plusieurs séquences

présenté par **Alpha Mamoudou Talibe KEITA**

en vue de l'obtention du diplôme de Maîtrise ès sciences appliquées

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

Carlos OVALLE, Ph. D., président

Li LI, Ph. D., membre et directeur de recherche

Michael JAMES, Ph. D., membre

DÉDICACE

A ma famille,

à mon feu frère Proper Ndudzo du Zimbabwe

et à la République de Guinée

REMERCIEMENTS

Je tiens premièrement à remercier mon directeur de recherche, le Professeur Li Li pour son encadrement dans la réalisation et l'aboutissement de ce projet de Maitrise. Travailler avec lui est une expérience passionnante et enrichissante. J'ai su apprécier sa disponibilité, ses précieux conseils et orientations tout au long de la réalisation de ce projet.

Un grand merci à l'endroit du Professeur Carlos Ovalle et du Professeur Michael James pour avoir accepté d'évaluer mes travaux de recherche.

J'adresse ma profonde gratitude et ma reconnaissance au Professeur Michael James pour sa présence, sa courtoisie, sa disponibilité, son accompagnement depuis le début de mes études. C'est une chance exceptionnelle pour moi de l'avoir rencontré et d'avoir pu bénéficier de son enseignement. Il est modèle de mentor et sans aucun doute l'un des meilleurs professeurs que j'ai pu avoir durant mon cursus scolaire.

Je remercie l'ambassade de la République de Guinée au Canada et en particulier Mr Louceny Condé pour son soutien indéfectible et son accompagnement. Merci d'avoir rendu possible la poursuite de ce projet d'étude.

J'adresse un grand merci à mes collègues et amis Abtin Jahanbakhshzadeh, Mamadou Cherif Diallo et Abdoulaye Sall qui ont apporté une grande contribution à la rédaction et à la correction de ce travail.

J'aimerais remercier mes parents, mes frères et sœurs, ma chère Katia Chettah, mes amis de Polytechnique et de l'IRME pour m'avoir soutenu et d'avoir créé autour de moi un environnement favorablement à mon épanouissement social et intellectuel.

J'aimerais enfin remercier le CRSNG, le FRQNT, les partenaires industriels de l'IRME et l'APEP pour leur soutien financier.

RÉSUMÉ

L'exploitation minière constitue une source de revenue importante dans de nombreux pays à travers le monde tels que le Canada, l'Australie, la Guinée, etc. La demande en matières premières s'accroît continuellement afin de soutenir le développement de la technologie, la croissance démographique et économique dans les pays en voie de développement. Avec l'épuisement des gisements de surface ou à faibles profondeurs, l'exploitation minière progresse de plus en plus en profondeur dans des conditions géomécaniques plus défavorables et les risques d'instabilité deviennent plus élevés. Le design de chantiers et de structures stables constitue donc un défi majeur auquel sont confrontés les ingénieurs en mécanique des roches.

L'utilisation du remblai dans ces conditions constitue une solution efficace pour assurer la stabilité du terrain, augmenter la récupération du minerai et réduire la consommation énergétique en ventilation. L'utilisation du remblai dans les mines souterraines s'inscrit également dans le cadre des nouvelles normes environnementales établies dans de nombreux pays afin de réduire l'impact des rejets miniers entreposés en surface.

Lorsque les qualités géomécaniques des massifs rocheux sont très mauvaises, l'utilisation du remblai devient une nécessité. Cela permet entre autres de réduire les risques liés aux coups de terrains associés aux contraintes élevées dans les piliers en minerai. Le design des semelles en remblai cimenté se heurte alors à une compréhension peu évoluée et de nombreuses controverses sur les mécanismes de rupture critiques de ces structures. Une avancée majeure a été apportée par Mitchell (1991) avec l'identification de quatre principaux modes de rupture (la flexion, l'effondrement, la rotation et le glissement). Il a également proposé des équations analytiques afin de prédire l'instabilité de la semelle pour chaque mode de rupture. Cependant, ces solutions sont restées peu utilisées dans la pratique compte tenu de nombreuses hypothèses simplificatrices associées à ces travaux. Par exemple, dans le modèle de Mitchell (1991), les épontes rocheuses ont été considérées comme rigides et immobiles. La contrainte verticale exercée sur la semelle a été déduite en appliquant une solution analytique d'effet d'arche en considérant une épaisseur du remblai très grande. En plus, la résistance de cisaillement entre la semelle et les épontes reste inconnue en raison de la non-détermination de la contrainte normale entre la semelle et les épontes rocheuses. Le modèle de Mitchell (1991) a été par la suite révisé par plusieurs chercheurs dont la plupart a reconduit les limitations importantes liées à la convergence latérale des épontes et à l'effet

de l'excavation sous-jacente sur la stabilité des semelles. Les travaux de Hughes (2014) et de Pagé et al. (2019) ont permis de mettre en évidence la rupture par écrasement lorsque les contraintes de convergence sont très élevées. Néanmoins, le premier a utilisé des valeurs peu réalistes pour représenter les convergences et le second a surestimé l'effet de la convergence en utilisant des chantiers étroits et en excavant le chantier sous-jacent en une seule couche de hauteur très élevée.

Afin d'obtenir une compréhension plus complète sur les mécanismes de ruptures des semelles dans les chantiers souterrains, une série de simulations numériques a été réalisée à l'aide du logiciel RS2 de Rocscience. Les modèles numériques étudiés prennent en compte la variation de plusieurs propriétés géométriques des chantiers et des semelles. L'influence du module de Young du remblai a également été analysée. Les résultats ont montré que l'écrasement est particulièrement plus fréquent dans les chantiers étroits, mais tous les autres modes de rupture peuvent également être observés lorsque la largeur des chantiers devient importante. Un nouveau critère de rupture ou d'instabilité de semelle en remblai cimenté a été établi afin d'identifier d'une façon plus objective l'état critique des semelles soumises à de fortes contraintes latérales et la résistance minimale requise des semelles dans ces conditions. À partir de cette première partie, la flexion a été identifiée comme principal mode de rupture des semelles de grandes portées dans les chantiers verticaux et subverticaux.

À la suite de ces résultats, on constate dans un deuxième temps qu'il y a très peu de solutions novatrices disponibles dans la littérature pour améliorer la stabilité des semelles de grandes portées. Dans le cas des semelles de grandes portées, la résistance nécessaire peut être réduite par la réduction des zones en traction parce que les géomatériaux ont souvent une résistance beaucoup plus faible en traction qu'en compression. Dans cette deuxième partie de ce travail, on a investigué une solution novatrice qui consiste à ajuster la géométrie des semelles de grandes portées. La géométrie en archet a été retenue pour cet effet. La stabilité de semelles en forme d'arche a été analysée à l'aide d'une série de simulations numériques. Les résultats ont montré que cette nouvelle géométrie apporte une grande amélioration de la stabilité des semelles, réduit la traction à la base et la résistance minimale requise pour leurs designs. Plus de travaux sont encore nécessaires afin d'optimiser cette géométrie et de mettre à jour de nouvelles géométries plus stables contre les autres modes de ruptures.

Mots clés : Semelle; Semelle en arche; Remblai; Stabilité; Modélisation numérique; Rupture;
Critère d'instabilité de structure

ABSTRACT

Mining industry constitutes an important source of income in many countries around the world such as Canada, Australia, Guinea, etc. The demand in minerals continuously increases to sustain the economic, social and demographic growths in the developing countries. With less and less mineral resources on the surface or at shallow depth, more and more mines have to progress toward large depth, where the geomechanical conditions are less favorable with higher risks of ground instability. Rock mechanics engineers thus face important challenges to design and maintain stable underground openings and structures.

Using backfill in such conditions is an effective solution for improving the ground stability, increasing the ore recovery and reducing the energy consumption in ventilation. This is why underground stope backfilling has been accepted in many countries as a sustainable solution to reduce the environmental impact of surface disposal of mine wastes.

When the rock mass is of very poor quality, the use of mining backfill becomes necessary to provide a safer working space or helps to reduce rock burst in highly stressed ore pillars. However, the design of sill mats made of cemented backfill is still problematic due to poor understanding of the critical failure mechanisms. A pioneering work was made by Mitchell in (1991), who identified four modes of failure, namely bending, caving, rotation and sliding. Four equations, each corresponding to one mode of failure, have been proposed based on the limit equilibrium analysis method to predict the instability onset of sill mats. The solution is not commonly used in practice due to several key limitations of the models. For example, the rock walls in the Mitchell's models were considered rigid and immobile. The vertical stress exerted by the overlying uncemented backfill on the sill mat was deduced by applying an analytical arching solution and considering a very large height of uncemented backfill. Moreover, the shear strength between the sill mat and the rock walls remains undetermined because the normal stress at the interface between the rock walls and the sill mat is unknown. Mitchell's (1991) model was later revised by several researchers. Most of them inherited the same limitations associated with the neglect of wall closure due to underlying stope excavation. Hughes (2014) and Pagé et al. (2019) identified a new critical failure mode that is shear by crushing due to the convergence of rock walls after the stope excavation below the sill mat. However, Hughes (2014) used unrealistic values to represent the convergences of rock walls

and Pagé et al. (2019) overestimated the effect of convergence by considering narrow stopes and one step excavation of the underlying stope.

In order to obtain a better and more complete understanding of the failure mechanisms of sill mats in underground mining, a series of numerical simulations has been conducted by using RS2 of Rocscience. The analyzed numerical models took into account the variation of stope and sill-mat geometries and mechanical properties of backfill. The results showed that shear by crushing is the stability controlling mechanism in narrow stopes, but all other critical failure modes can be observed when the stope width becomes large. Based on the results of this first part, failure by bending has been identified as the stability controlling mechanism of sill mats with long span in vertical stopes. In addition, a new criterion of instability based on numerical reproduction of uniaxial compressive test is, for the first time, established in order to more objectively evaluate the failure or instability onset of structures and give more objective determination of the minimum required strength.

Following the results of the first part, one notes that there are very few innovative solutions in the literature to improve the stability of sill mats of large spans. In fact, the stability of such sill mats can be improved by reducing the tension at the base after the excavation of the underlying stope because geomaterials like cemented backfill usually have strength higher in compression and lower in tension. In the second part of this thesis, an innovative solution is proposed by considering arched sill mats. The stability of arched sill mats is then analyzed by numerical modeling with RS2 in comparison with traditional rectangular sill mats. The results showed that this new geometry significantly improves the stability of the large span sill mat. The tension zones at the base as well as the minimum required strength of large span sill mats can considerably be diminished through the use of arched sill mats. More work is still needed to optimize the geometry and identify more suitable geometry against other failure modes.

Key-words: Sill mat; Arched sill mats; Backfill; Stability; Numerical modeling; Failure; Criterion of instability for structures

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT	VIII
TABLE DES MATIÈRES	X
LISTE DES TABLEAUX.....	XII
LISTE DES FIGURES.....	XIII
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XIX
LISTE DES ANNEXES	XXIII
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE 2 REVUE BIBLIOGRAPHIQUE	6
2.1 Méthodes de minage en souterrain avec remblai	6
2.1.1 Méthode minage par coupe et remblai	9
2.1.2 Autres méthodes de minage avec remblai	15
2.2 Remblais miniers.....	19
2.2.1 Types de remblais miniers.....	21
2.2.2 Caractéristiques géomécanique des remblais miniers	29
2.2.3 Critères de rupture pouvant être utilisés pour les remblais miniers	32
2.3 Design des structures en remblai cimenté	37
2.3.1 Design des structures en remblai cimenté exposées latéralement	38
2.3.2 Design des structures en remblai cimenté exposées à la base	45
CHAPITRE 3 ARTICLE 1: NUMERICAL ANALYSIS OF THE FAILURE MECHANISMS OF SILL MATS MADE OF CEMENTED BACKFILL	73

3.1	Introduction	75
3.2	Numerical modeling.....	76
3.2.1	Numerical model	77
3.2.2	Critical failure mode.....	80
3.2.3	Minimum required strength (cohesion).....	89
3.3	Discussion	93
3.4	Conclusion.....	94
CHAPITRE 4 ARTICLE 2: NUMERICAL ANALYSIS OF THE STABILITY OF ARCHED SILL MATS MADE OF CEMENTED BACKFILL		99
4.1	Introduction	100
4.2	Numerical modeling.....	103
4.2.1	Numerical models	103
4.2.2	Numerical results and interprétation	108
4.3	Discussion	117
4.4	Conclusion.....	119
CHAPITRE 5 DISCUSSION		125
CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS		130
RÉFÉRENCES		134
ANNEXES		154

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Conditions d'application de certaines méthodes de minage selon la géométrie de la minéralisation et le type de support (tiré de Darling 2011).....	8
Tableau 2.2 : Exemple d'anciennes mines ayant utilisé la méthode de coupe et remblai avec les raisons de ce choix (tiré de Pakalnis 2015)	15
Tableau 2. 3: Valeurs de référence pour la résistance requise du remblai en fonction du rôle qui lui est assigné.....	38
Table 3.1: Program of numerical simulations (with $E_b = 250$ MPa, $\mu_b = 0.3$, $\phi_b = 25^\circ$, $c_b = 0$ MPa, $\gamma_b = 18\text{kN/m}^3$, and $H_b = 9.5$ m for the uncemented backfill, $\gamma_s = 19$ kN/m ³ , $\mu_s = 0.3$ and $\phi_s = 30^\circ$ for the cemented sill mat, $\gamma_r = 27$ kN/m ³ , $\mu_r = 0.2$, $m_i = 33$, $GSI = 80$, $s = 0.108$, and $D = 0$ for the rock mass) based on data taken from Sobhi and Li. (2017) and Pagé et al. (2019)	80
Table 3.2: Critical failure modes of cemented sill mats with different stope geometries and layer thickness of underlying stope excavation.....	89
Table 4.1: Program of numerical simulations for rectangular and arched sill mats having a thickness of $e = 3$ m located at a depth of $z = 300$ m ($E_b = 250$ MPa, $\mu_b = 0.3$, $\phi_b = 25^\circ$, $c_b = 0$ MPa, $\gamma_b = 18$ kN/m ³ , and $H_b = 9.5$ m for the uncemented backfill; $\gamma_s = 19$ kN/m ³ , $\mu_s = 0.3$ and $\phi_s = 30^\circ$ for the cemented sill mat; $\gamma_m = 20$ kN/m ³ , $\mu_m = 0.2$, $\phi_m = 37^\circ$, $E_m = 300$ MPa, $c_m = 0$ MPa and for the muck cushion; $\gamma_r = 27$ kN/m ³ , $\mu_r = 0.2$, $m_i = 33$, $s = 1$, $GSI = 80$, and $D = 0$ for the rock and rock mass).....	106

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1: Méthodes d'exploitation par coupe et remblai (tiré de Williams et al. 2007).....	10
Figure 2.2 : Illustration d'une exploitation par coupe et remblai ascendant (tiré de Brady et Brown 1993).....	11
Figure 2.3: Méthode d'exploitation par coupe et remblai descendant (tiré de Paroni 1992).....	14
Figure 2.4: Méthode de minage Avoca (tirés de Crandall 1992 (a) et de Potvin et al. 2005(b)) ...	16
Figure 2.5: Méthode de Coupe et remblai avec pilier de poteau (tiré de Darling 2011).....	17
Figure 2.6: Méthode de minage par galerie et remblai (a) ascendant et (b) descendant (tiré de Darling 2011)	18
Figure 2.7: Méthode d'abattage par VCR (tiré de Hamrin 2001) : (a) abattage des chantiers primaires et (b) abattage des chantiers secondaires	19
Figure 2.8 : Rôle du remblai dans l'industrie minière (tiré de De Souza et al. 1998).....	20
Figure 2.9 : Évolution de l'utilisation du remblai au Canada et aux USA de 1991 à 2004 (tiré de Benzaazoua et al. 2005)	21
Figure 2.10: Distribution granulométrique des solides dans les remblais miniers (tiré de Potvin et al. 2005).....	22
Figure 2.11: Remblai hydraulique (tiré de Marx et al. 2005)	23
Figure 2.12: (a) Ségrégation dans du remblai cimenté (tiré de Mitchell 1983) et (b) érosion dans le remblai hydraulique (tiré de Potvin et al. 2005).....	24
Figure 2.13: Ségrégation du remblai dans le remblai rocheux lors de la mise en place (tiré de Farsangi 1996).....	25
Figure 2.14: Mauvais contact au toit lors d'un remblayage avec du remblai rocheux (tiré de Potvin et al. 2005).....	26
Figure 2.15: Remblai en pâte cimenté (tiré de Masniyom 2009).....	28
Figure 2.16: Schéma illustrant les composants du remblai en pâte (tiré de Belem et al. 2002)	28
Figure 2.17: Remblai mixte de type RPF (tiré de Potvin et al. 2005).....	29

Figure 2.18: Mesure de la résistance au cisaillement d'un remblai hydraulique sur le chantier (tiré de Marx et al. 2005)	31
Figure 2.19: Enveloppe de rupture du critère de Coulomb: (a) dans le plan de Mohr σ - τ (Chalhoub 2006) et (b) dans le plan des contraintes principales (Pagé 2018).	33
Figure 2.20: Illustration de l'enveloppe du critère de rupture de Hoek-Brown et en Mohr-Coulomb dans le plan des contraintes principales (adaptée de Hoek et al. 2002)	35
Figure 2.21: Pilier autoportant en remblai cimenté (tiré de Belem et Benzaazoua 2008b)	39
Figure 2.22: Pilier en remblai rocheux cimenté pour le support latéral de terrain (tiré de Stone 1993)	39
Figure 2.23: Diagramme de stabilité pour le design du remblai rocheux cimenté comme support latéral (tiré de Stone 1993)	40
Figure 2.24: Diagramme de stabilité des piliers autoportants en remblai rocheux cimenté (tiré de Stone 1993)	40
Figure 2.25: Remblai dans un chantier étroit (tiré de Belem et Benzaazoua 2004).	41
Figure 2.26: Modèle de bloc confiné (adapté de Mitchell et al. 1982)	42
Figure 2.27: Modèle de bloc confiné (adapté de Li et Aubertin 2012).	43
Figure 2.28: Modèle de bloc confiné de type LAR (a) sans et (b) avec fracture par traction (adapté de Li et Aubertin 2012)	45
Figure 2.29: Illustration d'une excavation souterraine dans un terrain stratifié (adapté de Brady et Brown 1985).	46
Figure 2.30: Rupture par flexion de la semelle (adapté de Sofianos et Kapenis 1998)	48
Figure 2.31: Géométrie d'une poutre en voussoir (tiré de Brady et Brown 1985)	49
Figure 2.32: Modèles physique (a) et expérimental de semelles en remblai cimenté de Mitchell (1991)	51
Figure 2.33: Rupture par effondrement à la base des semelles en remblai cimenté (adapté de Mitchell 1991)	52

Figure 2.34 : Effondrement trapézoïdal d'une semelle en remblai cimenté (adapté de Oulbacha 2014).....	54
Figure 2.35: Rupture par flexion d'un modèle de Mitchell (1991).....	55
Figure 2.36: Graphe de Stabilité de Stone (1993).....	56
Figure 2.37: Graphe de Stabilité de semelles Pakalnis et al. 2005 (adapté de Stone 1993).....	57
Figure 2.38: Abaque de Stabilité pour la rupture par flexion (tiré de Jordan et al. 2003)	58
Figure 2.39 : Diagramme de stabilité de Jordan et al (2003) pour la rupture par cisaillement des semelles en remblai cimenté	59
Figure 2.40: Rupture d'une semelle par glissement (tiré de Caceres, 2005)	60
Figure 2.41: Rupture d'une semelle par rotation (tiré de Caceres 2005).....	61
Figure 2.42: Modèle de rupture par rotation de Caceres (2005)	62
Figure 2.43: Graphes de stabilité des chantiers verticaux ($\beta = 90^\circ$) pour différentes résistances à l'interface semelle-roche (tiré de Caceres 2005)	63
Figure 2.44: Graphes de Stabilité des chantiers inclinés de $\beta = 85^\circ$ pour différentes résistances à l'interface semelle-roche (tiré de Caceres 2005).....	64
Figure 2.45: Graphes de Stabilité des chantiers inclinés de $\beta = 80^\circ$ pour différentes résistances à l'interface semelle-roche (tiré de Caceres 2005).....	65
Figure 2.46: Graphes de Stabilité des chantiers inclinés de $\beta = 75^\circ$ pour différentes résistances à l'interface semelle-roche (tiré de Caceres 2005).....	66
Figure 2.47: Profil de convergence des parois dans un chantier remblayé avec du remblai en pâte cimenté (tiré de Hughes 2014)	67
Figure 2.48 : Illustration d'un chantier excavé et remblayé en plusieurs tranches (tiré de Pagé 2018)	68
Figure 2.49 : Résistance de design selon (a) l'épaisseur, (b) le module de Young et (c) la portée des semelles en remblai cimenté exposées à la base (tiré de Pagé et al. 2019)	71
Figure 2.50 : Résistance de design selon (a) le module de Young des roches et (b) le coefficient de pression latérales des terres (tiré de Pagé et al. 2019).....	71

Figure 2.51 : Modèle numérique de Pagé et al. (2019)	72
Figure 3. 1 : Schematic view of (a) vertical and (b) inclined stopes with different undercut layers.	77
Figure 3.2: Reference case of the stope excavated by an underhand cut and fill method with RS2	79
Figure 3.3: Sequences of excavation and backfilling for the numerical simulations conducted with RS2	80
Figure 3.4: Schematic view of four main critical failure modes of sill mats exposed at the base .	81
Figure 3.5: Behaviour of a sill mats having a width of 6 m and a thickness $e_s = 3$ m, located at $z =$ 300 m when its underlying stope of 10 m high is excavated by (a) one, (b) three and (c) six layers, respectively. Other parameters are given in Table 3.1 (Case 5 in Table 3.1).	82
Figure 3.6: Behavior of a sill mat having a width of 10 m and a thickness $e_s = 3$ m, located at the depth $z = 300$ m when its underlying stope of 10 m high is excavated by (a) one, (b) three and (c) six layers, respectively. Other parameters are given in Table 3.1 (Cases 2 and 5 in Table 3.1).	83
Figure 3.7: Behaviour of a sill mat having a width of 16 m and a thickness $e_s = 3$ m, located at the depth $z = 300$ m when its underlying stope is 10 m high is excavated by (a) one, (b) three and (c) six layers, respectively. Other parameters are given in Table 3.1 (Case 2 and 5 in Table 3.1).	85
Figure 3.8: Critical failure mode of the sill mats as a function of the depth of the stope for $z = 300$ m, $H' = 2$ m, $e_s = 3$ m with: (a) $W = 6$ m; (b) $W = 8$ m; (c) $W = 12$ m (Case 2 in Table 3.1)	86
Figure 3.9: Behaviour of a sill mats having a width of 8 m and thickness $e_s = 3$ m, in vertical ($\beta =$ 90°) and inclined ($\beta = 60^\circ$) stopes located at the depth $z = 300$ m when its underlying stope of 10 m high is excavated by 5 layers ($H' = 2$ m) (Case 1 in Table 3.1).	87
Figure 3.10: Behaviour of sill mats having a span of $W = 12$ m and a thickness of $e_s = 3$ m in (a) vertical ($\beta = 90^\circ$) and (b) inclined ($\beta = 60^\circ$) stopes located at $z = 300$ m, after the underlying stope excavation by five layers ($H' = 2$ m) (Case 1 in Table 3.1).	88

Figure 3.11: Variation of the critical cohesion (c_s) of the sill mat as a function of the mine depth (z) for different sill mat thicknesses: (a) $E_s = 0.6$ GPa; (b) $E_s = 1$ GPa; (c) $E_s = 1.8$ GPa (Case 3 and 6 in Table 3.1).....	91
Figure 3.12: Variation of the critical cohesion (c_s) of the sill mat as a function of the mine depth z for different Young's modulus and sill mat's thickness (a) $e_s = 6$ m; (b) $e_s = 6$ m; (c) $e_s = 8$ m (Case 4 in Table 3.1)	92
Figure 4.1: (a) An arched sill mat in a vertical stope located at a mine depth $z = 300$ m; (b) a numerical model of RS2.....	105
Figure 4.2: Steps of excavation and backfilling followed for the numerical simulations with RS2 (stope located at the depth $z = 300$ m with $e = 3$ m, $W = 10$ m and $H' = 2.5$ m)	106
Figure 4.3: Numerical models of RS2 for a rectangular and an arched sill mat, respectively.	107
Figure 4.4: Yield state of rectangular and arched sill mats of Case 1b, Table 1 when the cohesion c_s of the sill mat reduces from 0.3 (left) to 0.19 MPa (right), respectively.	109
Figure 4.5: Yield state of a rectangular (a) and an arched (b) sill mat with $W = 14$ m, $e = 3$ m, $H' = 2.5$ m, and $z = 300$ m (Case 3b, Table 4.1) for a sill mat cohesion of $c_s = 0.4$ MPa.	110
Figure 4.6 : Variation of total displacement at the base center of the rectangular and arched sill mats as function of sill mat cohesion c_s for vertical stopes located at a depth $z = 300$ m with $W = 10$ m, $e = 3$ m, $H' = 1.7$ m (Case 1a, Table 4.1)	111
Figure 4.7: Variation of total displacement at the base center of the rectangular and arched sill mats as function of sill mat cohesion c_s for vertical stopes located at a depth $z = 300$ m with $W = 14$ m, $e = 3$ m, $H' = 1.7$ m (Case 3a, Table 4.1).....	112
Figure 4.8: Variation of the minimum required cohesion (c_i) for rectangular and arched sill mat as function of the minor radius (b) (Cases 1a and 3a, Table 4.1).....	113
Figure 4.9: Variation of the total displacement at the base center of rectangular (Rs) and $b = 1$ m arched (As) sill mats as function of sill mat cohesion for different underlying excavation thicknesses H' with: (a) $W = 10$ m (Cases 1a, 1b and 1c, Table 4.1); (b) $W = 12$ m (Cases 2a, 2b and 2c, Table 4.1); (c) $W = 14$ m (Cases 3a, 3b and 3c, Table 4.1); (d) $W = 16$ m (Cases 4a, 4b and 4c, Table 4.1)	114

- Figure 4.10: Variation of the minimum required cohesion (c_i) of rectangular (Rs) and $b = 1$ m arched (As) sill mats as function of sill mat span W for different underlying excavation layer thicknesses H' obtained based on the results shown in Fig. 4.9. 115
- Figure 4.11 : Variation of the vertical displacement at the base center of rectangular and arched sill mats of $W = 12$ m located at the depth $z = 300$ m with: (a) $H_b = 2.5$ m, (b) $H_b = 5$ m, (c) $H_b = 7.5$ m, (d) $H_b = 10$ m, 116
- Figure 4.12: Variation of the minimum required cohesion c_i as function of the height of the overlying uncemented backfill for rectangular and arched sill mats located at the depth $z = 300$ m with $e = 3$ m and $H' = 2.5$ m (Cases 2b, Table 4.1). 117

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

α	Inclinaison du plan de glissement dans le modèle de Mitchell et al. (1982).
a	Demi-portée des semelles en arche (m)
As	Pilier semelle en forme d'arche
β	Angle d'inclinaison du chantier (°)
B	Profondeur du chantier remblayé ou du pilier exposé latéralement (m)
B'	Largeur équivalente du chantier (m)
c	Cohésion d'un remblai (kPa)
c_i	Cohésion minimale requise de la semelle (kPa)
c_b	Cohésion à l'interface remblai- roche de Li et Aubertin (2012), (kPa)
c_s	Cohésion de la semelle (kPa)
C_0	Résistance en compression uniaxiale (kPa)
CAF	Remblai hydraulique avec ajout de granulats
CSWF	Remblai rocheux avec ajout de sable
d	Épaisseur (m) de la semelle en remblai cimenté (m)
D	Paramètre pour le critère de rupture de Hoek et Brown (1980)
ΔW_{stope}	Convergence des épontes rocheuses (m)
$\Delta W_{allowable}$	Convergence admissible des épontes rocheuses (m)
e	Épaisseur de la semelle (m)
e_s	Épaisseur du pilier-semelle (m)
E_b	Module de Young du remblai non cimenté (GPa)
E_m	Module de Young du coussin de roches (GPa)
E_r	Module de Young du massif rocheux (GPa)
E_s	Module de Young du remblai cimenté (GPa)

f_c	Contrainte de compression latérale maximale sur la poutre (kPa)
F	Force de compression appliquée à la surface des éprouvettes en remblai (kN)
FLAC	Fast Lagrangian Analysis of Continua
FS	Facteur de sécurité
Φ_b	Angle de frottement interne du remblai non cimenté (°)
ϕ_m	Angle de frottement interne du coussin de roches (°)
ϕ_r	Angle de frottement interne de la roche (°)
ϕ_s	Angle de frottement interne de la semelle (°)
g	Accélération de la pesanteur (m/s ²)
GSI	Indice de résistance géologique du massif rocheux (Geological Strength Index)
γ	Poids volumique du sol ou d'un remblai (kN/m ³)
γ_b	Poids volumique du remblai non cimenté (kN/m ³)
γ_r	Poids volumique de la roche (kN/m ³)
γ_s	Poids volumique de la semelle (kN/m ³)
H^*	Hauteur équivalente du bloc de remblai (m)
H'	Épaisseur des couches excavées à la base de la semelle (m)
HAR	Chantier à haut ratio entre la hauteur et la profondeur (High Aspect Ratio)
H_b	Hauteur totale du remblai non cimenté dans un chantier (m)
H_t	Hauteur totale des chantiers (m)
I_1	Premier invariant de contraintes
J_2	Deuxième invariant des déviateurs de contraintes
K	Coefficient de pression des terres
K_r	Coefficient de pression des terres dans la roche (cas du bouclier canadien)
L	Largeur d'un chantier (m)

LAR	Chantier à bas ratio entre la hauteur et la profondeur (Low Aspect Ratio)
LFUL	Méthode de minage avec remblai développée dans la mine Lucky Friday
m_i	Paramètre pour le critère de rupture de Hoek et Brown (1980)
MSDP _u	Critère de rupture (Li et Aubertin 2009b)
ν	coefficient de poisson d'un remblai ou d'une roche
n	Rapport de profondeur de la charge latérale
N_c	Paramètre de calcul de la capacité portante
N_γ	Paramètre de calcul de la capacité portante
N_q	Paramètre de calcul de la capacité portante
PAF	Remblai mixte contenant des du remblai en pâte et des agrégats de roches
q	Surcharge appliquée sur un remblai (kPa)
Q_f	Capacité portante du remblai
μ_b	Coefficient de Poisson du remblai non cimenté
μ_m	Coefficient de Poisson du coussin de roches
μ_s	Coefficient de Poisson du pilier-semelle
μ_r	Coefficient de Poisson de la roche
r_b	facteur de réduction de la cohésion (Li et Aubertin 2012)
RPF	Remblai mixte compté de remblai en pate et d'agrégats de roches
USBM	Centre de recherche et développement américain sur les mines
σ_1	Contrainte principale majeure (kPa)
σ'_1	Contrainte principale maximale effective (kPa)
σ_2	Contrainte principale intermédiaire (kPa)
σ_3	Contrainte principale mineure (kPa)
σ'_3	Contrainte principale mineure effective (kPa)

σ_c	Contrainte de confinement des épontes rocheuses ou résistance en compression (kPa)
σ_{ci}	Résistance en compression uniaxiale de la roche intacte (kPa)
σ_h	Contrainte horizontale (kPa)
σ_n	Contrainte normale (kPa)
σ_t	Résistance en traction (kPa)
σ_v	Contrainte verticale (kPa)
σ_{xx}	Contrainte horizontale selon l'axe x (kPa)
σ_{yy}	Contrainte verticale selon l'axe y (kPa)
Rs	Pilier semelle de forme rectangulaire
RMR	Indice géologique (Rock Mass Rating)
RPF	Remblai mixte obtenu à partir du remblai en pâte cimenté et du remblai rocheux
S	Surface d'une circulaire une éprouvette en remblai (m ²)
δ	Déflexion de la poutre (m)
τ	Résistance au cisaillement (kPa)
θ	Angle de Lode (°)
t	Épaisseur du pilier de roche horizontal (m)
T_0	Résistance en traction simple (MPa)
UCS	Résistance en compression uniaxiale (MPa)
VAR	Variable
VCR	Variante de la méthode de minage sous-niveaux abattus (Vertical Crater Retreat)
w	Poids du remblai ou de la semelle (kN)
W	Largeur d'un chantier ou de la semelle (m)
z	Profondeur du chantier (m)
z_0	Hauteur initiale du bras de levier (m)

LISTE DES ANNEXES

Annexe A Validation du logiciel RS2 (version 9.0)	154
Annexe B Essai de compression uniaxial	172
Annexe C Resultats complementaires à l'article 1	196
Annexe D Travaux de Grabinsky et Jafari (2015)	221
Annexe E Resultats complementaires à l'article 2	223

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

Mise en contexte et problématique

L'exploitation minière constitue une source de revenu importante dans de nombreux pays à travers le monde comme le Canada, l'Australie, le Chili, etc. La demande en matière première augmente substantiellement avec le développement de la technologie, la croissance démographique et économique dans les pays en voie de développement. Avec l'épuisement des ressources minérales en surface et à faibles profondeurs, de plus en plus de mines s'opèrent vers la profondeur pour accéder à des gisements qui se trouvent dans des conditions géomécaniques difficiles où le risque d'instabilité peut devenir un défi majeur auquel sont confrontés les ingénieurs en mécanique des roches.

De l'autre côté, le renforcement des lois environnementales, l'exigence d'application des principes de développement durable et la sensibilisation des peuples à la protection de leur environnement poussent les entreprises minières à trouver de nouvelles utilités des rejets miniers afin de réduire la quantité entreposée en surface. L'utilisation des remblais constitués de résidus miniers, de liant, de l'eau et de certains ajouts tels que les superplastifiants pour combler les vides laissés par l'exploitation permet de réduire la quantité de rejets miniers entreposée en surface. C'est une solution qui correspond aux principes de développement durable dans l'industrie minière. De plus, l'utilisation des remblais cimentés permet d'éviter de laisser des piliers en minerai et d'augmenter le taux de récupérations des gisements. La réduction de dilution de minerai, l'amélioration de la stabilité du terrain, le contrôle des subsidences en surface causés par les activités minières, l'amélioration de l'efficacité énergétique de ventilation sont d'autres avantages qui poussent de plus en plus de mines à considérer l'application des remblais comme le choix incontournable parmi les différentes méthodes de minages en souterrain.

Lorsque le gisement est de mauvaise qualité géomécanique ou lorsque le potentiel de coup de terrain est très élevé, la méthode de minage coupe-remblai descendant est utilisée. Les remblais cimentés sont utilisés pour construire un toit plus sécuritaire aux travailleurs. Dans certains cas, on a aussi besoin de construire une structure en remblai cimenté pour récupérer des piliers de minerai horizontaux. Une tâche commune et critique entre ces cas différents est d'analyser la stabilité du

remblai cimenté exposé à la base, en forme d'une semelle en remblai cimenté. L'utilisation du ciment excessive et non nécessaire nuit à la rentabilité du projet minier et la conception du remblai peut devenir inacceptable pour l'entreprise minière. L'utilisation du ciment insuffisant peut entraîner des conséquences plus graves et indésirables. Une conception optimale du remblai cimenté est nécessaire. Cela requiert à son tour une bonne compréhension du comportement des semelles en interaction avec le remblai sus-jacent et les épontes rocheuses dans les chantiers.

Mitchell (1991) est le premier chercheur qui a étudié la stabilité d'une semelle en remblai cimenté à l'aide d'une instrumentation en centrifuge et d'une analyse en équilibre limite. Il a développé des équations en considérant la rupture d'une semelle en remblai cimenté par glissement, flexion, rotation ou effondrement. Sa solution est peu utilisée directement dans la conception des semelles en remblai cimenté en raison de plusieurs hypothèses trop simplificatrices. Par exemple, dans le modèle de Mitchell (1991), les épontes rocheuses ont été considérées comme rigides et immobiles. La contrainte verticale exercée sur la semelle a été déduite en appliquant une solution analytique d'effet d'arche en considérant une épaisseur du remblai très grande. En plus, la résistance de cisaillement entre la semelle et les épontes reste inconnue en raison de la non-détermination de la contrainte normale entre la semelle et les épontes rocheuses. Le modèle de Mitchell (1991) a été révisé par quelques chercheurs, dont Stone (1993), Caceres (2005), Pakalnis et al. (2005), Oulbacha (2014) et Caceres et al. (2017) mais avec toujours pratiquement les mêmes hypothèses.

Dans la pratique sur le terrain, des convergences des parois rocheuses peuvent être attendues lors de l'excavation du chantier au-dessous de la semelle en remblai cimenté. Ces convergences peuvent dépendre de plusieurs facteurs tels que la profondeur de la mine, le régime des contraintes naturelles, les propriétés des roches et des remblais ainsi que les géométries des chantiers et de la semelle en remblai cimenté. Il est donc difficile d'obtenir une solution analytique qui permet d'évaluer les contraintes appliquées sur la semelle et dans le remblai au-dessus de la semelle. Malgré cela, Sobhi et Li (2017) ont montré que les contraintes dans le remblai et dans la semelle en remblai cimenté sont largement supérieures aux contraintes estimées selon les solutions analytiques d'effet d'arche et la solution selon le poids des terres. Plus tard, Hughes (2014) et Pagé et al. (2019) ont montré que l'écrasement peut être le mode de rupture qui contrôle la stabilité des semelles en remblai cimenté en raison des compressions horizontales dues à la convergence des épontes rocheuses associées à l'excavation du chantier en dessous de la semelle.

Comme le mode de rupture causant l'instabilité des semelles en remblai cimenté est l'écrasement en compression, il est normal d'observer une augmentation de la résistance nécessaire en fonction de la profondeur de la mine. La diminution de la résistance nécessaire de la semelle en remblai cimenté en fonction de l'augmentation de la portée des chantiers (ou des semelles) a été aussi expliquée raisonnablement dans les travaux de Pagé et al. (2019), bien que cela reste contre intuitif.

Dans les modélisations numériques de Pagé et al. (2019), le chantier en dessous de la semelle en remblai cimenté a été excavé en une seule couche de 10 m. L'effet de la séquence d'excavation du chantier inférieur sur le mode de rupture de la semelle en remblai cimenté n'est pas pris en compte. Lorsque le chantier au-dessous de la semelle est excavé de haut vers le bas en plusieurs couches, la convergence des épontes rocheuses pourrait être limitée, les quatre modes de rupture de Mitchell (1991) ne peuvent pas complètement être exclus. Dans ce cas, il est attendu que la résistance nécessaire de la semelle en remblai cimenté augmente avec l'augmentation de la portée de la semelle. Pour vérifier ces hypothèses, plus de travaux sont nécessaires.

Comme la majorité des géomatériaux, les remblais cimentés ont une résistance à la traction beaucoup plus faible que la résistance en compression. C'est pourquoi des armatures en acier, des grillages métalliques ou des boulons sont utilisés régulièrement dans les semelles en remblai cimenté pour éviter des effondrements lors de leur exposition à la base. Le temps de construction et les coûts associés sont élevés. Il sera intéressant de voir la possibilité d'éviter des contraintes en traction dans les semelles et ainsi d'éviter de l'application des armatures dans les semelles en remblai cimenté.

Objectifs du mémoire

L'objectif général de ce mémoire est d'analyser la stabilité des semelles en remblai cimenté afin de fournir des solutions qui permettent des conceptions plus économiques et plus fiables. Plus particulièrement, le mémoire contient les deux objectifs spécifiques (OS) suivants :

- OS 1 Identifier les modes de rupture des semelles en remblai cimenté en considérant la séquence d'excavation du chantier sous la semelle.
- OS 2 Chercher une géométrie optimale pour permettre de minimiser la génération des contraintes en traction dans les semelles en remblai cimenté de grandes portées.

Méthodologie

Pour atteindre les deux OS, des modélisations numériques ont été effectuées. La modélisation numérique est une méthode d'analyse très utilisée en ingénierie pour traiter des problèmes complexes. Ici, le logiciel RS2 (Version 9.0) de la suite Rocscience a été utilisé pour sa simplicité et sa disponibilité. RS2 est un logiciel bidimensionnel basé sur la méthode des éléments finis. La validité de son modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb a été testée à l'aide d'une solution analytique développée par Salençon (1969) pour évaluer les contraintes et le déplacement autour d'une ouverture cylindrique. Plus de détails ont été présentés dans l'Annexe A.

La réalisation de l'OS 1 a débuté par la construction d'un modèle numérique RS2 représentant un massif rocheux dans le Bouclier canadien où la contrainte naturelle verticale est due au poids des terres et les contraintes naturelles horizontales sont égales à deux fois la contrainte naturelle verticale. Après l'excavation du chantier supérieur, une semelle en remblai cimenté est construite, suivie du placement d'un remblai non cimenté au-dessus de la semelle en remblai cimenté. Lorsque le système du modèle numérique atteint un équilibre, le chantier sous-jacent est excavé. Les contraintes, les déplacements ainsi que les états de plasticité de la semelle en remblai cimenté sont analysés en fonction de la variation des différents paramètres tels que la séquence d'excavation du chantier sous-jacent, l'inclinaison des chantiers, la rigidité du remblai, l'épaisseur des semelles, la profondeur et la largeur du chantier. Une première emphase est mise sur les modes de rupture en fonction de la séquence d'excavation du chantier sous-jacent. Dans un deuxième temps, la résistance minimale requise des semelles en remblai cimenté sera présentée et analysée.

Le deuxième OS a été réalisé en considérant des chantiers de grandes portées. La géométrie de la semelle en remblai cimenté est ajustée afin de trouver une forme structurale plus stable à l'aide des modélisations numériques. On attend à ce que la nouvelle géométrie permette d'augmenter la stabilité des semelles de grande portée ; ce qui permet de réduire la consommation du ciment et d'améliorer la rentabilité du projet minier.

Contributions

La réalisation du projet de la maîtrise a mené à la soumission de deux articles de revue:

- Article 1: Numerical analysis of the failure mechanisms of sill mats made of cemented backfill

- Article 2: Numerical analysis of the stability of arched sill mats made of cemented backfill

Contenu de mémoire

Le mémoire a été structuré en six chapitres. Le chapitre 1 (présent) présente la problématique, les objectifs, et la méthodologie des travaux de recherche.

Le chapitre 2 est consacré à la revue de littérature, principalement sur les remblais, les méthodes de minage avec remblai, les calculs de contraintes dans les chantiers remblayés et les différentes études sur la stabilité des semelles et des piliers horizontaux en remblai cimenté.

Le chapitre 3 présente les travaux sous forme d'un article de revue soumis qui portent sur l'analyse de la stabilité des semelles en remblai cimenté.

Dans le chapitre 4 qui est également sous forme d'un article de revue soumis, on présente les résultats d'une série de simulations numériques réalisée pour vérifier l'efficacité d'une nouvelle géométrie de semelles en remblai cimenté pour améliorer la stabilité des chantiers de grandes portées.

Le chapitre 5 consiste en une discussion générale sur les travaux réalisés.

Le chapitre 6 présente les conclusions générales et des recommandations.

La validation du logiciel RS2 et le choix des critères d'instabilité des structures sont présentés dans les annexes A et B.

CHAPITRE 2 REVUE BIBLIOGRAPHIQUE

L'exploitation minière contribue énormément à l'économie des pays producteurs de matières premières. L'industrie minière fait face à plusieurs défis tels que l'épuisement des ressources minérales en surfaces et à de faibles profondeurs, l'augmentation substantielle de la quantité de rejets miniers à gérer d'une façon économique et responsable pour assurer un développement durable, l'exploitation des gisements dans des conditions géomécaniques de plus en plus difficiles. Le remblayage des chantiers (vides créés après l'extraction des minerais) miniers présente plusieurs avantages économiques, environnementaux et sociaux. L'utilisation des rejets miniers comme matériau de remblayage des chantiers souterrains permet de réduire la quantité des rejets miniers déposés en surface, menant à une réduction des empreintes et impacts environnementaux (Grice 1998; Benzaazoua et al. 2003a; Yilmaz 2011). L'utilisation des remblais cimentés permet également de récupérer des piliers en minerais et de réduire la dilution du minerai (Grice 1998). L'amélioration de l'efficacité énergétique de ventilation et la condition de stabilité du terrain sont d'autres avantages associés à l'utilisation des remblais miniers dans les chantiers souterrains (Matthews 1989).

Dans ce chapitre, une revue bibliographique est présentée d'abord sur les méthodes de minage en souterrain avec remblai pour comprendre le rôle et l'utilisation optionnelle ou obligatoire des remblais ainsi que les principaux défis à relever. Ensuite, on présente les remblais miniers utilisés couramment dans les mines souterraines. La conception des structures en remblai est révisée. L'emphasis est apportée sur la conception des remblais exposés à la base, plus particulièrement sur les semelles en remblai cimenté exposées à la base.

2.1 Méthodes de minage en souterrain avec remblai

Dans les mines souterraines, il y a trois catégories de méthodes de minage : méthodes de « Chambres ouvertes », méthodes de « Chambres soutenues » et méthodes de « Chambres foudroyées » (Hartman 1992). À mentionner que la classification des méthodes de minage en souterrain donnée par Brady et Brown (2004) est légèrement différente de celle traditionnelle de la Société pour les mines, la métallurgie et l'exploration (SME; Hartman 1992). Une nouvelle classification des méthodes de minage a été donnée en 2011 par SME (Darling 2011).

Le système de classification de Brady et Brown (2004) se base sur deux principaux paramètres. Le premier correspond au degré de déplacement et de déformation dans la roche et dans les alentours des excavations souterraines réalisées. Le second paramètre pris en compte est l'énergie stockées dans la roche à la suite de la déformation causée par l'excavation. Dans ce système, les trois précédentes catégories de méthodes de minages sont considérées totalement distinctes.

La méthode de « Chambre ouvertes » est utilisée dans des roches de bonnes ou de très bonnes compétences mécaniques (Darling 2011). Les chantiers sont capables de rester stables et sécuritaires sans avoir besoin d'un soutènement lourd (Darling 2011). Par exemple, des boulons d'acier peuvent être occasionnellement utilisés pour soutenir des blocs de roche instables. A la fin de l'exploitation du gisement, le vide créé par l'extraction du minerai est laissé tel quel. Les méthodes de chambre et piliers ou de chantiers et piliers sont les méthodes les plus connues dans la catégorie des « chambres ouvertes ». Ces méthodes de minage sont souvent très productives et faciles à mécaniser. Elles présentent tout de même des inconvénients tels que la perte de minerai dans les piliers.

La méthode de « Chambres soutenues » désigne l'ensemble des méthodes réalisées dans des roches peu compétentes ou ayant de très mauvaises compétences géomécaniques et donc la stabilité locale des épontes ou régionale requiert un soutènement artificiel lourd (Darling 2011). Dans cette catégorie, le remblai est le principal matériau de soutènement utilisé. Dans les anciens temps, le soutènement était principalement assuré par du bois. Le problème avec ce matériau est son anisotropie et sa perte de résistance au fur du temps. Le principal inconvénient lié aux « Chambres soutenues » est le coût lié aux matériaux de support.

La méthode « Chambres foudroyées » est la méthode qui provoque le plus de déplacement en surface. Les minerais exploités par cette méthode doivent avoir un important volume, un pendage élevé (grande extension verticale) et une aptitude à se fragmenter sous l'effet de leur propre poids (Hamrin 1998; Brady et Brown 2004; Darling 2011). L'exploitation par longue taille ou par sous-niveaux foudroyés font partie de cette catégorie de méthodes de minage. Elles permettent une importante récupération de minerai avec un faible coût (Darling 2011). L'un des problèmes majeurs rencontrés avec cette méthode de minage est la subsidence créée en surface.

Le tableau 2.1 montre l'application de certaines méthodes de minage en fonction de la morphologie et du pendage des gisements. Par ailleurs, plusieurs autres paramètres tels que la profondeur du

gisement, les qualités géomécaniques du minerai et des roches, ou le risque de dilution peuvent être considérés pour le choix d'une méthode de minage (Brady et Brown 2004; Darling 2011).

Tableau 2.1 : Conditions d'application de certaines méthodes de minage selon la géométrie de la minéralisation et le type de support (tiré de Darling 2011)

Deposit Shape, Attitude (dip)	Degree of Support		
	Unsupported (open stopes)	Supported	Caved
Tabular			
Flat (mobile bulk handling)	Room-and-pillar; stope-and-pillar	Some degree of artificial support for room-and-pillar and stope-and-pillar	Longwall (shortwall); pillaring (especially room-and-pillar)
Inclined (mixed bulk handling)	Above with scrapers	Above with scrapers	Longwall (difficult)
	Large tunnel section (on-strike)	Large tunnel section with artificial support	
Steep (gravity bulk handling)	Coal hydraulicking	Shrinkage stoping; cut-and-fill stoping	Sublevel caving
	Sublevel stoping	Timbered stoping (square sets, stulls, gravity)	Top slicing (control dilution-and-recovery)
	Vertical crater retreat	Fill as needed	
	Shrinkage stoping	Gravity fill as needed	
Massive	Immediately above mine in vertical slices. Fill—gravity placement. To remove pillars, can mine and then fill horizontal lifts.		Immediately above in horizontal lifts block caving (bulk mining)

Selon la classification traditionnelle de SME (Hartman 1992), les méthodes de minage « Chambres soutenues » sont strictement utilisées pour les méthodes de minage « coupe et remblai ». Dans ce sens, les différentes méthodes de minage en « Chambres ouvertes » impliquant l'utilisation des remblais restent dans la catégorie des méthodes de minage « Chambres ouvertes » (Hartman 1992).

Cependant, la tendance actuelle est d'appeler toutes les méthodes de minage en souterrain comme « chambres remblayées » tant que le remblai est planifié et utilisé comme une partie intégrale de la méthode de minage (Wang et al. 1978; Darling 2011). Ainsi, lorsque l'utilisation du remblai minier est planifiée à l'avance et fait partie intégrale des opérations minières en souterrain, certaines méthodes de minage appartenant initialement à la catégorie des méthodes de minage « chambres ouvertes » deviennent des méthodes de minage par « chambres soutenues ».

Dans les différentes méthodes de minage avec remblai, le remblai peut servir de plateforme de travail (méthodes de minage « coupe et remblai ascendant », « Avoca », « coupe et remblai avec piliers poteaux »), de piliers de soutien verticaux ou latéraux (galeries primaires dans la méthode

de minage « galerie et remblai », chantiers primaires dans les méthodes de minages « chambre magasin », « sous-niveaux abattus », « VCR »), ou d'espace de travail (méthodes de minage « coupe et remblai descendant », « galerie et remblai descendant »; récupération des piliers horizontaux). Lorsqu'un remblai est utilisé principalement comme une plateforme de travail pour le personnel ou l'équipement, la cimentation du remblai n'est pas obligatoire. L'ajout du ciment est justifié seulement pour réduire la dilution de minerai ou pour augmenter la capacité portante du remblai. Lorsque le remblai est utilisé comme des piliers verticaux ou latéraux, la cimentation du remblai est obligatoire pour rester autoportant à la suite de leur exposition latérale. Dans le cas où l'utilisation du remblai est pour fournir un espace de travail, la cimentation suffisante du remblai est obligatoire pour qu'il reste stable, suite à son exposition à la base. Dans ce dernier cas, chaque couche de remblai cimenté peut être considérée comme une semelle ou dalle en remblai cimenté.

2.1.1 Méthode minage par coupe et remblai

La méthode de minage par coupe et remblai (en anglais « cut and fill ») consiste à exploiter un gisement souvent mince en couche, en alternance continue d'excavation et de remblayage jusqu'à la fin de l'exploitation du minerai d'un chantier complet défini par deux niveaux principaux (Hartman 1992; Darling 2011).

L'exploitation par coupe et remblai est utilisée pour des gisements étroits à fort pendage (exemple : veines, filons, lentilles) et lorsque la stabilité des épontes ne peut pas être atteinte avec les méthodes d'exploitation par chambres ouvertes (Brady et Brown. 1985, 2004). Le développement de la méthode de minage par coupe et remblai permet ainsi d'améliorer la stabilité des chantiers, la sécurité des travailleurs et le taux de récupération de minerai (Hassani et Archibald 1998; Darling 2011). Cela permet également de réduire la fréquence ainsi que l'impact des coups de terrains (Quesnel et al. 1989; Whyatt et al. 1989; Jordan et al. 2003; Pakalnis et al. 2005; Brackebusch 1992; Brady et al. 2006; Hughes 2006; William et al. 2007; Ouchi et al. 2008) dans les chantiers dont les roches ont une mauvaise qualité géomécanique (Hoek et Brown. 1997; Pakalnis 2002; Brady et al. 2005, 2006; Pakalnis et al. 2007) ou lorsque les états de contrainte sont très élevés (Pakalnis et al. 2005, Pakalnis 2015).

La figure 2.1 montre deux chantiers excavés par la méthode de coupe et remblai. Selon le sens de progression des travaux, l'exploitation par coupe et remblai peut être ascendante (« Overhand Cut

and fill ») ou descendante (« Underhand Cut and Fill »). Lors que l'exploitation est entièrement mécanisée, elle est appelée Mechanized Cut and Fill (Pakalnis 1986). Pour ces différentes catégories de coupe et remblai, l'abattage du minerai se fait à la base ou à la poitrine. L'épaisseur des tranches horizontales excavées varie généralement entre 1.8 et 4.6 m (Brackebusch 1992; Paroni 1992; Tesarik et al. 2003; Williams et al. 2007).

Le cycle d'abattage par coupe et remblai se compose essentiellement des phases suivantes (Brackebusch 1992; Brady et Brown 2006) : 1- Forage et chargement des explosifs; 2- Abattage; 3- Récupération (extraction) du minerai; 4- Installation des supports de terrain; 5- Nettoyage (extraction des blocs instables du toit ou des murs); 6- Préparation des chantiers au remblayage et installation du réseau de distribution du remblai; 7- Remblayage.

Selon la géométrie du gisement et les conditions géomécaniques des roches et du gisement, plusieurs variantes de la méthode de minage « coupe et remblai » ont été développées au fil des ans. Dans ce qui suit, on présente les méthodes de coupe et remblai (ascendant et descendant) et quelques autres méthodes de minages avec remblai telles que la méthode VCR (longs trous et charge concentrée), ou la méthode Avoca.

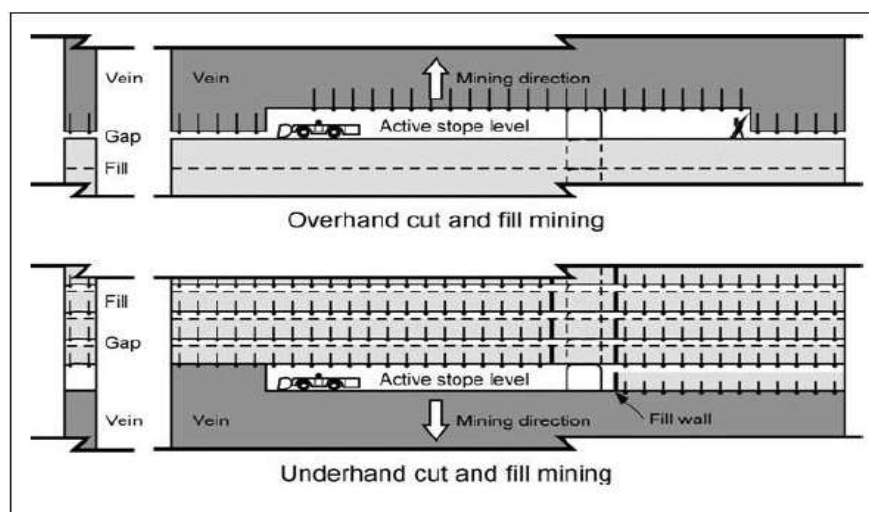


Figure 2.1: Méthodes d'exploitation par coupe et remblai (tiré de Williams et al. 2007)

2.1.1.1 Coupe et remblai ascendant

La méthode d'exploitation par coupe et remblai ascendant (voir figure 2.2) est utilisée dans des gisements à forte teneur de minerai dont les épontes ont de mauvaises conditions géomécaniques (exemple : RMR < 45%). La hauteur des niveaux peut atteindre 4 m et permettre une mécanisation des travaux (Masniyom 2009). Les travaux de forage et de purgeage deviennent dans ce cas plus faciles et sécuritaires (Dominy 1997). Avec une progression des travaux du bas vers le haut, le remblai sert de plancher de travail pour le personnel et de piste de roulage pour les engins. Lorsque le plancher de travail est constitué par du remblai non cimenté (à l'exception du remblai en pâte qui en tout temps est cimenté) suffisamment résistant et stable, l'utilisation de liant (ciment) reste optionnelle. Dans le cas contraire, l'utilisation de liant devient obligatoire.

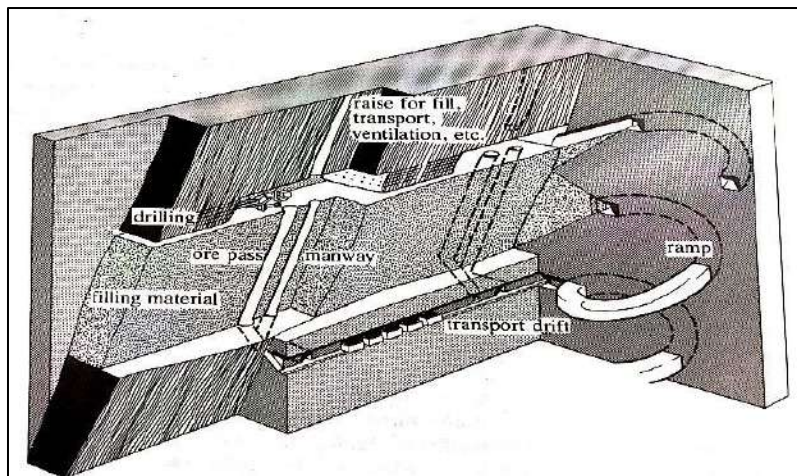


Figure 2.2 : Illustration d'une exploitation par coupe et remblai ascendant (tiré de Brady et Brown 1993)

La capacité portante (Q_f) du plancher de travail peut être déterminée par l'équation de Terzaghi (Hassani et Archibald 1998):

$$Q_f = 0.4\gamma B N_\gamma + 1.2c N_c + \gamma D N_q \quad (2.1)$$

avec :

- γ : poids volumique du remblai (kN/m³);
- c : cohésion du remblai (kPa);
- D : déformation ou enfoncement admissible (m);

- N_γ , N_c , N_q : facteurs de portances (sans dimensions) reliés uniquement à l'angle de friction interne (ϕ) du matériau (remblai);
- B : largeur (carrée) des pneus de l'engin supposé rouler sur le remblai (m);

ou à partir de l'expression modifiée par Craig (1995) qui ne considère aucun enfoncement admissible ($D = 0$):

$$Q_f = 0.4\gamma B N_\gamma + 1.2c N_c \quad (2.2)$$

Les facteurs de portance peuvent être calculés comme suit :

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot \exp(\pi \cdot \tan \phi) \quad (2.3)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (2.4)$$

Le facteur N_γ peut être obtenu par l'équation suivante selon Hansen (1968) :

$$N_\gamma = 1.80(N_q - 1) \cdot \tan \phi \quad (2.5)$$

ou par l'équation suivante selon Meyerhof (1956) :

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan(1.4\phi) \quad (2.6)$$

Les différents paramètres sont les mêmes que ceux définis pour l'équation (2.1).

A souligner que les matériaux sont considérés secs. En présence d'eau, les caractéristiques (propriétés) utilisées sont les paramètres effectifs.

La largeur des pneus des engins (B) se calcule comme suit :

$$B = \sqrt{\frac{L_T}{P_T}} \quad (2.7)$$

Avec : L_T (kN) force appliquée par un pneu (pneu avant dans le cas d'une chargeuse) sur le plancher; P_T (kPa) pression d'air à l'intérieur des pneus.

Dans l'application des équations (2.1) ou (2.2), il est recommandé de prendre la plus petite valeur de N_γ obtenue des équations (2.5) et (2.6). Ce, dans le but d'être plus sécuritaire lors du calcul de la capacité portante du plancher de travail.

2.1.1.2 Coupe et remblai descendant

Cette méthode de minage est utilisée lorsqu'en plus de la mauvaise qualité géomécanique des roches et du minerai, le toit du chantier présente de grands risques de rupture ou que les pressions liées à la profondeur sont très élevées. Les chantiers exploités par cette méthode de minage sont caractérisés par des hauteurs rarement supérieures à 5 m et généralement comprises entre 3 et 4 m (Waterland 1998; Hornsby and Staff. 1998; Tesarik et al. 2003; Jordan et al. 2003; Hughes et al. 2006; Hughes 2014). La largeur des chantiers peut atteindre 7.3 m et plus (Stone 1993; Tesarik et al. 2003, Pakalnis et al. 2005)) dans le cas d'une exploitation longitudinale. Dans le cas d'une progression transversale, les portées utilisées sont souvent faibles. La figure 2.3 présente un chantier excavé par la méthode de minage par coupe et remblai descendant. Sur cette figure, on voit une progression horizontale des travaux avec des forages horizontaux. Le plancher de travail est constitué du minerai (non excavé) tandis que le toit est constitué de tranches successives de remblai cimenté.

Les piliers de minerai horizontaux sont remplacés par des pilier-semelles en remblai, moins rigides et capables de supporter de plus grandes déformations. Pour améliorer la flexibilité et la stabilité des semelles, un renforcement à l'aide de poutres en bois (Mitchell et Roettger 1989; Mitchell 1991; Grabinsky et Jafari. 2015), de câbles ou boulons en acier et le plus souvent à l'aide de treillis soudés (Mitchell 1991; Williams et al. 2007) est utilisé. De nombreuses études expérimentales (Mitchell 1991; Stone 1993; DeSouza et Dirige 2001), numériques (O'Heam et Swan 1989; Marcinyshyn 1996; Pakalnis et al. 2005; Caceres 2005; Caceres et al. 2007; 2017; Hughes et al. 2006; Sobhi 2014; Hughes 2014; Oulbacha 2014; Grabinsky et Jafari 2015; Sobhi et Li. 2017; Pagé 2018) ou empiriques (Jordan et al. 2003; William et al. 2007; Pakalnis 2015) ont été réalisées depuis les années 1980 pour améliorer le design et la conception de ces semelles en remblai. Les principaux modes de rupture obtenus dépendent soit des propriétés de résistance interne des semelles (rupture par écrasement, par flexion, ou par effondrement), soit des propriétés de résistance aux interfaces semelle-roches (rupture par glissement et par rotation). D'une façon générale, le design de semelles stables fait appel à plusieurs paramètres tels que la charge verticale s'exerçant sur la semelle, le poids propre de la semelle, la géométrie du chantier, la géométrie de la semelle, les modes de rupture critiques, la convergence des parois et les contraintes latérales (Jordan et al. 2003; Pakalnis et al. 2005). À cela s'ajoutent les séquences d'excavation des chantiers sous-jacents qui sont malheureusement très souvent négligées dans la littérature.

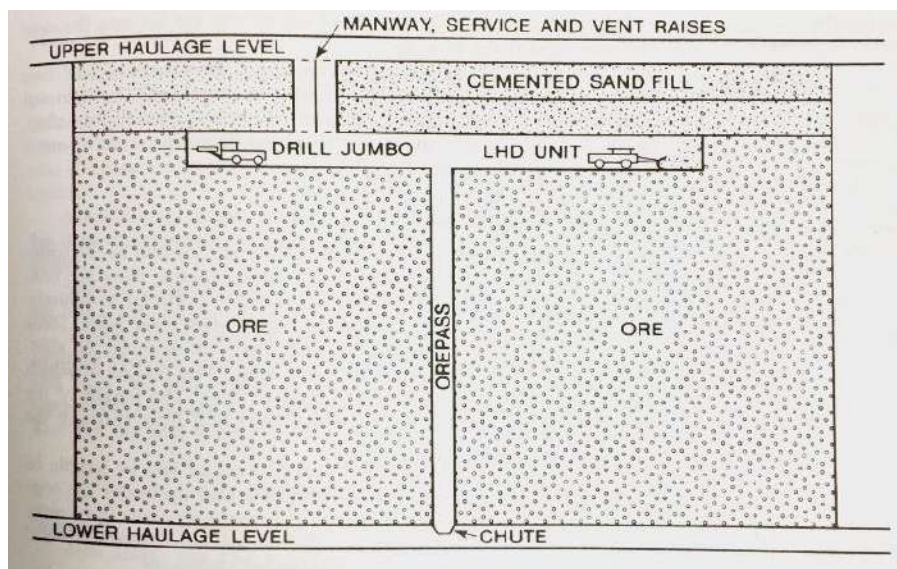


Figure 2.3: Méthode d'exploitation par coupe et remblai descendant (tiré de Paroni 1992)

Le tableau 2.2 présente de nombreux cas de mines ayant utilisé la méthode de coupe et remblai soit à cause de la profondeur élevée, soit à cause de la mauvaise qualité mécanique du minerai ($RMR \leq 25\%$).

Tableau 2.2 : Exemple d'anciennes mines ayant utilisé la méthode de coupe et remblai avec les raisons de ce choix (tiré de Pakalnis 2015)

MINE	% CEMENT	SPAN (m)	SILL THICKNESS (m)	UCS (MPa)	COMMENTS	REASON UNDER FILL
RED LAKE MINE	10	6.1	3 (~0.6 m gap)	1.5	PASTE DESIGN STRENGTHS GOVERN TIME TO MINE UNDER(14D-28D)	STRESS ~2000m DEPTH
STILLWATER - NYE	10	1.8 A 6.1	2.7	0.3 A 2.9	PASTE (FS=1.5) GO UNDER IN 7DAYS-28DAYS) (5% BINDER-0.5MPa UCS 28D) (7% BINDER-0.7MPa UCS 28D) (10% BINDER-1MPa UCS 28D) (12% BINDER-1.2MPa UCS 28D)	STRESS ~ 800m
Galena - Coeur de Alene	10	3	3 (Includes 0.9m air gap)	2.5	10% Cemented Hydraulic Fill (73-75% Wt Solids) (UCS after 7 days)	STRESS ~1000m DEPTH
Lucky Friday – Hecla (Gold Hunter)	8	2.4-4.6	3 (includes 0.6m air gap)	4.8	GO UNDER IN 3 DAYS (2.4MPa UCS) 8% Paste (COARSE TAILS) (no free water)	STRESS ~2000m DEPTH
Lanfranchi Nickel Mines (Helmuth South)	4-8	6-12* *inters	5	1.2-2	SPAN 6m UNDER PASTE SPAN 12m INTERSECTIONS CABLED(6m) TO GO UNDER PASTE 14D	STRESS ~850m DEPTH
ANGLOGOLD (1999 VISIT) MURRAY MINE (QUEENSTAKE-2004)	6.5 8% 8%	7.6 9.1 21	4.6 4.6 4.6	5.5 6.9 6.9	CRF CRF DESIGN MINED REMOTE - NO CAVE 2" MINUS AGG GO UNDER A MIN OF 14D, WALL CRF 5-6% BINDER JAM TIGHT TO BACK/STEEP	WEAK RMR ~25%+
ESKAY	7	3	3	4 - 12	CRF (4MPa Design) UCS is 11MPa(28Day)	WEAK RMR ~25%+
TURQUOISE RIDGE	9 9 9	13.7 3.7 7.3	4 3 3	8.3 8.3 8.3	CRF TEST PANEL CRF DRIFT & FILL CRF PANEL	WEAK RMR ~25%+
MIDAS	7	2.7	3	3.4	CRF	WEAK RMR ~25%+
DEEP POST	6.75	4.9	4.3	4.8	CRF GO UNDER IN 28DAYS	WEAK RMR ~25%+
MIEKLE STH BARRICK	7	4.6-6.1	4.6	5.5	CRF	WEAK RMR ~25%+
Gold Fields - AU	10	5	5	4.45	CRF	WEAK RMR ~25%+
Stratoni Mine TVX	12.8	6-9	6	2	High Density Slurry (78% WT SOLIDS)	WEAK RMR ~25%+
Newcrest (Kencana Mine)	12-24	6-8	5	1.2-1.5	1.2MPa IN BACK AND 0.5MPa IN WALLS DESIGN STRENGTHS GOVERN TIME TO GO UNDER PASTE 7D-28D GO UNDER IN 28 DAYS	WEAK RMR ~25%+
Cortez Hills (Barrick)	7.8	6-11* *inters	4.6	6	SPAN IS 6m WITH 11m AT INTERSECTIONS MAXIMUM TOP SIZE 5cm (2") CEMENTED AGGREGATE FILL	WEAK RMR ~15%+
Andaychagua Mine (Volcan)	14	5-15	3.5	16+	SPAN IS 15m AGGREGATE FILL -3/4"	WEAK RMR ~15%+

2.1.2 Autres méthodes de minage avec remblai

Il existe de plusieurs autres méthodes de minage avec remblai telles que : la méthode Avoca (présentée à la figure 2.4), le coupe et remblai avec pilier de poteau (présentée à la figure 2.5), la méthode de galeries et remblai (présentée à la figure 2.6), l'abattage par longue taille (Longwall Cut and Fill mining), la méthode VCR (Vertical Crater Retreat : longs trous et charge concentrée; figure 2.8).

La méthode Avoca (longs trous longitudinaux en retrait et avec remblai) est une méthode de minage utilisée lorsque les gisements ont une morphologie régulière (Villaescusa 1996; Pagé 2018). Elle résulte de la combinaison des méthodes d'abattage par sous niveau abattu et le coupe et remblai ascendant. L'exploitation progresse du bas vers le haut avec des tranches horizontales plus importantes que celles utilisées dans la méthode de coupe et remblai ascendant. Cette méthode est également utilisée dans des gisements à compétences géomécaniques moyennes (exemple : RMR > 45%). Le remblai utilisé dans cette méthode de minage sert de plancher de travail et de support pour les épontes rocheuses. Il peut être de type hydraulique, rocheux ou en pâte (cimenté). Dans le cas des remblais hydrauliques et rocheux, l'utilisation du ciment (liant) améliore la capacité portante et diminue le risque de dilution du minerai. La réussite de cette méthode de minage nécessite le contrôle et l'optimisation de 7 paramètres clés (Villaescusa et Kuganathan 1998): le dommage lié à l'abattage, le support de l'éponte supérieure, la stabilité du remblai, la dilution, la perte de minerai, le coût du matériel et des opérations). Une description détaillée de ces paramètres est présentée dans Villaescusa et Kuganathan (1998).

La figure 2.5 montre deux exemples de chantiers exploités par la méthode Avoca. La figure 2.4a montre deux chantiers excavés parallèlement de part et d'autre d'un chantier intermédiaire jouant le rôle de pilier. On observe également le processus de forage des longs trous verticaux dans la partie supérieure du minerai. La figure 2.4b montre les processus de récupération et de remblayage utilisés dans cette méthode de minage. Le contact entre le minerai et le remblai mis en place démontre l'importance de l'utilisation d'un remblai cimenté afin de réduire la dilution du minerai.

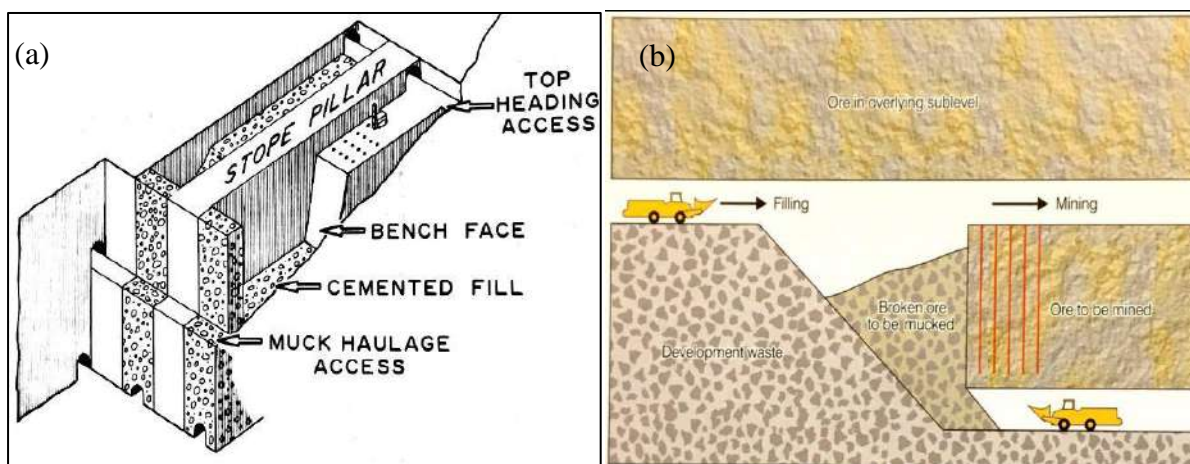


Figure 2.4: Méthode de minage Avoca (tirés de Crandall 1992 (a) et de Potvin et al. 2005(b))

La méthode de coupe et remblai avec pilier de poteau est une variante de la méthode de coupe et remblai ascendant (figure 2.5). La particularité de cette variante est l'existence de piliers de poteaux en minerai verticaux. Ces piliers assurent une meilleure stabilité des chantiers et surtout permettent l'utilisation d'un remblai non cimenté comme plancher de travail. L'inconvénient reste dans ce cas la perte de minerai dans les piliers laissés sur place.

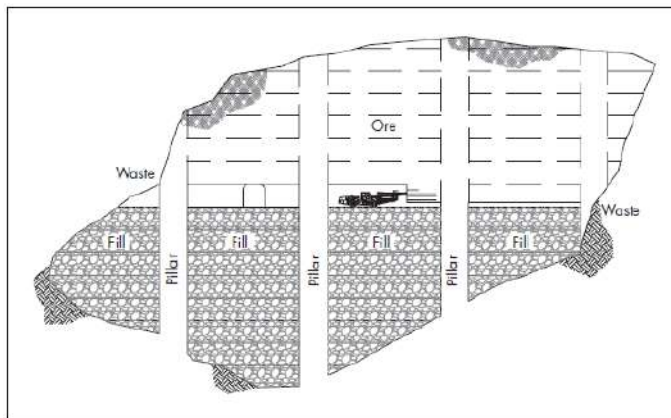


Figure 2.5: Méthode de Coupe et remblai avec pilier de poteau (tiré de Darling 2011)

Pour des gisements de faibles compétences géomécaniques et de grandes extensions horizontales, l'exploitation par galerie et remblai ascendant ou descendant est une bonne option. Les chantiers sont subdivisés en chantiers primaires et secondaires. Dans la méthode ascendante, le remblai utilisé peut-être une alternance de galeries primaires (remblayées par du remblai cimenté) et de galeries secondaires (remblayées avec du remblai non cimenté). Cependant, lorsque la variante descendante est utilisée, le remblai utilisé doit être obligatoirement cimenté. Des ancrages peuvent être utilisés pour améliorer le contact à l'interface remblai-roches ou pour réduire le risque de détachement entre les couches successives de remblai.

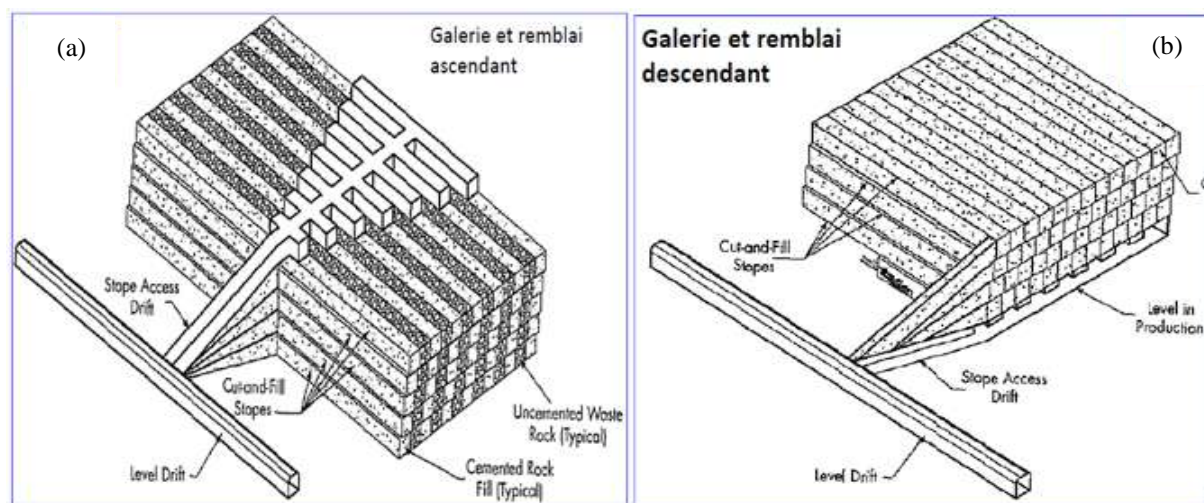


Figure 2.6: Méthode de minage par galerie et remblai (a) ascendant et (b) descendant (tiré de Darling 2011)

A la suite de nombreux coups de terrains survenus entre 1984 et 1985, la mine Lucky Friday de la Compagnie Hecla mining avait été fermée en 1986 (Pakalnis et al. 2005). Le développement par la suite de la méthode d'abattage avec remblai LFUL (Lucky Friday Underhand Longwall) par la collaboration entre la compagnie Hecla mining, l'USBM (United States Bureau of Mines, centre de recherche de Spokane) et l'Université d'Idaho a rendu possible sa réouverture en 1987. L'utilisation de cette méthode de minage, combinant des boulons DYWIDAG, des câbles en acier, des treillis soudés et du remblai cimenté s'est avérée efficace pour le contrôle de la dilution et surtout pour la réduction des coups de terrain.

La méthode VCR illustrée à la figure 2.7 a été appliquée pour la première fois dans la Mine Levack en 1974 (Trotter 1991). La productivité élevée assurée par cette méthode de minage a permis son expansion rapide à travers de nombreuses mines dans le monde (Trotter 1991). Le minerai est exploité de façon continue par subdivision en plusieurs chantiers primaires et secondaires. Les chantiers ont une hauteur très élevée pouvant atteindre 56 m (Trotter 1991) dans des gisements de bonnes compétences mécaniques. Les trous d'abattage sont forés du haut vers le bas et peuvent avoir des diamètres élevés, jusqu'à 165 mm (Trotter 1991). Une fois l'abattage des chantiers primaires terminé, du remblai cimenté est mis en place pour assurer le support des terrains. L'abattage dans les chantiers secondaires débute une fois que le remblai cimenté dans les chantiers primaires est jugé suffisamment résistant pour avoir une ou plusieurs face(s) latérales exposé(e)s.

Dans ces chantiers secondaires, le remblai utilisé peut-être non cimenté (excepté le remblai en pâte).

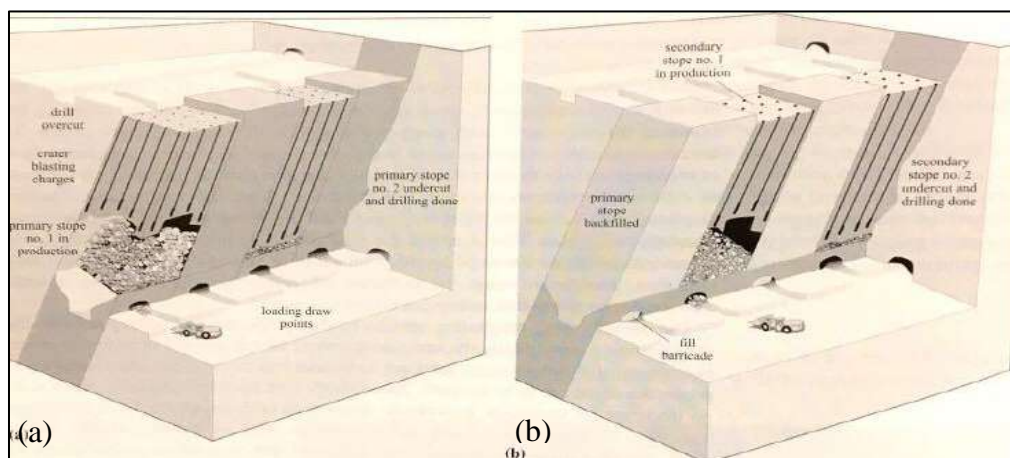


Figure 2.7: Méthode d'abattage par VCR (tiré de Hamrin 2001) : (a) abattage des chantiers primaires et (b) abattage des chantiers secondaires

2.2 Remblais miniers

Les remblais miniers sont des matériaux utilisés pour combler les vides créés par l'excavation des chantiers miniers. La première utilisation du remblai remonte à 1864 en Pennsylvanie (USA) pour soutenir la fondation d'une église (Weaver and Luka 1970; Piciacchia 1987). Dans l'industrie minière, le remblai sert à optimiser le taux de récupération du minerai, améliorer le contrôle de terrain et à protéger l'environnement contre les effets négatifs des rejets déposés en surface (Mitchell 1983; Gürtunca et al. 1989; Matthews 1989; Mitchell 1989a, b; Stone 1993; Landriault et Lidkea 1993; Landriault 1995; Landriault et Tenbergen, 1995 ; Aubertin et al. 2002; Hartman et Mutmanský 2002; Benzaazoua et al. 2003a, 2005; Belem et Benzaazoua. 2003; Yilmaz 2011; Guangshen et al. 2016). Le remblai est également utilisé pour améliorer la ventilation dans les mines et réduire les risques d'incendie (Matthews 1989).

La figure 2.8 développée par De Souza et al. (1998) donne un aperçu des principales utilités du remblai dans les mines.

Le remblayage dans les mines canadiennes date d'environ un siècle; son utilisation est très répandue dans les mines modernes (Udd et Annor 1993; Nantel 1998; Benzaazoua et al. 2005). La première utilisation du remblai au Canada remonte aux années 1930 dans la mine Horne

appartenant à l'entreprise Noranda Mines Ltd (Udd et Annor 1993). Les remblais rocheux et hydrauliques (appelés aussi classifiés) sont les plus vieux types de remblai à être intégré dans l'exploitation des mines souterraines.

Le développement du remblai minier au fil du temps a permis le développement de plusieurs méthodes de minage telles que la méthode de coupe et remblai dans les années 1950 et la méthode longs trous dans les années 1960 (Nantel 1998; Benzaazoua et al.2005). Les remblais rocheux cimentés ainsi que les mélanges de remblai hydraulique et rocheux ont été développés dans les années 1980 (Hassani et Bois 1992; Nantel 1998). A la fin des années 1970, le remblai en pâte cimenté (RPC) a été développé en Allemagne par Preussag en vue d'une utilisation dans la mine Bad Grund (Grice 1998). Depuis lors, il remplace progressivement les autres types de remblai (figure 2.19). L'utilisation de ciment ou d'autres types de liants (exemple : les cendres volantes ou les scories de hauts fourneaux) permet d'améliorer la cohésion du remblai et ce qui revient à une amélioration de sa résistance mécanique.

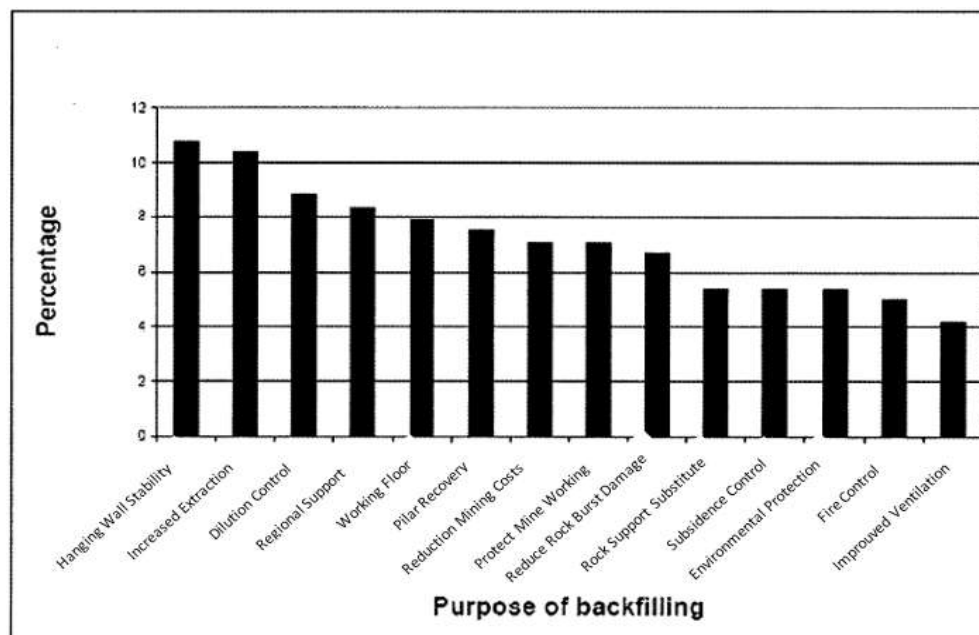


Figure 2.8 : Rôle du remblai dans l'industrie minière (tiré de De Souza et al. 1998)

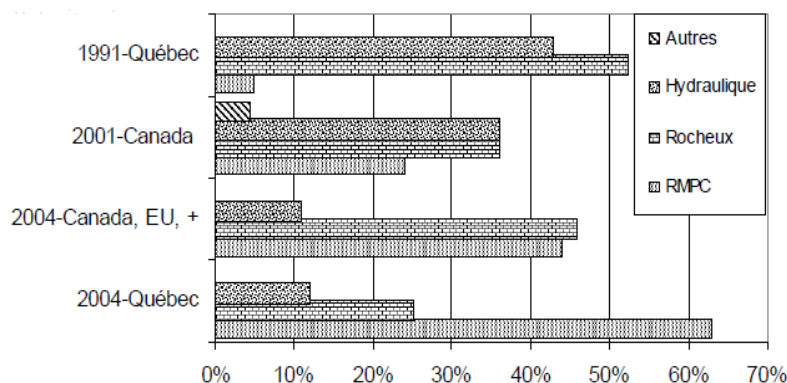


Figure 2.9 : Évolution de l'utilisation du remblai au Canada et aux USA de 1991 à 2004 (tiré de Benzaazoua et al. 2005)

2.2.1 Types de remblais miniers

Il existe plusieurs types de remblais miniers. Leur classification se base sur plusieurs critères dont les plus importants sont la taille des particules et leurs proportions. La figure 2.10 tirée de Potvin et al. 2005 présente la taille et le pourcentage de particules fines en fonction du type de remblai. Trois principaux types de remblai sont utilisés dans les mines souterraines : les remblais hydrauliques (ou classifiés), les remblais en pâte cimentés, les remblais rocheux (cimentés ou non). Il existe également des remblais appelés mixtes, résultant de la combinaison de plusieurs types de remblais.

Les matériaux utilisés pour la préparation du remblai proviennent principalement des résidus de traitement du minerai ou des roches stériles concassées et broyées provenant du développement de la mine. Lorsque la quantité de résidu produite par la mine est insuffisante pour le remblayage de ses chantiers ou que la qualité des résidus de traitement n'est pas adéquate, des résidus d'autres mines ou des agrégats provenant d'autres carrières jugés adéquats (chimiquement stables) peuvent être importés.

La résistance atteinte par le remblai une fois mis en place dans les chantiers est généralement supérieure à celle des échantillons au laboratoire (Belem et al. 2002, 2004; Le Roux et al. 2002, 2005; Tesarik et al. 2003; Yilmaz et al. 2009, Hughes et al. 2010). Cette différence est due à l'influence de plusieurs paramètres relatifs aux constituants du remblai (e.g. Benzaazoua et al. 1999, 2000; Benzaazoua et Belem 2000; Hassani et al. 2001), aux paramètres et au mode de

transport, aux états de contrainte in situ (Le Roux et al. 2005) et à l'environnement (température, humidité).

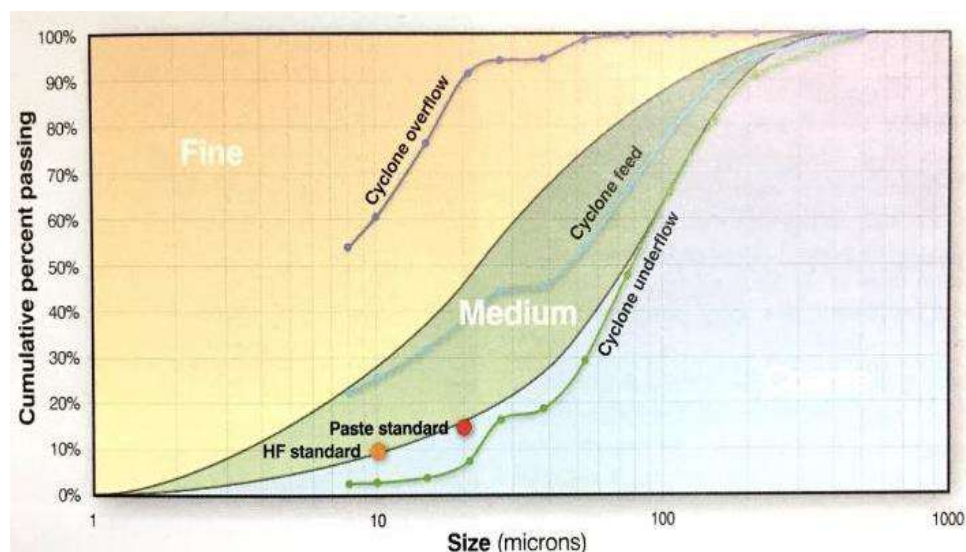


Figure 2.10: Distribution granulométrique des solides dans les remblais miniers (tiré de Potvin et al. 2005)

2.2.1.1 Remblai hydraulique

Le remblai hydraulique ou remblai classifié est l'un des plus vieux types de remblais utilisés dans les mines souterraines. Son introduction a permis de remplacer les anciens soutènements en bois dans la méthode d'exploitation par coupe et remblai (Espley et al. 1970) et d'améliorer de ce fait la stabilité des épontes rocheuses et la sécurité des travaux. Par définition, le remblai hydraulique est composé de moins de 10% de particules inférieures à 10 μm (figure 2.10). Les proportions de solide en poids varient entre 60 et 73% ou de 40 à 50% en volume (McLeod et Swartz 1970; Potvin et al. 2005; Rankine et al. 2006; Chou 2012). Une importante quantité d'eau est utilisée pour faciliter son transport vers les chantiers à remblayer. La porosité élevée de ce remblai (autour de 50%) lui assure également une conductivité hydraulique élevée, variant entre 10^{-5} et 10^{-6} m/s (De la Vergne, 2003; Potvin et al. 2005). L'ajout de ciment dans ce type de remblai devient obligatoire lorsqu'au moins une face du remblai sera exposée après l'abattage des chantiers adjacents (Benzazoua et al. 2005). Pour des raisons de sécurité, la hauteur de la nappe d'eau après sédimentation des particules solides devrait être inférieure à 1.3 m (Potvin et al. 2005).

Ce remblai présente l'avantage d'être facilement transportable dans les chantiers par gravité à travers des trous de forage et des tuyaux installés dans les galeries à travers d'autres ouvrages miniers (voir figure 2.11). La mise en place de ce remblai présente néanmoins plusieurs inconvénients tels que la nécessité de construire des barricades pour retenir le remblai, la mise en place de dispositifs d'évacuation du surplus d'eau après la sédimentation, les coûts supplémentaires liés aux opérations de classification des résidus de traitement, le lessivage d'une partie du ciment avec l'eau de drainage, la ségrégation pendant la sédimentation du remblai, l'érosion (Weaver et Luka 1970; Thomas et al. 1979; Mitchell et Wong 1982; Benzaazoua et al. 2005). La ségrégation dans le remblai est illustrée à la figure 2.12a tandis que la figure 2.12b présente l'érosion pouvant survenir dans ce type de remblai. De plus, les rejets de concentrateur ne doivent pas être sulfureux. La présence de sulfures pourrait entraîner un drainage minier acide (DMA).



Figure 2.11: Remblai hydraulique (tiré de Marx et al. 2005)

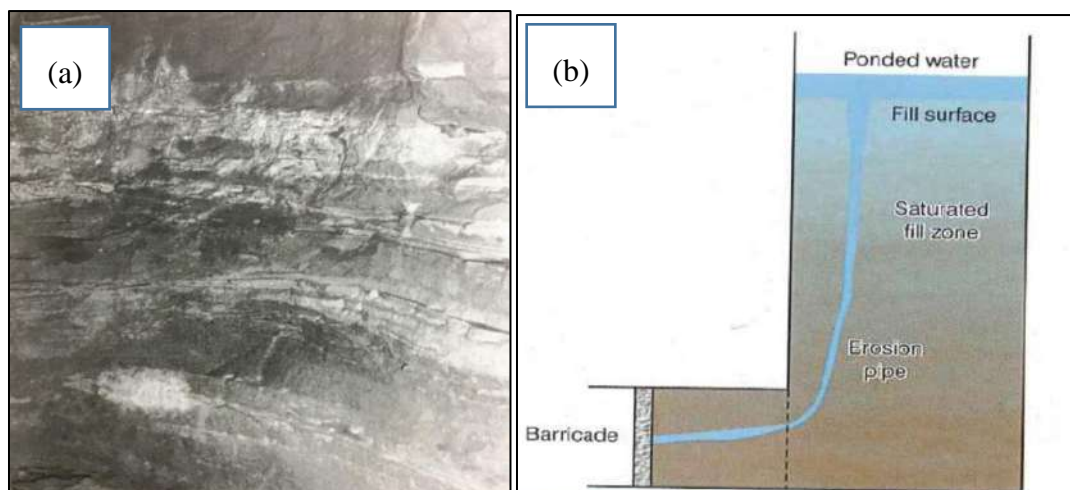


Figure 2.12: (a) Ségrégation dans du remblai cimenté (tiré de Mitchell 1983) et (b) érosion dans le remblai hydraulique (tiré de Potvin et al. 2005)

2.2.1.2 Remblai rocheux

Les remblais rocheux sont des mélanges d'agrégats grossiers de roches avec quelques fois de faibles proportions de particules fines, utilisés dans les mines pour combler les vides après l'extraction du minerai (Yu et Counter 1983, 1988; Piciacchia 1987; Grice 1998; Hassani et Archibald 1998; Dorricott et Grice 2002; Potvin et al. 2005; Benzaazoua et al. 2005; Chou 2012; Emad 2013). Lorsque les roches stériles sont entreposées en surfaces, elles sont d'abord transportées à travers des cheminées jusqu'au lieu de stockage puis par convoyeur ou camion vers les chantiers à remblayer (Benzaazoua et al. 2005). L'utilisation du ciment dans le remblai rocheux améliore sa résistance mécanique. Le coulis de ciment est préparé soit en surface ou en profondeur. Il sera ensuite mélangé aux agrégats de roches stériles avant, pendant ou après le dépôt du remblai dans les chantiers (Hane 2015).

L'utilisation du remblai rocheux cimenté présente de nombreux avantages tels que sa résistance mécanique élevée et son faible coût de production (Hassani et Archibald, 1998). Par ailleurs, il présente également des inconvénients tels que la ségrégation (Yu 1989; Potvin et al. 2005) lors de la mise en place (illustrée à la figure 2.13), le mauvais contact au toit des chantiers remblayés (illustré à la figure 2.14), la difficulté d'assurer une bonne distribution du ciment, la réduction de la taille des particules lors du transport de la surface vers les chantiers. Pour assurer une bonne résistance du remblai rocheux cimenté, Stone (1993) suggère d'utiliser un rapport (eau/ciment) égal à 0.5 et une proportion de particules fines égale au quart ou au tiers du poids total des agrégats.

Les plus grosses particules sont de l'ordre de 100 mm à 150 mm (Stone 1993; Tesarik et al. 2003). L'utilisation des particules fines réduit la porosité et améliore la résistance mécanique du remblai rocheux cimenté (Stone 1993).

La figure 2.14 illustre une ségrégation obtenue lors de la mise en place d'un remblai rocheux cimenté. Les particules grossières ont tendance à rouler sous l'effet de leur forme et de leur poids et s'éloignent de leur lieu de chute initial (zone C dans la figure 2.13a et zone B dans la figure 2.13b). Les particules fines restent en majorité proche de leur lieu de chute initial (zone A dans la figure 2.13a et 2.13b). Cette zone constituée des particules fines est plus compacte et possède une meilleure résistance mécanique comparée à la zone constituée par les particules grossières.

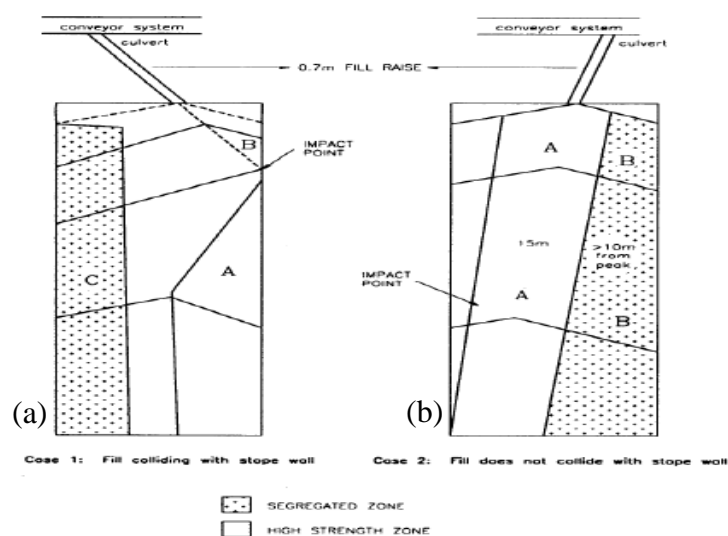


Figure 2.13: Ségrégation du remblai dans le remblai rocheux lors de la mise en place (tiré de Farsangi 1996)

Comparativement au remblai hydraulique, le remblai rocheux ne nécessite pas la construction de barricade robuste et coûteuse. Les remblais rocheux possèdent un angle de frottement au repos très élevé. Cela rend possible l'utilisation de barricades simples telles à l'aide de grillages en aciers ou de plaques métalliques.

La figure 2.14 présente le mauvais contact au toit des chantiers remblayés avec du remblai rocheux. Dans le cas d'un toit constitué de matériaux peu rigides, l'existence de ce vide peut conduire à un affaissement local.

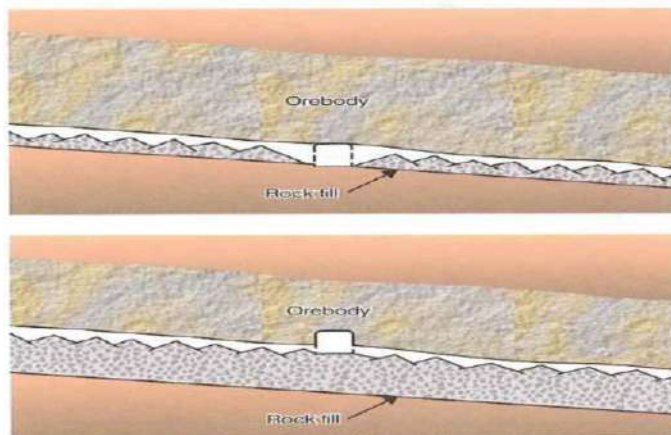


Figure 2.14: Mauvais contact au toit lors d'un remblayage avec du remblai rocheux (tiré de Potvin et al. 2005)

2.2.1.3 Remblai en pâte cimenté (RPC)

Le besoin grandissant d'un remblai plus performant, facile à transporter et englobant une bonne partie des quantités de résidus miniers produits, a conduit au développement du remblai en pâte cimenté. Contrairement aux remblais hydrauliques et rocheux qui peuvent être non cimentés dans certaines circonstances, le remblai en pâte est en tout temps cimenté. Cela permet d'améliorer la résistance mécanique (Yilmaz et al. 2015; Deng et al. 2017), d'éviter sa liquéfaction lors d'un minage secondaire, de prévenir la perte de résistance liée à une venue d'eau et d'améliorer sa tenue une fois exposé latéralement (pilier vertical) ou à la base (pilier-semelle). La proportion de ciment (liant) utilisée varie généralement entre 3 et 7% en masse de solide (Benzaazoua et al. 1999, 2002, 2005; Ouellet et al. 2007; Belem et Benzaazoua 2008a; Nasir et Fall 2010; Yilmaz et al. 2014). Le pourcentage en masse de solide (liant + résidus) se situe entre 75 et 85% (Benzaazoua et al. 2004a, 2005; Potvin et al. 2005; Ouellet et al. 2007, Yilmaz et al. 2014).

Idéalement, le remblai en pâte cimenté doit être composé d'au moins 15% de particules passant au tamis de 20 μm (voir figure 2.10). Il ne doit pas y avoir un saignement d'eau après sa mise en place et son affaissement (« slump » en anglais) doit être inférieur à 230 mm. Dans la pratique, les mines utilisant du remblai en pâte ne respectent tout le temps le critère de saignement d'eau, car cela rendrait le remblai difficilement transportable. Un remblai trop pâteux (illustré à la figure 2.15) nécessiterait l'utilisation de superplastifiants pour améliorer sa transportabilité (Mangane et al. 2018) ou de pompes très puissantes (très coûteuses). Une proportion de 15 à 20% de particules

fin (passant au tamis de 20 μm) permet de créer une couche de lubrifiant pour faciliter le transport dans les pipelines (Landriault 1995; Potvin et al. 2005).

Malgré sa résistance mécanique peu élevée, comparée à celle du remblai rocheux, les coûts élevés de l'installation de l'usine de remblai et de liant (Cayouette 2003), le remblai en pâte possède de nombreux avantages :

- Sa préparation nécessite peu d'eau. Ce qui constitue un grand avantage dans les zones minières en climat aride ou désertique où l'approvisionnement en eau est difficile. Une bonne quantité de l'eau utilisée pour lors du traitement peut être récupérée et réutilisée.
- La granulométrie requise permet de retourner sous terre une grande partie (jusqu'à 50%) des résidus miniers (Benzaazoua et al. 1999; Belem et al. 2013).
- La saturation en eau et l'hydratation du ciment permettent de réduire la mobilité de l'oxygène et la mobilité de certains métaux lourds (Benzaazoua et al. 2004b; Coussy 2011). Il y'a également une diminution de l'oxydation des sulfures et du potentiel d'auto-ignition des résidus sulfureux (Belem et al. 2002; Godbout 2012);
- L'utilisation de liants (exemple : 80/20, en proportions respectives de scories (« Slag » en anglais) et de ciment portland) améliore la stabilisation des sulfures et la résistance mécanique du remblai à long terme (Benzaazoua et Belem 2000; Deng et al. 2017). A cela s'ajoute la réduction de la conductivité hydraulique saturée avec le temps de cure et le pourcentage de liant utilisé (Belem et al. 2002; Goudbout et al. 2007; Yilmaz 2010).

La figure 2.16 présente de façon simplifiée les différents constituants du remblai en pâte cimenté. Le liant (« Binder » en anglais), les résidus (« tailings » en anglais) et l'eau de gâchage (« Mixing water » en anglais) sont les trois principaux constituants indispensables pour la préparation de ce type de remblai. C_w représente le pourcentage de solide en masse des résidus. Les additifs sont des composés le plus souvent chimiques tels que les superplastifiants (énoncés précédemment) utilisés pour améliorer les caractéristiques mécaniques du remblai en pâte.



Figure 2.15: Remblai en pâte cimenté (tiré de Masniyom 2009)

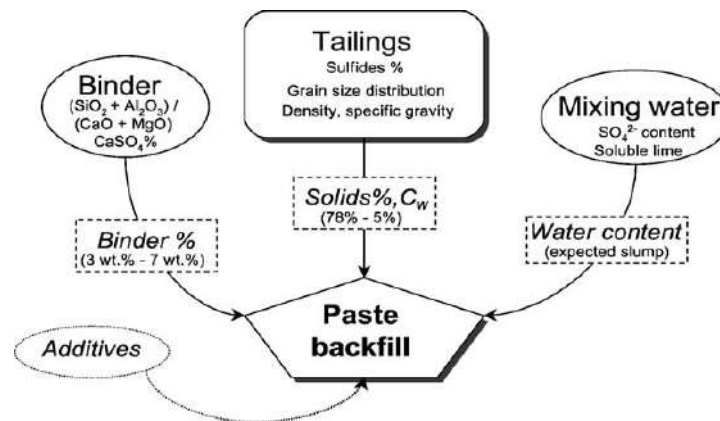


Figure 2.16: Schéma illustrant les composants du remblai en pâte (tiré de Belem et al. 2002)

2.2.1.4 Remblai mixte

Les remblais mixtes sont obtenus par combinaison du remblai hydraulique, du remblai en pâte cimenté et du remblai rocheux (agrégats de roches grossières). Ils peuvent également contenir de fibres lignocellulosiques (fibres de bois, écorces, boue papetière) ou de déchets métallurgiques (Hane 2015). La conception des remblais mixtes permet d'améliorer des paramètres tels que (Potvin et al. 2005; Hane 2015) :

- La résistance mécanique et réduire la ségrégation.
- La traficabilité du remblai lorsqu'il sert de plancher de travail.
- Le contact entre le remblai et les épontes rocheuses.

De nombreux centres de recherches (mines et consultants) tels que l'Institut de recherche en mines et environnement UQAT-Polytechnique se penchent actuellement sur la conception des remblais mixtes. Parmi les remblais mixtes les plus couramment rencontrés figurent le CSRF (mélange composé du remblai rocheux cimenté et du sable), le RPF (mélange du remblai rocheux avec du remblai en pâte) ou le CAF (mélange entre du remblai hydraulique avec des granulats), (Potvin et al. 2005; Hane 2015).



Figure 2.17: Remblai mixte de type RPF (tiré de Potvin et al. 2005)

2.2.2 Caractéristiques géomécaniques des remblais miniers

Les caractéristiques et comportements des remblais miniers s'apparentent parfois à ceux des sols (Li et al. 2004). En revanche, leurs propriétés mécaniques varient considérablement au cours du temps. Les paramètres physiques, mécaniques, hydrauliques et chimiques du remblai peuvent être très interdépendants. Par exemple, une variation de la porosité après la sédimentation, après l'hydratation du ciment ou par suite des interactions avec les roches environnantes entraîne des variations de la résistance mécanique et des propriétés hydrauliques du remblai (Aubertin et al. 1996, 1998a, Yilmaz et al. 2014).

De façon générale, les remblais peuvent être caractérisés par des propriétés mécaniques suivantes : la résistance en compression uniaxiale (UCS), la résistance en traction (σ_t), la cohésion (c), l'angle de friction interne (ϕ), le module d'élasticité (E), et le coefficient de Poisson (ν).

Résistance en compression uniaxiale (UCS)

La résistance en compression uniaxiale du remblai est un paramètre essentiel dans l'étude de la stabilité des remblais. Elle représente la contrainte axiale maximale que le remblai peut supporter. Son évaluation se fait au laboratoire conformément à des standards tels que l'ASTM C39 (ASTM International 2017). Cette résistance dépend de plusieurs paramètres tels que les propriétés géochimiques du remblai, la quantité et la composition de l'eau de gâchage, l'indice de vides dans le remblai, la quantité et la nature du ciment utilisé, le temps de cure. À partir d'un essai de compression simple sur un échantillon cylindrique (hauteur égale à 2 fois le diamètre), l'équation suivante permet de déduire la résistance du remblai :

$$UCS = \frac{F}{S} \text{ [kPa]} \quad (2.8)$$

Où F (kN) représente la force appliquée à la rupture sur l'échantillon de remblai et S (m²) représente la surface du cylindre sur laquelle est appliquée la force de compression.

Résistance en traction (σ_t)

La résistance en traction est un paramètre très important lorsque le remblai est soumis à des déformations de type rotation ou flexion (p. ex., traction à la base d'une semelle sous flexion). La résistance en traction peut être estimée au laboratoire à partir de l'essai brésilien (traction indirecte). De nombreux chercheurs tels que Hoek et Brown (1980), Stone (1993), Jordan et al. (2003) estiment cette résistance à 10% de l'UCS pour les géomatériaux tels que les roches ou les remblais miniers.

Résistance au cisaillement

L'utilisation du ciment dans le remblai améliore considérablement sa résistance au cisaillement. La cohésion (c) et l'angle de friction interne (ϕ) sont les deux paramètres de la résistance au cisaillement. Des essais de compression triaxiale ou de cisaillement direct peuvent être réalisés sur les échantillons du remblai pour obtenir ces deux paramètres de la résistance. Sur le terrain, l'essai au pénétromètre permet également de déterminer la résistance au cisaillement du remblai (figure 2.18). Ce type d'essai permet d'évaluer la résistance du remblai face à la pénétration d'une tige métallique entraînée par un marteau dont le poids et la hauteur de chute sont bien déterminés (63.5 kg et 76 cm, respectivement).

À part des paramètres (cohésion c et angle de friction interne ϕ) de la résistance au cisaillement du remblai, on a souvent aussi besoin de connaître les paramètres (cohésion c_i et friction interne ϕ_i) de

la résistance au cisaillement de l'interface entre le remblai et une structure rigide (murs rocheux, par exemple). Les essais en laboratoire réalisés dans les travaux de Koupouli et al. 2016 ont révélé que ces paramètres de résistance à l'interface varient en fonction des propriétés des matériaux avec lesquels le remblai est en contact. La résistance au cisaillement obtenue à l'interface entre deux remblais était supérieure à celle obtenue entre le remblai et des roches (plus rigides et moins poreuses). Il est donc important de bien identifier le type et les caractéristiques des matériaux (roches) qui entrent en contact avec le remblai afin d'assurer une bonne résistance aux interfaces.



Figure 2.18: Mesure de la résistance au cisaillement d'un remblai hydraulique sur le chantier (tiré de Marx et al. 2005)

Module de Young (E)

Le module de Young du remblai est un paramètre très important à déterminer lors de la préparation du remblai destiné à assurer la stabilité des éponges dans les mines souterraines. Elle représente l'aptitude du matériau à supporter des déformations sous l'effet des contraintes. Un module de Young très élevé du remblai utilisé pour la conception des pilier-semelles peut entraîner leur fissuration et leur éclatement lorsque les contraintes exercées sur les structures sont trop élevées. L'utilisation d'un remblai moins rigide permet d'absorber une partie de la déformation des éponges sans entraîner l'éclatement des pilier-semelles.

2.2.3 Critères de rupture pouvant être utilisés pour les remblais miniers

L'identification de la stabilité ou de l'instabilité des géomatériaux (e.g., sols, roches ou remblais) fait appel à des critères de rupture selon des modèles de comportement particuliers (exemple : élastoplastique parfait, élastoplastique en écrouissage positif ou négatif). Dans la littérature, il existe de nombreux critères de rupture qui peuvent être utilisés pour décrire le comportement mécanique des remblais. Dans ce qui suit, le critère de Mohr-Coulomb, le critère de Hoek and Brown et le critère MSDP_u sont présentés.

2.2.3.1 Critère de Mohr-Coulomb

Le critère de Mohr-Coulomb a servi de référence pour le développement de la majorité des critères de rupture utilisés dans l'étude du comportement des géomatériaux (Aubertin et al. 2003b). La plupart des études de stabilité des pentes, d'excavations souterraines (Hoek 1990, Keita 2017) ou de comportement des remblais miniers (Li et al. 2005b; Benzaazoua et al. 2005) utilisent ce critère de rupture pour sa simplicité (Labuz et Zang 2012). Ses paramètres (cohésion c et angle de friction interne ϕ) sont faciles à obtenir au laboratoire à partir d'essais simples tels que l'essai de compression triaxial ou l'essai de cisaillement direct (Hughes 2014).

La théorie de Mohr (1900) sur l'enveloppe de rupture des géomatériaux considère une enveloppe de type curviligne tandis que Coulomb (1776) avait considéré auparavant que l'enveloppe de rupture mettant en relation la contrainte de cisaillement maximale (τ) qu'un matériau peut supporter avec une contrainte normale appliquée pouvait être approximée par une ligne droite pour la plupart des problèmes de mécanique des sols (Das 1994). Dans le plan de Mohr (figure 2.19), cette fonction linéaire est traduite par l'équation suivante (Chalhoub 2006):

$$\tau = c + \sigma_n \tan(\phi) \quad (2.9)$$

où σ_n (kPa) représente la contrainte normale appliquée au plan de rupture, c (kPa) représente la cohésion et ϕ (°) l'angle de frottement interne du matériau.

Le critère de Mohr-Coulomb peut être exprimé aussi dans le plan des contraintes principales σ_1 et σ_3 comme suit:

$$\frac{\sigma_1}{c_0} - \frac{\sigma_3}{T_0} = 1 \quad (2.10)$$

ou

$$\sigma_1 = 2c \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) + \sigma_3 \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.11)$$

avec :

C_0 représente la résistance en compression uniaxiale (UCS ou σ_c)

T_0 représente la résistance en traction simple (σ_t).

Les résistances en compression uniaxiale σ_c (kPa) et en traction simple σ_t (kPa) des sols peuvent être estimées à partir des relations suivantes (Jiang 2018) :

$$\sigma_c = 2c \times \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.12)$$

$$\sigma_t = 2c / \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.13)$$

où c (kPa) est la cohésion et ϕ ($^\circ$) l'angle de frottement interne du géomatériau.

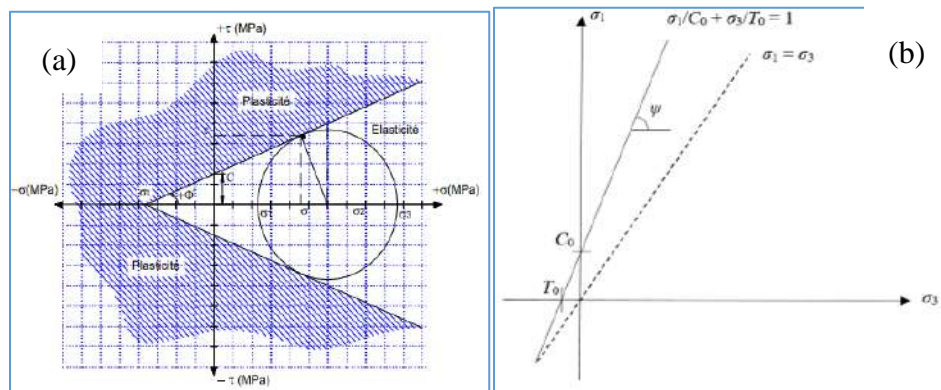


Figure 2.19: Enveloppe de rupture du critère de Coulomb: (a) dans le plan de Mohr σ - τ (Chalhoub 2006) et (b) dans le plan des contraintes principales (Pagé 2018).

Cependant, on déconseille d'utiliser l'équation 2.13 pour estimer la résistance en traction à partir de la cohésion puisque le critère de Coulomb est reconnu pour sa surestimation de la résistance en traction des géomatériaux (Pagé 2018). D'autres insuffisances de ce critère de rupture sont également présentées dans (Li et al. 2005a, Hughes 2014). Malgré plusieurs limitations impliquées dans ce critère, il reste le modèle le plus utilisé dans de nombreux travaux d'analyse du comportement mécanique des géomatériaux dans les mines souterraines ou dans les parcs à résidus miniers (e.g., Sofianos 1996; Caceres 2005; Sobhi 2014; Hughes 2014, Sobhi et al. 2017; Yang et al. 2017 a, b; Pagé 2018; Zheng et al. 2018 a, b) pour sa simplicité et sa disponibilité dans les nombreux codes numériques commercialisés.

2.2.3.2 Critère de Hoek-Brown

Le critère de Hoek et Brown a été proposé par Hoek et Brown (1980) pour décrire la rupture des roches intactes. Il a été ensuite généralisé pour décrire la rupture dans les massifs rocheux (Keita 2017). Après de nombreuses améliorations progressives entre 1980 et 2002, le critère de Hoek et Brown se traduit finalement par l'expression ci-après (Hoek et al. 2002):

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{0.5} \quad (2.14)$$

où σ'_1 est la contrainte principale effective maximale que le matériau peut supporter lorsque le matériau est soumis à un confinement en termes de la contrainte principale mineure effective σ'_3 ; m et s (entre 0 et 1) sont deux paramètres de matériau; σ_{ci} est la résistance en compression uniaxiale de la roche intacte.

Une expression généralisée de ce critère est donnée comme suit (Hoek et al. 2002) :

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a \quad (2.15)$$

où m_b est la valeur ajustée (réduite) de la constante de la roche intacte m_i , exprimée comme suit :

$$m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right) \quad (2.16)$$

avec :

GSI indice géologique de résistance de la roche (en anglais « Geological Strength Index »)

D facteur qui dépend du degré de perturbation de la roche relatif à l'abattage ou à la modification de l'équilibre des contraintes autour de l'excavation. Il varie de 0 pour les roches intactes à 1 pour les roches très perturbées.

Les constantes de la roche a et s peuvent être déterminées à partir du logiciel Rocklab (de Rocscience) ou analytiquement à partir des équations suivantes (Hoek et al. 2002):

$$s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right) \quad (2.17)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(\exp^{-\frac{GSI}{15}} - \exp^{-\frac{20}{3}} \right) \quad (2.18)$$

Les résistances en compression uniaxiale de la roche intacte (σ_{ci}) et du massif rocheux (σ_c) (en considérant $\sigma'_3=0$) et la résistance en traction σ_t (pour $\sigma'_1 = 0$) sont traduites par les expressions suivantes :

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \times s^a \quad (2.19)$$

et

$$\sigma_t = -\frac{s\sigma_{ci}}{m_b} \quad (2.20)$$

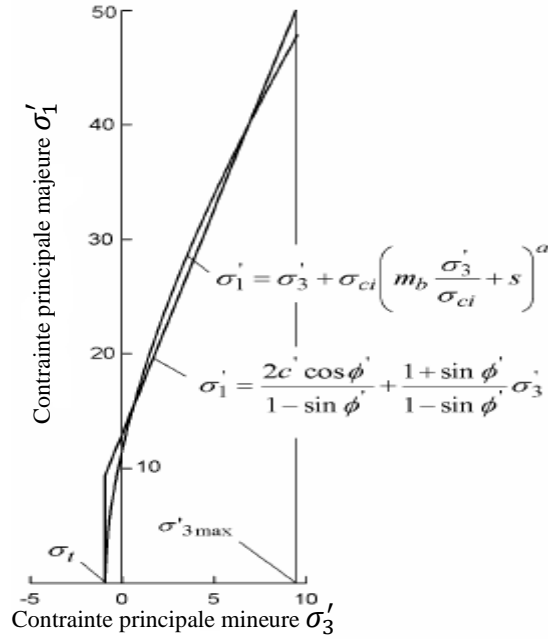


Figure 2.20: Illustration de l'enveloppe du critère de rupture de Hoek-Brown et en Mohr-Coulomb dans le plan des contraintes principales (adaptée de Hoek et al. 2002)

Il est noté que le critère de rupture de Hoek et Brown a été initialement développé en 2D. Une extension de ce critère en 3D a été proposé par Pan (1988) comme suit :

$$2\sqrt{J_2}\cos\theta - \left[\frac{mC_0\sqrt{J_2}}{2}(\sin\theta - \sqrt{3}\cos\theta) + \frac{I_1}{3}mC_0 + sC_0^2 \right]^{\frac{1}{2}} = 0 \quad (2.21)$$

avec :

$$\theta = \frac{1}{3} \sin^{-1} \left(\frac{3\sqrt{3}J_2}{2\sqrt{J_2^3}} \right) \quad (2.22)$$

où θ est angle de Lode compris entre $-\pi/6$ et $\pi/6$, I_1 et J_2 représentent respectivement le premier et le deuxième invariants des contraintes, les paramètres empiriques m et s sont des caractéristiques du matériau (roche), C_0 (kPa) est la résistance en compression uniaxiale et T_0 (kPa) est la résistance en traction simple.

Le critère de rupture de Hoek-Brown possède également plusieurs limitations. Par exemple les paramètres m et s sont purement empiriques et n'ont aucun sens physique. D'autres limitations ont été rapportées dans les publications de Aubertin et ses collaborateurs (Aubertin et al. 2000; Aubertin et Li 2004; Li et al. 2005b).

2.2.3.3 Critère de MSDP_u

Les géomatériaux sont connus pour leur résistance beaucoup plus faible en traction qu'en compression. Leurs enveloppes de rupture sont généralement non linéaires lorsque la plage de contraintes est grande (Yang et al. 2003). Après la considération de ces caractéristiques et d'autres des géomatériaux, Aubertin et ses collaborateurs (Aubertin and Simon 1996, 1998; Aubertin et al., 1999b, 2000) ont proposé un critère de rupture, appelé MSDP_u (pour Mises-Schleicher et Drucker-Prager unifié). Ce critère de rupture ressemble aux critères de Mises-Schleicher (Schleicher 1926) lorsque les contraintes moyennes dans le plan ($I_1 - J_2^{1/2}$) sont faibles tandis qu'il ressemble plus au critère de Drucker-Prager (Drucker et Prager. 1952) ou de Coulomb (Coulomb 1776) lorsque le premier invariant I_1 est élevé (Aubertin et Li 2004). Pour les roches endommagées ou les massifs rocheux, la résistance à la rupture s'exprime par l'expression de base se traduit par l'expression suivante (Aubertin et al. 1994; Li et al. 2017) :

$$\sqrt{J_2} = F_0 F_\pi \quad (2.23)$$

où F_0 est une fonction qui caractérise la surface de rupture dans le plan $I_1 - J_2^{1/2}$ et F_π est une fonction qui caractérise la surface de rupture dans le plan π . Ces deux fonctions s'expriment comme suit (Aubertin et al. 2000) :

$$F_0 = \sqrt{\alpha^2(I_1^2 - 2I_1\tilde{a}_1) + \tilde{a}_2^2 - a'_3(I_1 - I_c)} \quad (2.24)$$

$$F_\pi = \frac{b}{\sqrt{b^2 + (1+b^2)\sin^2(45^\circ - 1.5\theta)}} \quad (2.25)$$

où α , \tilde{a}_1 , \tilde{a}_2 , a'_3 , I_1 et I_c sont des paramètres du matériau définis comme suit :

$$\alpha = \frac{2\sin\phi}{\sqrt{3}(3-\sin\phi)} \quad (2.26)$$

avec ϕ (°) angle de friction interne du matériau.

$$\tilde{a}_1 = \Gamma a_1 = \left(\frac{\tilde{\sigma}_c - \tilde{\sigma}_t}{2} \right) - \left(\frac{\tilde{\sigma}_c^2 - (\frac{\tilde{\sigma}_t}{b})^2}{6\alpha^2(\tilde{\sigma}_c + \tilde{\sigma}_t)} \right) \quad (2.27)$$

$$\tilde{a}_2 = \Gamma a_2 = \left\{ \left(\frac{\tilde{\sigma}_c - \frac{\tilde{\sigma}_t}{b^2}}{3(\tilde{\sigma}_c + \tilde{\sigma}_t)} - \alpha^2 \right) \tilde{\sigma}_c \tilde{\sigma}_t \right\} \quad (2.28)$$

$$a'_3 = a_3(I - \Gamma) \quad (2.29)$$

Où Γ est un paramètre de continuité du matériau; $\tilde{\sigma}_c$ et $\tilde{\sigma}_t$ sont respectivement les résistances à la compression et à la traction du matériau, définis comme suit :

$$\tilde{\sigma}_c = \Gamma \sigma_c \quad (2.30)$$

$$\tilde{\sigma}_t = \Gamma \sigma_t \quad (2.31)$$

L'expression (\sim) signifie que le paramètre prend en compte l'effet de la continuité exprimée par Γ . L'expression de MacCauley $\langle \rangle$ fait en sorte que seules les différences de contraintes positives de $(I_1 - I_c)$ sont admissibles. Plus de détails sur le sens des paramètres ci-dessus sont donnés dans les publications existantes (Aubertin et al. 2000, 2003b; Aubertin et Li 2004; Li et al. 2005a, 2017).

Ce critère de rupture représente mieux le comportement du remblai, comparé aux critères de Mohr-Coulomb et de Hoek et Brown (Li et al. 2005a, 2017). Il prend en compte l'effet du temps, l'échelle et l'influence des discontinuités (à partir du RMR : Rock Mass Rating). Par ailleurs, l'utilisation de ce critère de rupture reste limitée du fait de son indisponibilité dans la majorité des logiciels de modélisation numérique. À ce jour ce jour, le critère de MSDP_u n'est disponible que dans les codes numériques FLAC 2D (Li et al. 2010) et FLAC 3D Version 6.00 (Itasca 2017).

2.3 Design des structures en remblai cimenté

La résistance requise par les structures en remblai dépend du rôle qui leur est assigné (Mitchell 1983, 1986, 1991, 1989a, 1989b; Mitchell et Roettger 1989; Stone 1993; Hassani et Archibald. 1998; Belem et al. 2004, 2008b). Le tableau 2.3 présente quelques valeurs de références utilisées dans les mines pour la conception des structures en remblai selon leur rôle (Hassani et Archibald 1998; Belem et al. 2004, 2008b).

La résistance en compression uniaxiale est généralement prise comme référence du fait qu'elle peut être facilement mesurée et aisément convertie en un autre paramètre de résistance (en traction ou en cohésion).

Tableau 2.3: Valeurs de référence pour la résistance requise du remblai en fonction du rôle qui lui est assigné

Rôle assigné	Résistance requise	Référence
Support vertical	$UCS > 5 \text{ MPa}$	Stone 1993
Pilier confiné	$UCS \leq 1 \text{ MPa}$	Stone 1993
Pilier autoportant	$UCS \geq 2 \text{ MPa}$	Belem et al. 2004, 2008b
Semelle support	$1.5 \text{ MPa} \leq UCS \leq 10 \text{ MPa}$	Belem et al. 2004, 2008b
Plancher de travail	$q_u \geq 100\text{-}200 \text{ kPa}$	Belem et al. 2004, 2008b
Stockage rejets	$UCS \geq 100 \text{ kPa}$	Belem et al. 2004, 2008b

2.3.1 Design des structures en remblai cimenté exposées latéralement

La résistance requise des structures en remblai exposées latéralement dépend de nombreux paramètres tels que le nombre de faces exposées, les contraintes horizontales exercées sur le remblai par des piliers adjacents ou la charge verticale au-dessus du pilier.

En considérant le cas simple d'un pilier autoportant exposé sur plusieurs côtés (figure 2.21), la résistance requise pour assurer sa stabilité peut être déterminée à partir de l'équation de Smith et al. (1983) ci-après :

$$UCS = \gamma H.FS \quad (2.32)$$

où γ (kN/m³) est le poids volumique du remblai et H (m) la hauteur du remblai.

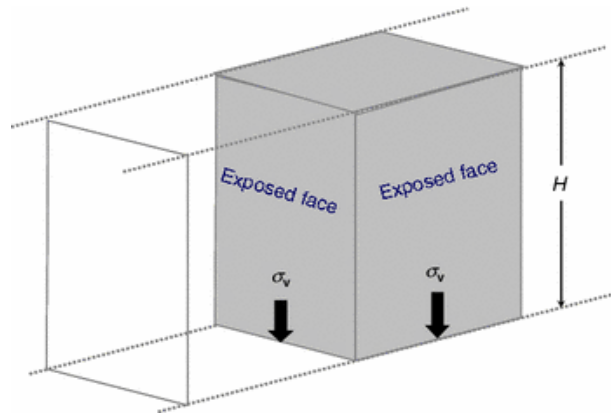


Figure 2.21: Pilier autoportant en remblai cimenté (tiré de Belem et Benzaazoua 2008b)

Lorsqu'un pilier en remblai rocheux cimenté sert de support latéral d'un chantier adjacent contenant des résidus non cimentés (illustration à la figure 2.22), Stone (1993) propose d'estimer la résistance requise du remblai à partir de diagramme présenté à la figure 2.23. Ce diagramme utilise un facteur de sécurité $FS = 2$ et n'est valide que pour un remblai capable d'être autoportant une fois exposé latéralement et dont la résistance en compression uniaxiale (UCS) est supérieure à 1.5 MPa. Toutefois, lorsque $UCS \leq 1.5$ MPa, Stone (1993) suggère d'utiliser le diagramme pour les piliers autoportants présenté à la figure 2.24.

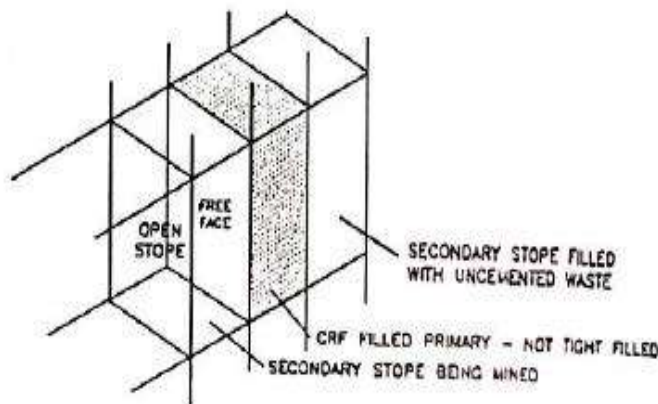


Figure 2.22: Pilier en remblai rocheux cimenté pour le support latéral de terrain (tiré de Stone 1993)

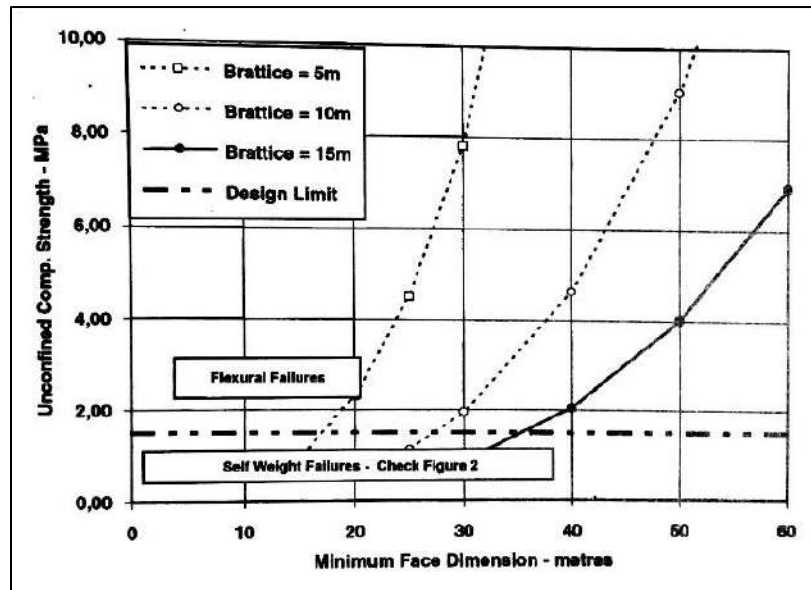


Figure 2.23: Diagramme de stabilité pour le design du remblai rocheux cimenté comme support latéral (tiré de Stone 1993)

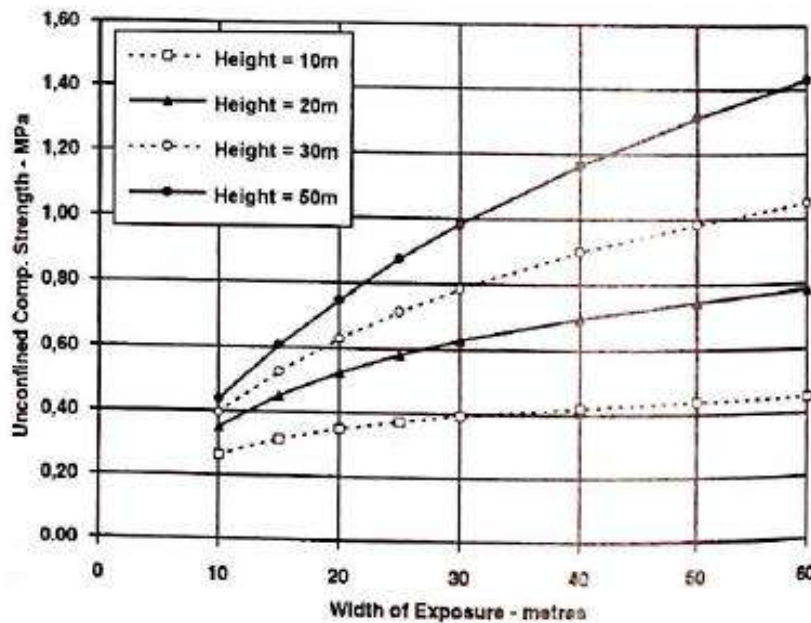


Figure 2.24: Diagramme de stabilité des piliers autoportants en remblai rocheux cimenté (tiré de Stone 1993)

Dans les chantiers étroits, l'effet d'arche doit être pris en compte pour le design des piliers en remblai. La figure 2.25 illustre un remblai confiné dans un chantier étroit entre un pilier de minerai

et un second chantier remblayé. Pour déterminer la résistance en compression uniaxiale du remblai confiné dans une telle configuration, Askew et al. (1978) ont proposé la relation suivante :

$$UCS_{\text{design}} = \frac{1.25B}{2K \tan \phi} \left(\gamma - \frac{2c}{B} \right) \left[1 - \exp \left(-\frac{2HK \tan \phi}{B} \right) \right] FS \quad (2.33)$$

où B (m) est la largeur du chantier, c (kPa) représente la cohésion du remblai, ϕ ($^\circ$) est l'angle de frottement interne, γ (kN/m³) est le poids volumique du remblai, H (m) est la hauteur du remblai et FS représente le facteur de sécurité de design, K est le coefficient de pression des terres exprimé comme suit :

$$K = \frac{1}{1 + 2 \tan^2(\phi)} \quad (2.34)$$

La cohésion (c) et l'angle de friction interne (ϕ) du remblai sont des inconnues qui peuvent être déterminées à partir d'un essai de compression triaxial en laboratoire ou à partir d'essais in-situ (Belem et Benzaazoua 2004).

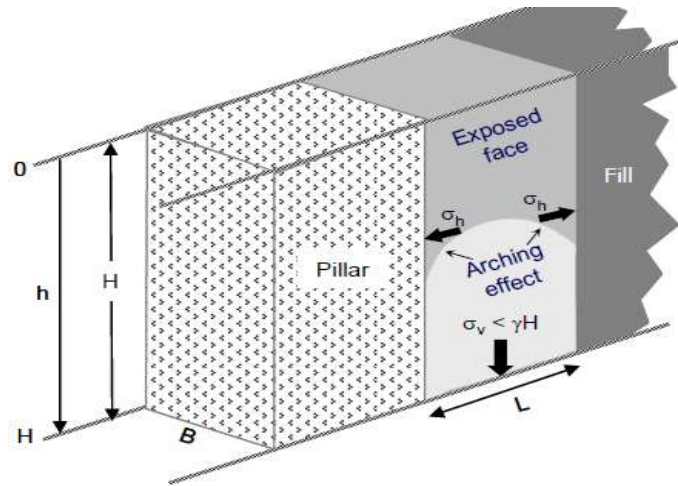


Figure 2.25: Remblai dans un chantier étroit (tiré de Belem et Benzaazoua 2004)

Les essais en laboratoire de Mitchell et al. (1882) sur des modèles réduits de semelles à 3D ont apporté une importante amélioration des solutions de design des piliers confinés ayant une ou plusieurs faces latérales exposées. Ces essais ont démontré qu'une fois le pilier en remblai cimenté est exposé latéralement, une partie du pilier en forme d'un dièdre se détache sous l'effet de son propre poids (illustration à la figure 2.26). Cette rupture se fait selon un plan préférentiel défini par son inclinaison α ($=45^\circ + \phi/2$). ϕ représente l'angle de friction interne du remblai

Sur la figure 2.26, L (m) représente la largeur de la face exposée, H^* (m) représente la profondeur du bloc déstabilisé, H (m) représente la hauteur totale du remblai, c_s (kPa) représente la cohésion à l'interface remblai-roches et W (m) représente la profondeur du bloc confiné.

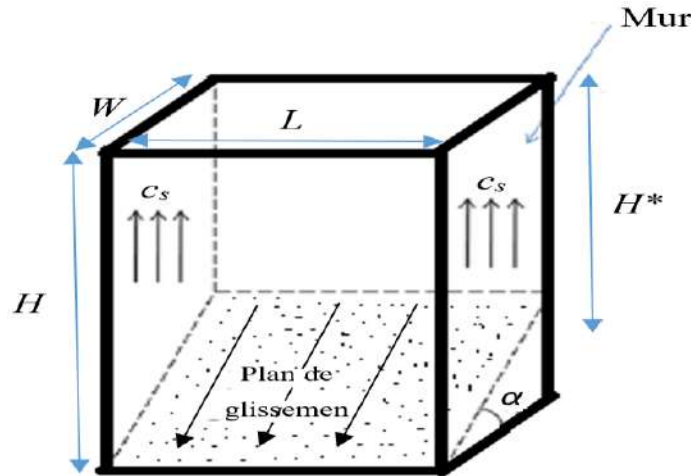


Figure 2.26: Modèle de bloc confiné (adapté de Mitchell et al. 1982)

Pour un tel bloc de remblai cimenté confiné, Mitchell et al. (1982) proposent l'équation ci-dessous pour la détermination du facteur de sécurité :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{2cL}{H^*(\gamma L - 2c_s) \sin(2\alpha)} \quad (2.35)$$

avec

$$H^* = H - \frac{W \tan \alpha}{2} \quad (2.36)$$

En considérant $c_s = c$, $\phi = 0$, $FS = 1$ et pour des chantiers très hauts ($H \gg L$), Mitchell et al. (1982) proposent la relation ci-dessous pour la détermination de la résistance requise du pilier en remblai cimenté :

$$UCS_{\text{design}} = 2c = \left(\frac{\gamma H}{1 + \frac{H}{L}} \right) \quad (2.37)$$

où γ (kN/m³) est le poids volumique du remblai, L (m) est la largeur de la face exposée, H (m) est la hauteur du chantier.

En effet, cette solution de Mitchell et al. (1982) s'avère très conservatrice. Une révision de cette équation a été proposée par Li et Aubertin (2012) pour prendre en compte la surcharge (p_0) au-

dessus du remblai et la différence existante entre les propriétés de résistance aux interfaces remblai-roches et celles du remblai. Deux types de géométries de chantiers ont été considérés : LAR (Low Aspect Ratio) pour $H/B < \tan\alpha$ et les HAR (High Aspect Ratio) pour $H/B \geq \tan\alpha$. Les paramètres B , H et α sont présentés à la figure 2.27.

Le modèle de bloc confiné de Li et Aubertin (2012) illustré à la figure 2.27 est représenté par L (m) pour la largeur de la face exposée, B (m) pour la profondeur du chantier (remblai), H (m) pour la hauteur du remblai, c_b (kPa) pour la cohésion à l'interface remblai-mur, ϕ ($^\circ$) pour l'angle de friction interne du remblai, et α ($= 45^\circ + \phi/2$) pour l'angle d'inclinaison du plan de cisaillement.

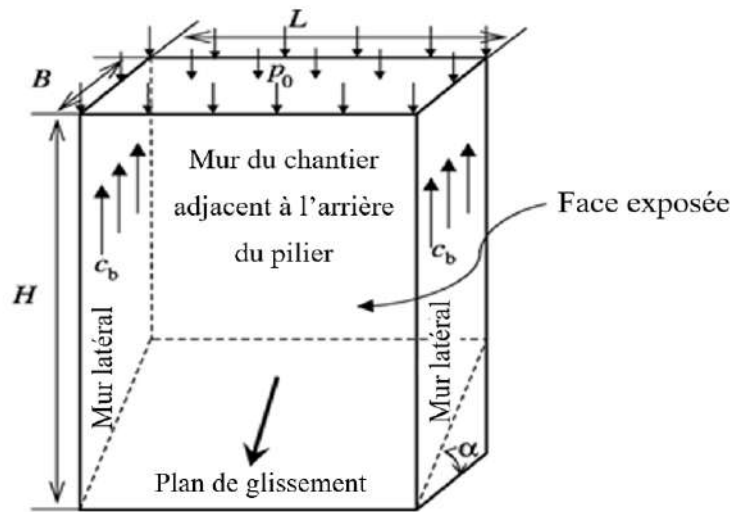


Figure 2.27: Modèle de bloc confiné (adapté de Li et Aubertin 2012).

Le facteur de sécurité de design proposé s'exprime comme suit :

$$FS = \frac{\tan\phi}{\tan\alpha} + \frac{2c}{[p_0 + H^* \left(\gamma - \frac{2c_b}{L}\right)] \sin 2\alpha} \quad (2.38)$$

avec :

$$c_b = r_b c \quad (2.39)$$

où p_0 représente la surcharge appliquée au-dessus du pilier confiné (kPa), r_b représente un facteur de réduction de la cohésion variant entre 0 et 1, H^* (m) représente le même que celui présenté à l'équation (2.36), c (kPa) représente la cohésion du remblai, c_b (kPa) représente la cohésion à

l'interface remblai-roches, L (m) représente la largeur de la face exposée et α ($^\circ$) est l'inclinaison du plan de cisaillement du bloc.

Pour les chantiers de type HAR, la cohésion de design se détermine comme suit :

$$c = \frac{p_0 + \gamma H/2}{2[(FS - \tan\phi/\tan\alpha)\sin(2\alpha)]^{-1} + r_b H^*/L} \quad (2.40)$$

La résistance en compression uniaxiale s'exprime comme suit :

$$UCS = 2c \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2}) \quad (2.41)$$

Pour les chantiers de type LAR, la cohésion de design se détermine comme suit :

$$c = \frac{p_0 + \gamma H/2}{2[(FS - \tan\phi/\tan\alpha)\sin(2\alpha)]^{-1} + r_b H/L} \quad (2.42)$$

La résistance en compression uniaxiale pour les LAR se calcule selon l'équation (2.41)

En considérant une possibilité d'apparition d'une fissure en traction dans la partie supérieure du remblai (voir figure 2.28b), la profondeur de cette fissure peut être déterminée comme suit (Smith et al. 1983; McCarthy 2001, Li et Aubertin 2012):

$$H_t = \frac{2c}{\gamma \tan(45^\circ - \phi/2)} \quad (2.43)$$

La largeur équivalente (B') du bloc peut être défini comme suit :

$$B' = \frac{H - H_t}{\tan \alpha} \quad (2.44)$$

Dans ce cas, la stabilité du remblai ou la résistance requise peuvent être déterminées à partir des équations (2.38) à (2.40). La largeur du chantier B sera remplacée par la largeur équivalente B' définie à l'équation (2.44).

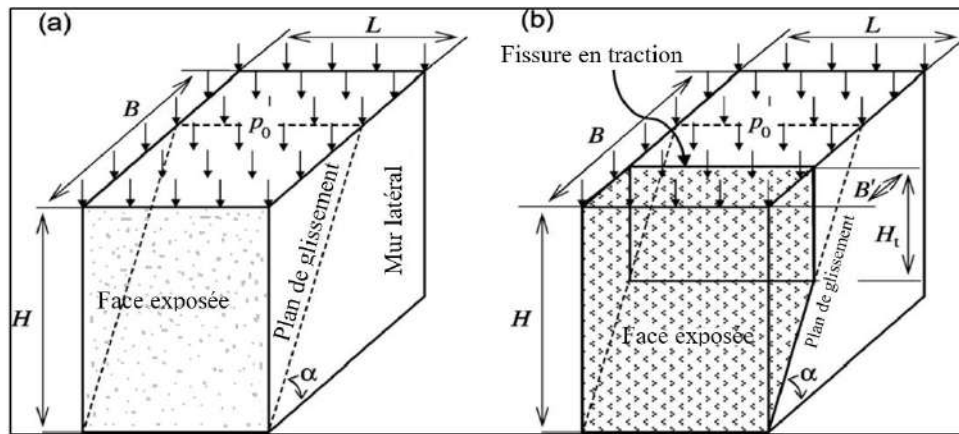


Figure 2.28: Modèle de bloc confiné de type LAR (a) sans et (b) avec fracture par traction
(adapté de Li et Aubertin 2012)

Des améliorations supplémentaires plus récentes sur le design des piliers en remblai confinés ayant une face latérale exposée peuvent être consultées dans Dirige et al. (2009) pour les chantiers inclinés et dans Li et Aubertin (2014), Liu et al. (2016a), Yang et al. (2017), Liu et al. (2018) pour les chantiers verticaux.

2.3.2 Design des structures en remblai cimenté exposées à la base

Quand une structure en remblai cimenté est exposée à la base en raison de l'extraction du minerai dans un chantier sous-jacent, on peut espérer que son comportement se ressemble à celui d'un pilier horizontal.

2.3.2.1 Stabilité des toits stratifiés des excavations souterraines (Voussoir Beam Theory)

Le toit des excavations souterraines réalisées dans des terrains stratifiés (figure 2.29) a un comportement comparable à celui des semelles en remblai cimenté exposées à la base. Fayol (1885) a réalisé des tests pour étudier la flexion d'une strate surmontée de plusieurs autres couches. En rajoutant progressivement des couches différentes les unes au-dessus des autres, il a constaté que la flexion dans la première couche à la base se stabilise. Cela a conduit à la conclusion selon laquelle la charge verticale au-dessus du toit d'une excavation souterraine est transférée latéralement à partir d'une certaine hauteur h (Brady et Brown 1985). Cette hauteur dépend du type de roches et de leurs caractéristiques géomécaniques. Une investigation plus rigoureuse été par la

suite réalisée par Llewellyn-Davis (1929) pour schématiser la rupture du toit en se basant sur la répartition en forme d'arche de la charge verticale énoncée par Fayol (1885). Bucky et Taborrelli (1938) ont également utilisé une poutre (« beam » en anglais) pour analyser l'influence de la portée d'excavation sur la flexion du toit stratifié. Ils ont constaté que l'augmentation de la portée donne naissance à une fracture à la base causée par la traction. Plusieurs fractures peuvent apparaître au fur et à mesure de l'augmentation de la portée.

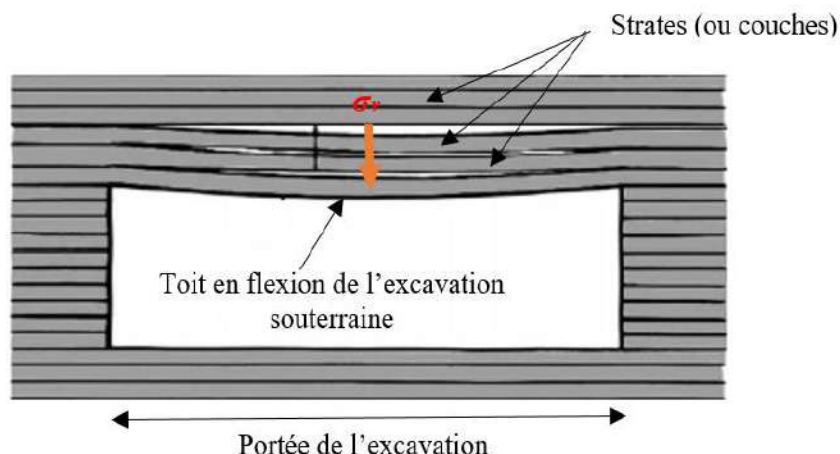


Figure 2.29: Illustration d'une excavation souterraine dans un terrain stratifié (adapté de Brady et Brown 1985)

Evans (1941) a par la suite développé sa théorie de « voussoir beam » en combinant ses études aux études précédentes portant sur la stabilité des toits stratifiés des excavations souterraines (Brady et Brown 1985). Cette théorie soutient que la stabilité d'une poutre suspendue ou du toit stratifié d'une excavation souterraine repose sur une portion en arche. Cette portion en arche est illustrée à la figure (2.31b). Selon la géométrie de la structure (ratio entre la portée et l'épaisseur), la charge verticale supportée, et les contraintes latérales exercées sur les extrémités, trois modes de rupture ont été identifiés (Sterling 1980 ; Brady et Brown 1985 ; Sofianos 1996, Sofianos et Kapanis 1998 ; Kockler et Jung 2007) : compression (écrasement), cisaillement et flexion.

Rupture par compression (écrasement)

Ce mode de rupture apparaît sur les extrémités de la poutre ou à mi-portée lorsque les contraintes de compression exercées par les parois latérales sont supérieures à la résistance en compression du matériau. Un facteur de sécurité (FS) peut donc être défini par le rapport entre la résistance en

compression uniaxiale (σ_c ou UCS) et la contrainte de compression (f_c) liée à la convergence des parois (O’Heam 1989) :

$$FS = \frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{UCS \text{ (poutre ou toit)}}{f_c} \quad (2.45)$$

La rupture par écrasement parfois attribuée à la mauvaise qualité mécanique des roches (pilier) ou leur rigidité très élevée.

Rupture par cisaillement

Le cisaillement se produit aux interfaces pilier-roches lorsque les compressions latérales sur la semelle et la résistance au cisaillement à l’interface pilier-roches sont inférieures à la charge verticale liée au poids propre du pilier. Le facteur de sécurité pour ce mode de rupture se définit comme suit :

$$FS = \frac{\text{Forces de résistance (friction)}}{\text{forces motrices(poids)}} = \frac{\frac{1}{2}f_c n (\tan \phi)}{\frac{1}{2}\gamma s} \quad (2.46)$$

$$FS = \frac{f_c n}{\gamma s} \tan \phi \quad (2.47)$$

avec : ϕ (°) angle de frottement à l’interface poutre-roches, γ (kN/m³) poids volumique de la semelle, s (m) largeur de la poutre ou portée, f_c (kPa) contrainte de compression latérale maximale sur la semelle et n le rapport de profondeur de la charge latérale.

Rupture par flexion

Ce mode de rupture est fréquent lorsque le ratio (s/t) est élevé. La figure 2.30 montre l’affaissement d’une poutre lors d’une rupture par flexion. Une compression s’établit dans la partie supérieure tandis que la tension à la base donne naissance à une fissure au milieu de la poutre. Les dimensions de la fissure varient en fonction du type matériau et du poids de la poutre.

Sur la figure 2.30, T (kPa) représente la contrainte de confinement latérale, h (m) la hauteur sur laquelle est appliquée la contrainte T , s est la portée et δ est la déflexion et t l’épaisseur de la poutre.

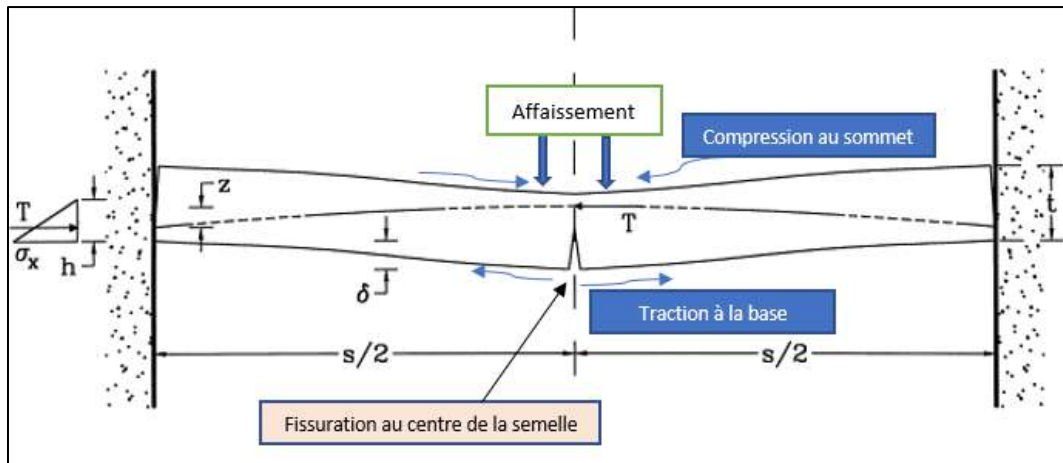


Figure 2.30: Rupture par flexion de la semelle (adapté de Sofianos et Kapenis 1998)

La figure (2.31) illustre la répartition de la résistance en forme d'arche à l'intérieur de la poutre exposée à la base. Les différents paramètres présentés sur cette figure sont définis comme suit (Brady et Brown 1985) :

- La hauteur initiale du bras de levier des contraintes latérales (avant déformation de l'arche)

$$z_0 = t \left(1 - \frac{2}{3} n \right) \quad [\text{m}] \quad (2.48)$$

- Le bras de levier lorsque la longueur de l'arche se déforme de ΔL

$$z = \left[\frac{3s}{16} \left(\frac{16z_0^2}{3s} - \Delta L \right) \right]^{1/2} [\text{m}] \quad (2.49)$$

- La contrainte maximale de confinement:

$$f_c = \frac{1}{4} \left(\frac{\gamma s^2}{nz} \right) [\text{Pa}] \quad (2.50)$$

- La contrainte de confinement moyenne à travers l'arche:

$$f_{av} = \frac{1}{2} f_c \left(\frac{2}{3} + \frac{n}{2} \right) [\text{Pa}] \quad (2.51)$$

- La longueur de l'arche:

$$L = s + \frac{16}{3} \left(\frac{z^2}{s} \right) [\text{m}] \quad (2.52)$$

- Rapport de profondeur de la charge latérale est exprimé par :

$$n = \frac{3}{2} \left(1 - \frac{z}{t} \right) \quad (2.53)$$

- La résistance maximale de friction mobilisée s'exprime comme suit:

$$F = T \tan \phi = \frac{1}{2} f_c n t \tan \phi \text{ [kPa]} \quad (2.54)$$

- Charge induite par le poids tentant de déstabiliser la semelle

$$V = W = \frac{1}{2} \gamma t s \quad (2.55)$$

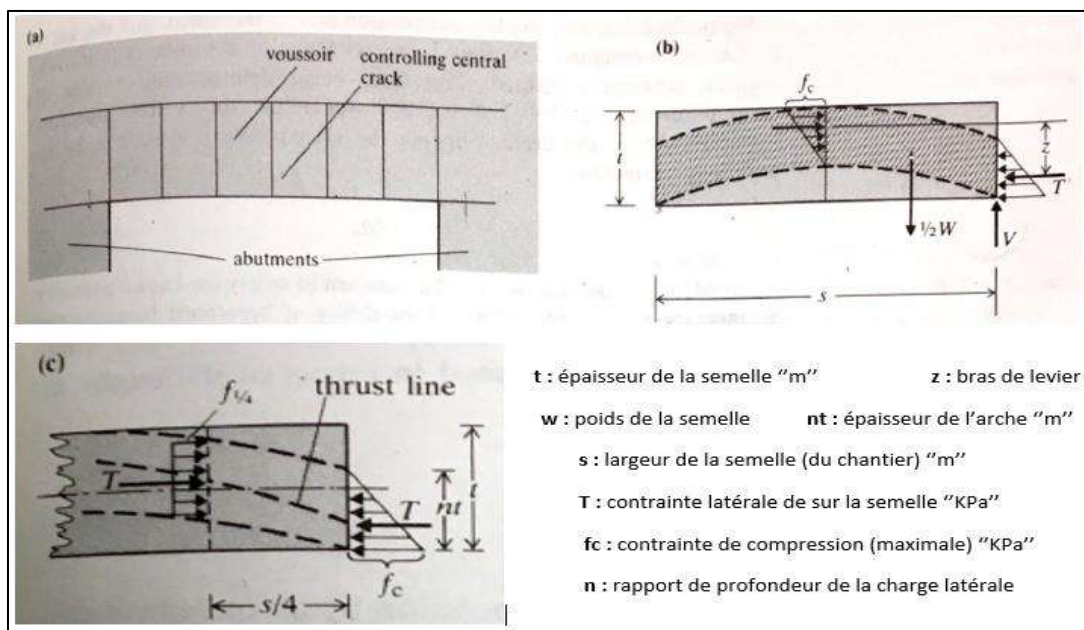


Figure 2.31: Géométrie d'une poutre en voussoir (tiré de Brady et Brown 1985)

2.3.2.2 Stabilité des semelles en remblai cimenté

De nombreuses investigations ont été réalisées depuis les années 1980 pour améliorer les connaissances sur le comportement et la stabilité des structures en remblai cimenté exposées à la base (Williams et al. 1992, 2001, 2007; Mitchell 1991; Stone 1993; Jordan et al. 2003; Caceres 2005; Pakalnis et al. 2005; Hughes 2014; Oulbacha 2014; Caceres et al. 2017, Sobhi et Li. 2017; Pagé et al. 2019).

Les travaux de Mitchell (1991) ont permis une avancée majeure des connaissances sur la conception et la stabilité des semelles en remblai cimenté exposées à la base. Les modèles réduits de semelles (à l'échelle 1/50) sont montés sur une centrifugeuse en rotation pour simuler l'effet de la gravité dans les chantiers miniers. Les parois rocheuses sont représentées par des boîtes en bois à parois rigides, peu rugueuses avec une inclinaison comprise entre 90° et 60° . Ces simulations ont permis d'identifier quatre principaux modes de rupture des semelles : la rotation, la flexion, le glissement et l'effondrement. Pour chacun de ces modes de rupture, Mitchell (1991) a utilisé la méthode d'équilibre limite pour formuler des équations analytiques permettant prédire la rupture des semelles. La figure 2.32a représente le modèle physique de Mitchell (1991) décrivant les principales contraintes et paramètres pris en compte dans le développement de ses solutions analytiques pour les différents modes de rupture. La figure 2.32b présente un modèle expérimental sur lequel on peut distinguer les parois rigides en bois, l'inclinaison du chantier (cas où $\beta = 60^\circ$), le remblai non cimenté et la semelle (en blanc) à la base.

Sur la figure 2.32a, L (m) représente la largeur du chantier ou la portée de la semelle, d (m) représente l'épaisseur de la semelle, σ_v (kPa) représenté la charge verticale liée au poids du remblai non cimenté, σ_c représente la résistance en compression uniaxiale du remblai (kPa), σ_t (kPa) résistance en traction du matériau, τ (kPa) représente la résistance au cisaillement à l'interface entre le remblai et la roche.

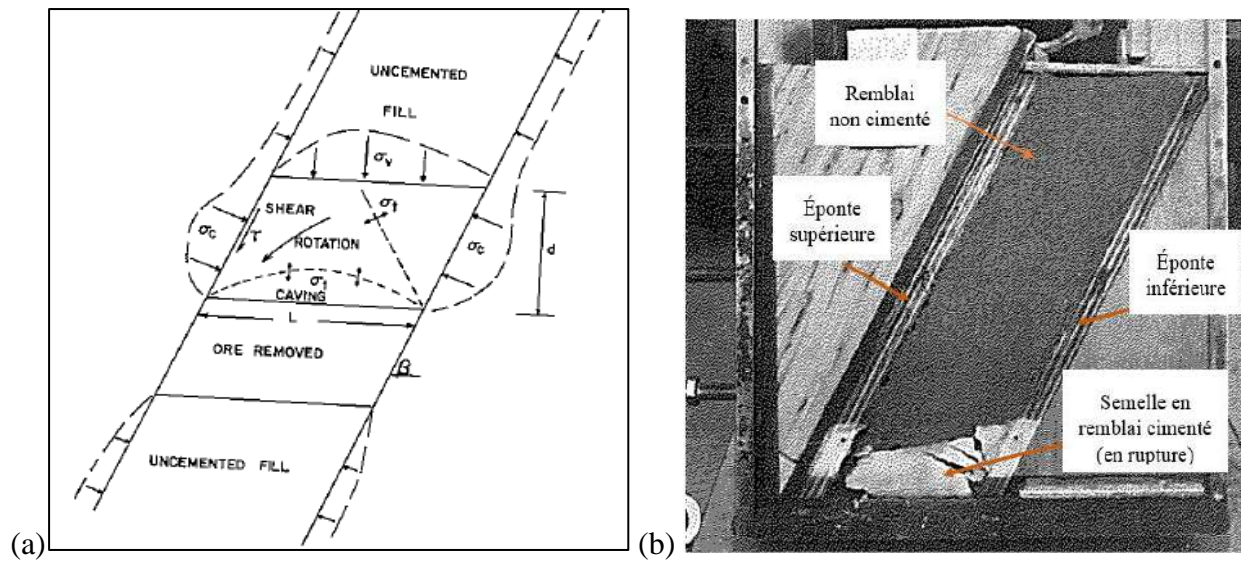


Figure 2.32: Modèles physique (a) et expérimental de semelles en remblai cimenté de Mitchell (1991)

Des investigations supplémentaires réalisées par plusieurs chercheurs en se basant sur les travaux de Mitchell (1991) ont permis de confirmer l'existence et la nature critique de ces principaux modes de rupture et d'apporter des améliorations aux équations analytiques proposées. Stone (1993) et par la suite Pakalnis et ses associés (Pakalnis et al. 2005; Pakalnis 2015) ont proposé un nouveau diagramme pour le design des semelles en considérant la flexion comme mode de rupture critique. Caceres (2005), Oulbacha (2014) et Hughes (2014) ont révisé les équations analytiques de Mitchell, particulièrement celle de rupture par rotation. Oulbacha (2014) a également identifié une nouvelle forme de rupture par effondrement tandis que Hughes (2014) et Pagé et al. (2019) ont identifié à partir de la modélisation numérique un nouveau mode de rupture (l'écrasement) lié à la convergence des parois rocheuses.

Rupture par effondrement

Les géomatériaux ont généralement une faible résistance en traction par rapport à leur résistance à la compression. Avec des proportions de liant dans les semelles inférieures à 10%, l'augmentation de leurs épaisseurs augmente également la quantité de matériaux soumise à l'attraction de la pesanteur. En considérant respectivement les paramètres d (m) et L (m) pour l'épaisseur et la portée de la semelle, Mitchell (1991) estime un effondrement qui s'étend jusqu'à une hauteur d'arche de

$L/2$ si $d > L/2$ (figure 2.32a). Pour ce mode de rupture, Mitchell (1991) recommande d'utiliser l'équation analytique ci-dessous pour évaluer la stabilité de la semelle :

$$L \cdot \gamma > \frac{8 \cdot \sigma_t}{\pi} = 2.5 \sigma_t \quad (2.56)$$

où σ_t (kPa) représente la résistance en traction de la semelle et γ (kN/m³) représente le poids volumique du remblai cimenté.

La résistance en traction peut être déterminée par des essais en laboratoire ou sur le terrain (chantier remblayé). L'équation empirique (2.57) a également été développée par Jordan et al. (2003) pour évaluer la résistance en traction requise des semelles en remblai cimenté exposées à la base en considérant un facteur de sécurité de design FS = 1.5.

$$\sigma_t = \frac{3\gamma L^2}{4d} \text{ [kPa]} \quad (2.57)$$

avec : γ (kN/m³) poids volumique du remblai, L (m) la portée de l'excavation et d (m) l'épaisseur de la semelle.

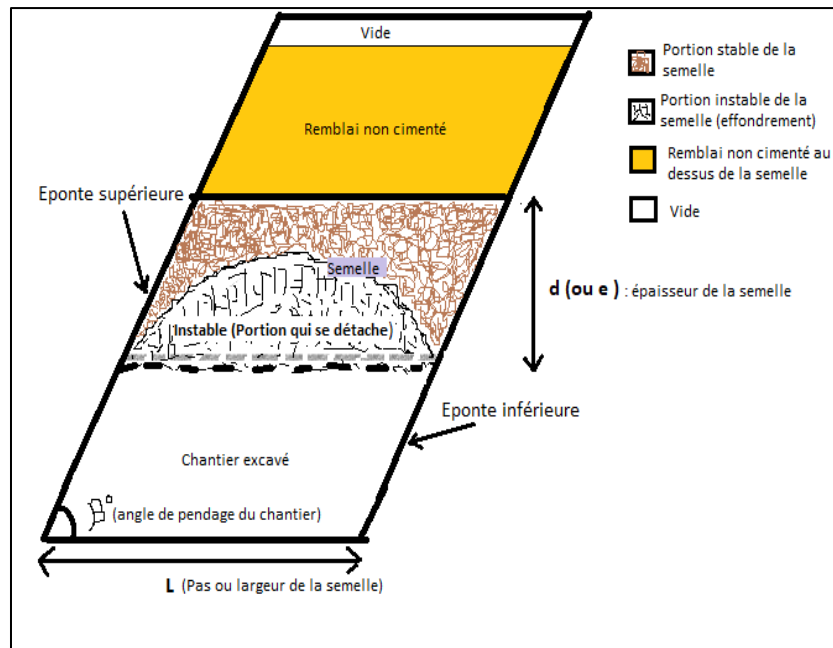


Figure 2.33: Rupture par effondrement à la base des semelles en remblai cimenté (adapté de Mitchell 1991)

En considérant l'équation (2.56) très conservatrice compte tenue de la résistance en traction évaluée en fonction de la portée de la semelle, Hughes (2014) propose l'équation (2.60), moins

conservatrice, dans laquelle la résistance en traction de la semelle est considérée le long de la courbe de rupture (figure 2.33).

En considérant la surface de rupture comme un demi-cercle de rayon $L/2$ (ou L est la portée de la semelle), la semelle reste stable lorsque la force stabilisatrice ($F1$) le long de la courbe de rupture ($0.5.\pi.L$) est supérieure à la force déstabilisatrice ($F2$) associée au poids du remblai. Ces deux forces sont définies comme suit :

$$F1 = \frac{\pi}{2}.L.\sigma_t \quad (2.58)$$

et

$$F2 = \frac{\gamma}{8}.(\pi L)^2 \quad (2.59)$$

Condition de stabilité :

$$\gamma.L > \frac{4}{\pi}.\sigma_t \quad (2.60)$$

où σ_t (kPa) est la résistance en traction le long de la surface de rupture, γ (kN/m³) est le poids volumique de du remblai et L (m) la portée de la semelle.

Le facteur de sécurité pour ce mode de rupture devient (Hughes 2014):

$$FS = \frac{\gamma L}{4\sigma_t} \quad (2.61)$$

En plus de ces ajustements apportés par Hughes (2014) à cette rupture de limite semi-circulaire, Oulbacha (2014) a identifié une nouvelle géométrie de rupture par effondrement. Cette nouvelle géométrie de rupture, présentée à la figure 2.34 est valable dans le cas de semelles ayant une forte résistance au cisaillement aux extrémités. Il se forme alors un bloc trapézoïdal délimité par deux lignes de rupture inclinées, traversant toute l'épaisseur de la semelle.

Sur la figure 2.34, d (m) et L (m) représentent respectivement l'épaisseur et la portée de la semelle. Les murs latéraux sont considérés rigides tout comme dans les modèles de Mitchell (1991).

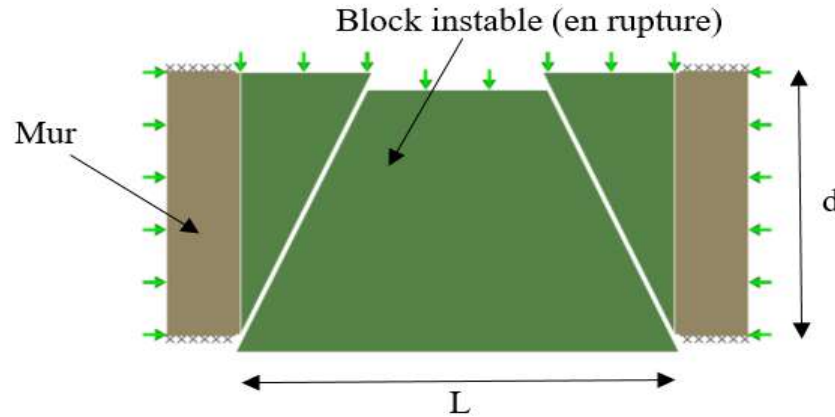


Figure 2.34 : Effondrement trapézoïdal d'une semelle en remblai cimenté (adapté de Oulbacha 2014)

Rupture par flexion

Mitchell (1991) remarque que la rupture par flexion affecte particulièrement les semelles de grandes portées et de faibles épaisseurs. Cela s'explique également par la faible résistance en traction du remblai cimenté ou des géomatériaux en général. En utilisant une formule standard d'une poutre soumise à une flexion, Mitchell (1991) propose d'utiliser l'équation (2.62) pour évaluer la stabilité des semelles.

$$\left(\frac{L}{d}\right)^2 > \frac{2(\sigma_t + \sigma_c)}{w} \quad (2.62)$$

avec : σ_t (kPa) résistance en traction de la semelle; σ_c (kPa) résistance en compression de la semelle et w (kPa) charge verticale supportée par la semelle.

Cette charge verticale (w) inclut le poids propre de la semelle et le poids du remblai non cimenté au-dessus de la semelle. Elle se calcule comme suit :

$$w = \sigma_v + \gamma d \quad (2.63)$$

où γ (kN/m³) est le poids volumique du remblai et d (m) l'épaisseur de la semelle.

La modélisation numérique réalisée par Oulbacha (2014) a démontré que cette équation de Mitchell (1991) n'est valable que pour des chantiers dont la portée est largement supérieure à l'épaisseur.

La figure 2.35 présente un modèle de Mitchell (1991) dans lequel on observe la rupture par flexion d'une semelle dans un chantier vertical. La partie supérieure de la semelle s'est affaissée tandis que la partie inférieure est en traction. Les fissures à la base sont liées à la traction induite par l'affaissement au centre de la semelle. Cette figure permet également de voir les parois rigides qui ont été considérées. La faible épaisseur du vide laissé à la base du modèle permet de constater que l'effet de l'excavation des chantiers sous-jacent n'est pas correctement pris en charge par ces essais. L'influence de ce paramètre a été plus tard étudiée dans Sobhi et Li (2017), Pagé et al. (2019).

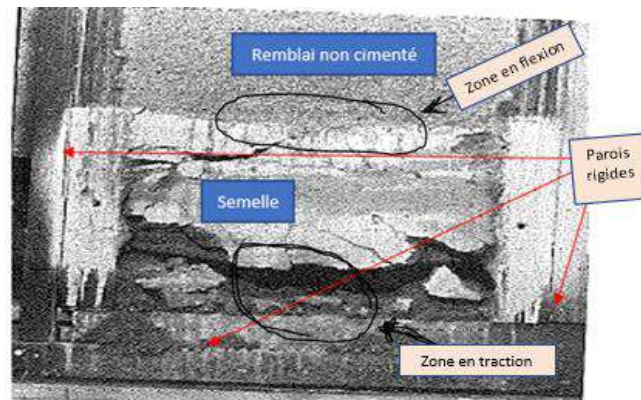


Figure 2.35: Rupture par flexion d'un modèle de Mitchell (1991)

En considérant l'effet d'arche dans les chantiers très hauts ($H \gg L$), et en absence d'informations détaillée, une estimation cette charge induite par le remblai non cimenté peut se faire à partir de l'équation simplificatrice développée par Terzaghi (1943) :

$$\sigma_v = \frac{\gamma L}{2K \tan \phi} \quad (2.64)$$

avec : K le coefficient de pression des terres; ϕ (°) l'angle de frottement interne du remblai; H (m) la hauteur du remblai non cimenté et L (m) la largeur de la semelle.

En considérant la rupture par flexion comme le mode de rupture le plus critique, Stone (1993) a développé le diagramme de stabilité présenté à la figure 2.36 pour le design des semelles en remblai cimenté dans les chantiers verticaux. Un facteur de sécurité de design $FS = 2$ est considéré dans ce diagramme. Une large application de ce diagramme a été enregistrée dans les mines souterraines compte tenu de sa simplicité et sa facilité d'utilisation. Parmi ces limitations figurent la négligence de paramètres tels que l'inclinaison des parois des chantiers, la profondeur des chantiers, l'excavation du chantier sous la semelle, la convergence des parois, les propriétés à l'interface entre la semelle et la roche.

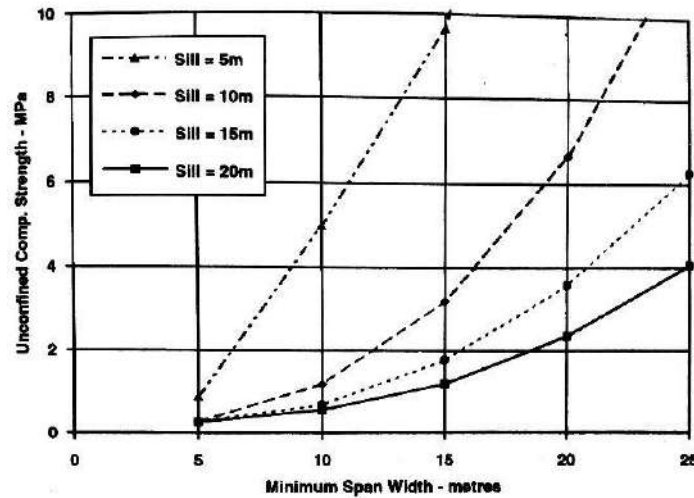


Figure 2.36: Graphe de Stabilité de Stone (1993)

En se servant des données de plusieurs mines Nord-Américaines et Australiennes utilisant des remblais différents (pâte, rocheux ou hydraulique), Pakalnis et al. (2005) ont amélioré le diagramme initialement proposé par Stone (1993). Des portées plus faibles et des semelles moins épaisses sont prises en compte (figure 2.37). Dans ce diagramme, les paramètres suivants ont été considérés : le facteur de sécurité $FS = 2$; la résistance en compression uniaxiale $UCS \geq 1.5 \text{ MPa}$; la contrainte de convergence $\sigma_c = 0 \text{ MPa}$ et la résistance en traction $\sigma_t = 10\% UCS$.

Par ailleurs, la convergence des parois, les contraintes latérales, la profondeur des chantiers, la surcharge (remblai non cimenté), la qualité du contact aux interfaces semelle-roches ainsi que le pendage sont des paramètres non pris en compte dans ce nouveau diagramme.

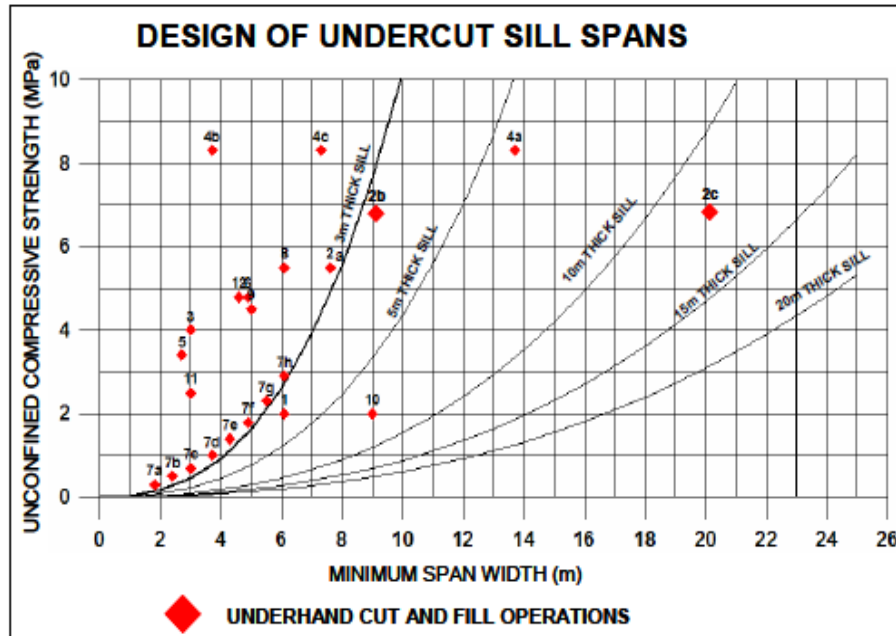


Figure 2.37: Graphe de Stabilité de semelles Pakalnis et al. 2005 (adapté de Stone 1993)

Jordan et al. (2003) ont également développé le diagramme empirique présenté à la figure 2.38 pour évaluer la résistance requise des semelles de grandes portées susceptibles de se rompre par flexion. La contrainte déstabilisatrice considérée est le poids propre de la semelle et la surcharge (remblai non cimenté) au-dessus de la semelle. Ils ont également développé l'équation (2.65) pour évaluer la résistance en traction (σ_t) de la semelle nécessaire pour assurer la stabilité de la semelle contre les contraintes en traction à la base.

$$\sigma_t = \frac{3\rho g L^2}{4t} \quad (2.65)$$

où t (m) représente l'épaisseur de la semelle, L (m) représente la portée de la semelle et ρ (g/cm³) représente la masse volumique du remblai.

La figure 2.38 représente l'abaque de stabilité proposé par Jordan et al. (2003) pour la détermination de la résistance en compression requise en fonction de la portée lorsque la rupture par flexion est la plus critique. Différents facteurs de sécurité ont été considérés (FS = 1, 1.5 et 2).

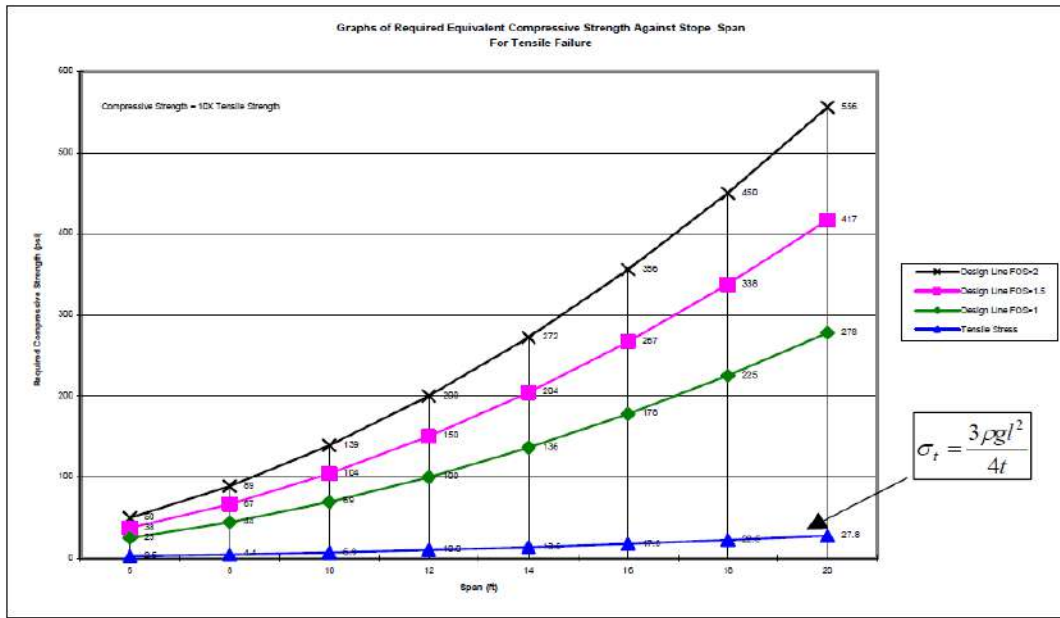


Figure 2.38: Abaque de Stabilité pour la rupture par flexion (tiré de Jordan et al. 2003)

À partir de l'équation (2.65) développée par Jordan et al. (2003), Mott (2007) a déduit l'équation (2.66) pour estimer la résistance en flexion (σ_f) nécessaire lors du design.

$$\sigma_f = \frac{3\gamma W^2}{4h} \quad (2.66)$$

avec γ (kN/m³) le poids volumique du remblai, W (m) la portée de l'excavation et h (m) l'épaisseur de la semelle en remblai.

L'application de ces équations dans d'autres mines est à prendre avec précaution compte tenu de leur nature empirique portant sur le cas unique de la mine Stillwater.

A mentionner que le digramme de Jordan et al. (2003) présenté à la figure 2.38 néglige plusieurs paramètres importants tels que la convergence et l'inclinaison des parois, la profondeur du chantier, les propriétés de résistance à l'interface entre la semelle et la roche.

Rupture par glissement

La rupture par glissement est le résultat d'un mauvais contact aux interfaces entre la semelle et la roche. Les modèles de Mitchell (1991) considèrent la semelle comme un bloc rigide susceptible de glisser le long des parois peu rugueuses. Mitchell (1991) a développé l'équation (2.67) pour évaluer la possibilité de rupture par glissement des semelles.

$$(\sigma_v + d\gamma) > 2 \left(\frac{\tau_t}{\sin^2(\beta)} \right) \cdot \left(\frac{d}{L} \right) \quad (2.67)$$

Où : τ_t (kPa) est la résistance au cisaillement à l'interface semelle-roches et β (°) l'angle de pendage du chantier.

Jordan et al (2003) ont développé pour ce mode de rupture l'équation (2.68) pour évaluer la résistance au cisaillement nécessaire à l'interface entre la semelle et la roche. Ils ont également proposé le diagramme empirique présenté à la figure 2.39 pour évaluer la résistance nécessaire pour le design des semelles lorsque le glissement constitue le mode de rupture le plus critique.

$$\tau = \frac{\gamma L}{2} \quad (2.68)$$

où γ (kN/m³) est le poids volumique du remblai et L (m) la portée de la semelle.

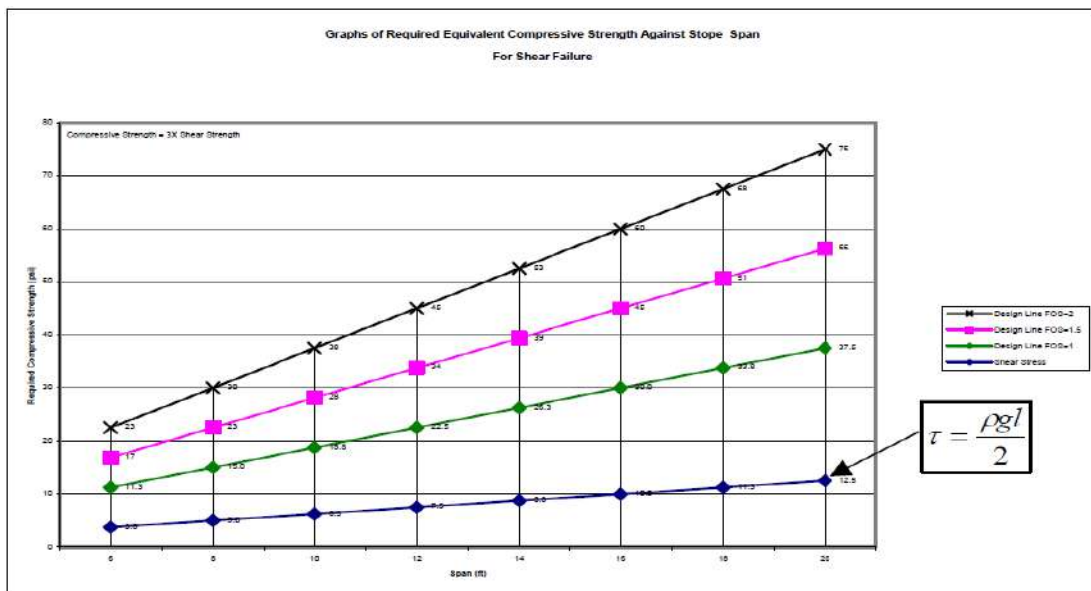


Figure 2.39 : Diagramme de stabilité de Jordan et al (2003) pour la rupture par cisaillement des semelles en remblai cimenté

La figure 2.40 tirée de Caceres (2005) illustre la rupture par glissement d'une semelle en remblai cimenté.

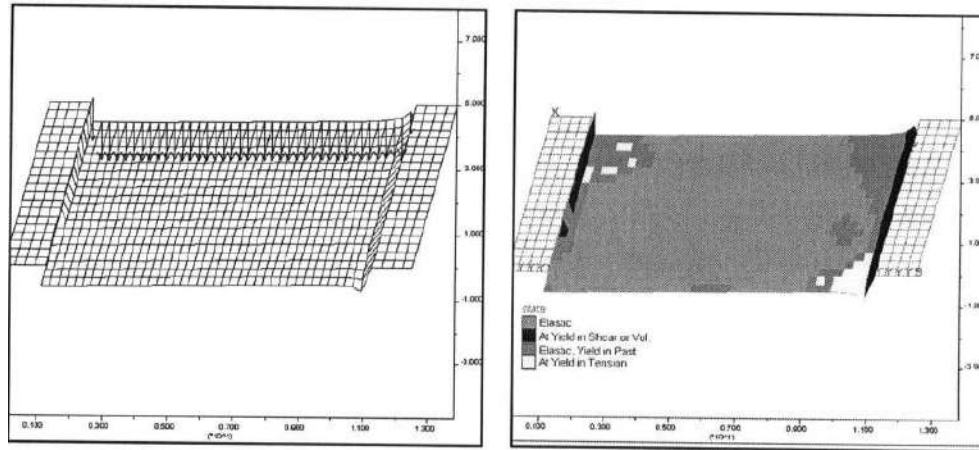


Figure 2.40: Rupture d'une semelle par glissement (tiré de Caceres, 2005)

Une amélioration de l'équation (2.66) a été apportée par Hughes (2014) en introduisant le paramètre d (m) pour prendre en compte l'épaisseur de la semelle. La résistance au cisaillement requise à l'interface entre la semelle et le roche devient :

$$\tau = \frac{\gamma d L}{2} \quad (2.69)$$

où d (m) représente l'épaisseur de la semelle, γ (kN/m³) représente poids volumique du remblai et L (m) représente la portée de la semelle.

Rupture par rotation (torsion)

La rupture par rotation (voir figure 2.41) survient dans les chantiers inclinés lors qu'il y a une mauvaise résistance au cisaillement à l'interface semelle-roches du côté de l'éponte supérieure (HW). Ce mode de rupture est parfois associé à la mauvaise qualité géomécanique des roches. Mitchell (1991) a proposé l'équation ci-dessous pour évaluer le risque de rupture par rotation des pilier-semelles :

$$(\sigma_v + d\gamma) > \frac{d^2 \cdot \sigma_t}{2 \cdot L \cdot (L - d \cdot \cot(\beta)) \cdot \sin^2(\beta)} \quad (2.70)$$

où d (m) représente l'épaisseur de la semelle, γ (kN/m³) représente poids volumique du remblai, L (m) représente la portée de la semelle, σ_t (kPa) représente la résistance en traction du remblai, σ_v (kPa) représente la charge verticale au-dessus de la semelle et β (°) l'angle d'inclinaison des parois du chantier.

Caceres (2005) a identifié que le facteur de sécurité implicite $FS = 2$ avec cette équation de Mitchell (1991). Pour un facteur de sécurité $FS = 1$, l'équation de Mitchell devient (Caceres 2005) :

$$(\sigma_v + d\gamma) > \frac{d^2 \cdot \sigma_t}{L \cdot (L - d \cdot \cot(\beta)) \cdot \sin^2(\beta)} \quad (2.71)$$

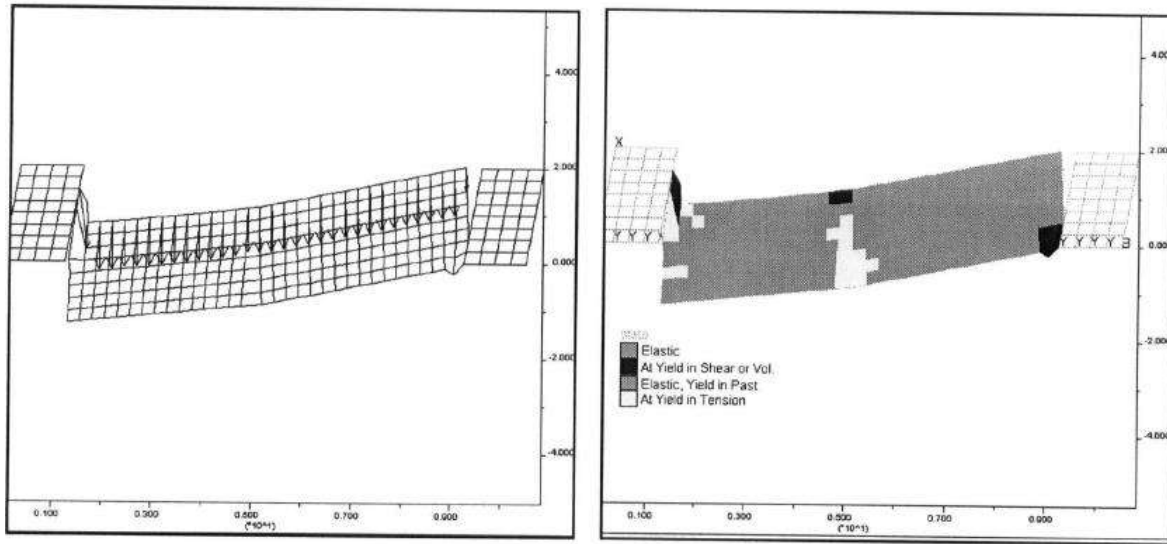


Figure 2.41: Rupture d'une semelle par rotation (tiré de Caceres 2005)

En considérant l'influence de la rugosité à l'interface supérieure (HW) entre la semelle et la roche, Caceres (2005) développe une nouvelle équation analytique en introduisant un facteur de réduction α qui prend en compte la qualité du contact à l'interface entre l'éponte supérieure et la semelle en remblai cimenté. La valeur de α varie entre 0 (pour une mauvaise qualité) et 1 (pour une très bonne qualité). Pour une rotation de la semelle autour d'un axe passant par O (voir figure 2.42), il obtient l'équation analytique suivante :

$$(\sigma_v + d \cdot \gamma) > \frac{\sigma_t \cdot d^2 + \alpha \cdot 2 \cdot \tau_f \cdot d \cdot L \cdot \sin^2(\beta)}{L \cdot (L - d \cdot \cot(\beta)) \cdot \sin^2(\beta)} \quad (2.72)$$

où d (m) est épaisseur de la semelle, L (m) représente la largeur du chantier, β ($^\circ$) représente le pendage du chantier et γ (kN/m³) représente le poids volumique du remblai.

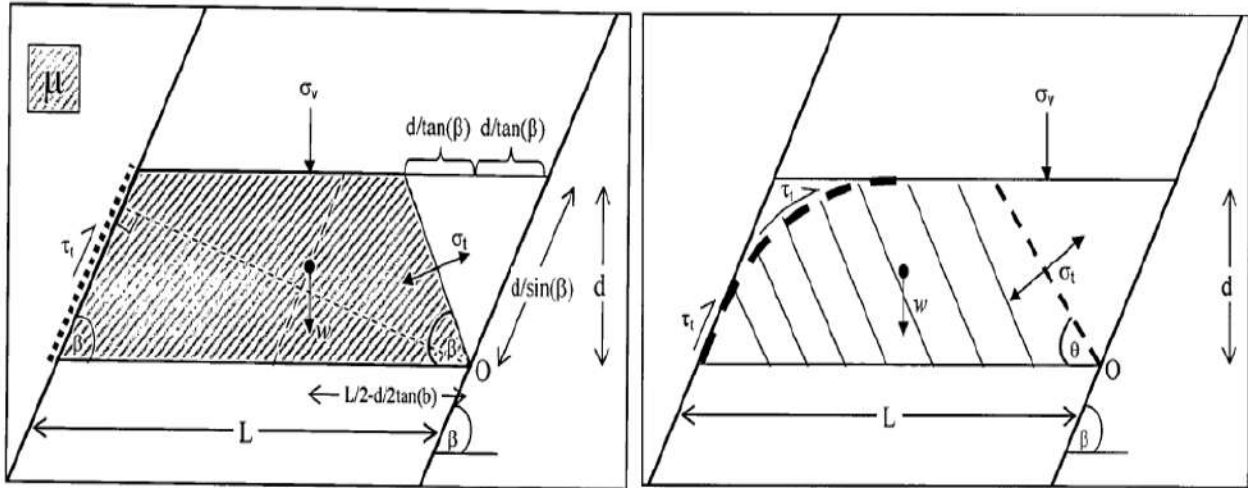


Figure 2.42: Modèle de rupture par rotation de Caceres (2005)

Caceres (2005) développe également à partir de la modélisation numérique sur FLAC-2D une nouvelle équation analytique pour évaluer la contrainte verticale (σ_y) au-dessus de la semelle et des graphiques de stabilité (figure 2.43 à 2.46). Ces graphiques corrigent certaines limitations des travaux antérieurs concernant le pendage des chantiers et l'épaisseur des semelles, mais négligent d'autres paramètres importants tels que la profondeur du chantier, la convergence des parois, et l'excavation du chantier au-dessous de la semelle.

$$\sigma_y(z) = \left(\frac{\gamma \cdot L}{2 \cdot K \cdot \tan(\phi)} \right) \cdot \sin^2(\beta) \cdot \left[1 - \exp \left(- \frac{2 \cdot K \cdot \tan(\phi) \cdot z}{L \cdot \sin^2(\beta)} \right) \right] \quad (2.73)$$

avec :

$$K = 1.4 \cdot \sin^2(\phi) - 2 \cdot \sin(\phi) + 1 \quad (2.74)$$

où K est le coefficient de pression des terres, ϕ ($^\circ$) est l'angle de friction interne du remblai, L (m) est la largeur du chantier, β ($^\circ$) est le pendage du chantier et z (m) est la profondeur du remblai.

Le coefficient de pression des terres (K) présenté à l'équation (2.74) ne s'applique qu'aux remblais de faible cohésion avec un angle de frottement interne compris entre 0 et 40°. Cela constitue une limitation de l'application de cette équation.

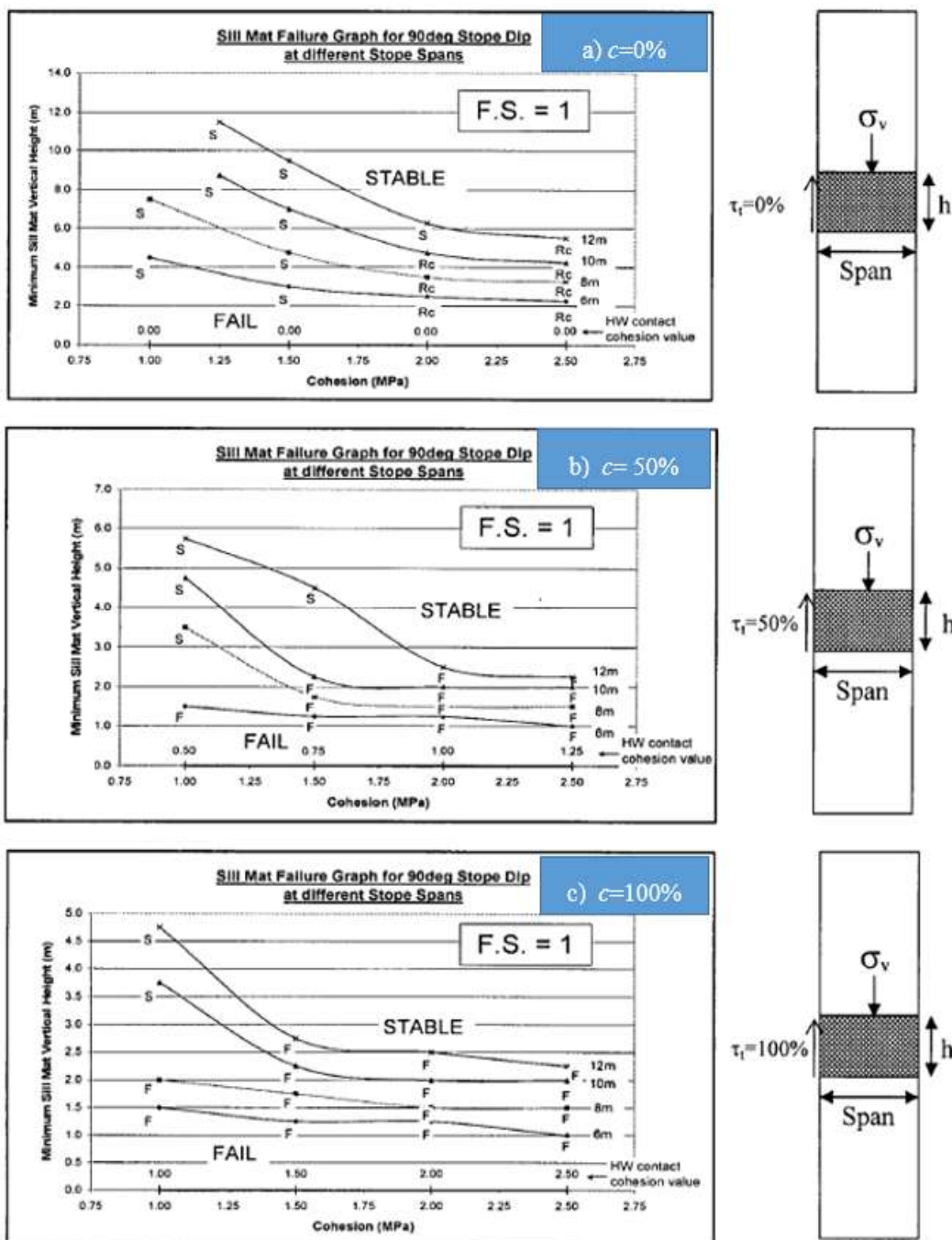


Figure 2.43: Graphes de stabilité des chantiers verticaux ($\beta = 90^\circ$) pour différentes résistances à l'interface semelle-roche (tiré de Caceres 2005)

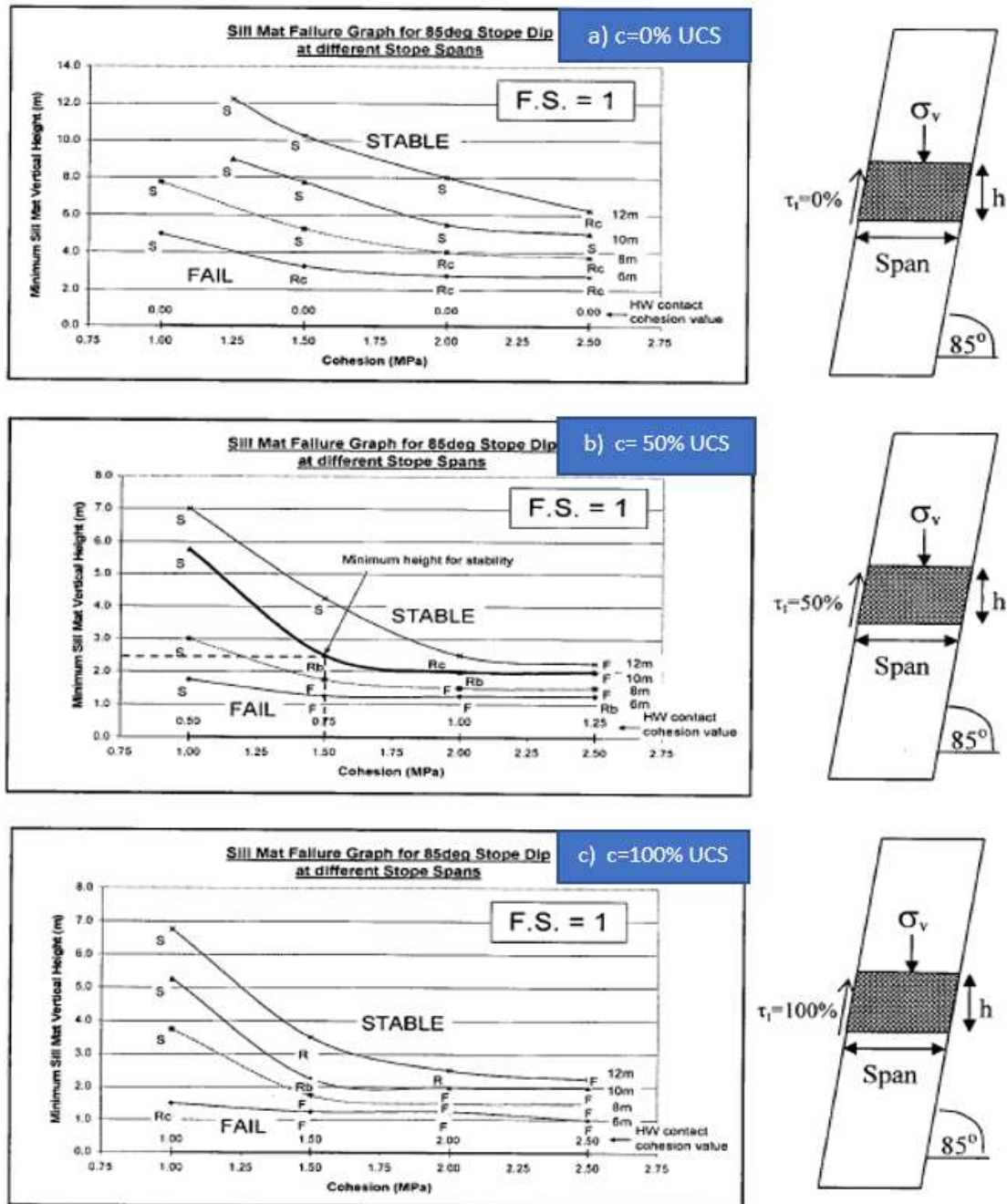


Figure 2.44: Graphes de Stabilité des chantiers inclinés de $\beta = 85^\circ$ pour différentes résistances à l'interface semelle-roche (tiré de Caceres 2005)

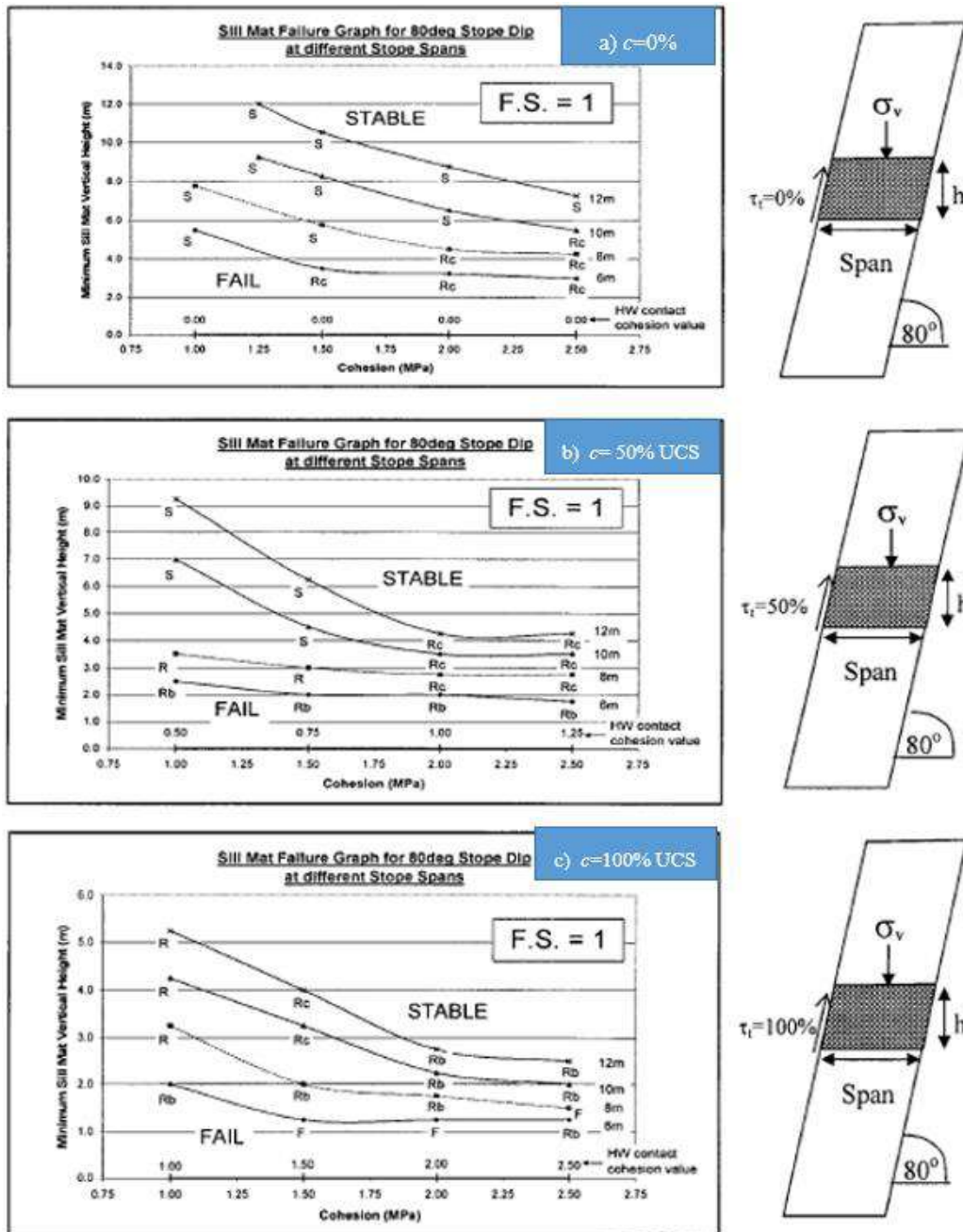


Figure 2.45: Graphes de Stabilité des chantiers inclinés de $\beta = 80^\circ$ pour différentes résistances à l'interface semelle-roche (tiré de Caceres 2005)

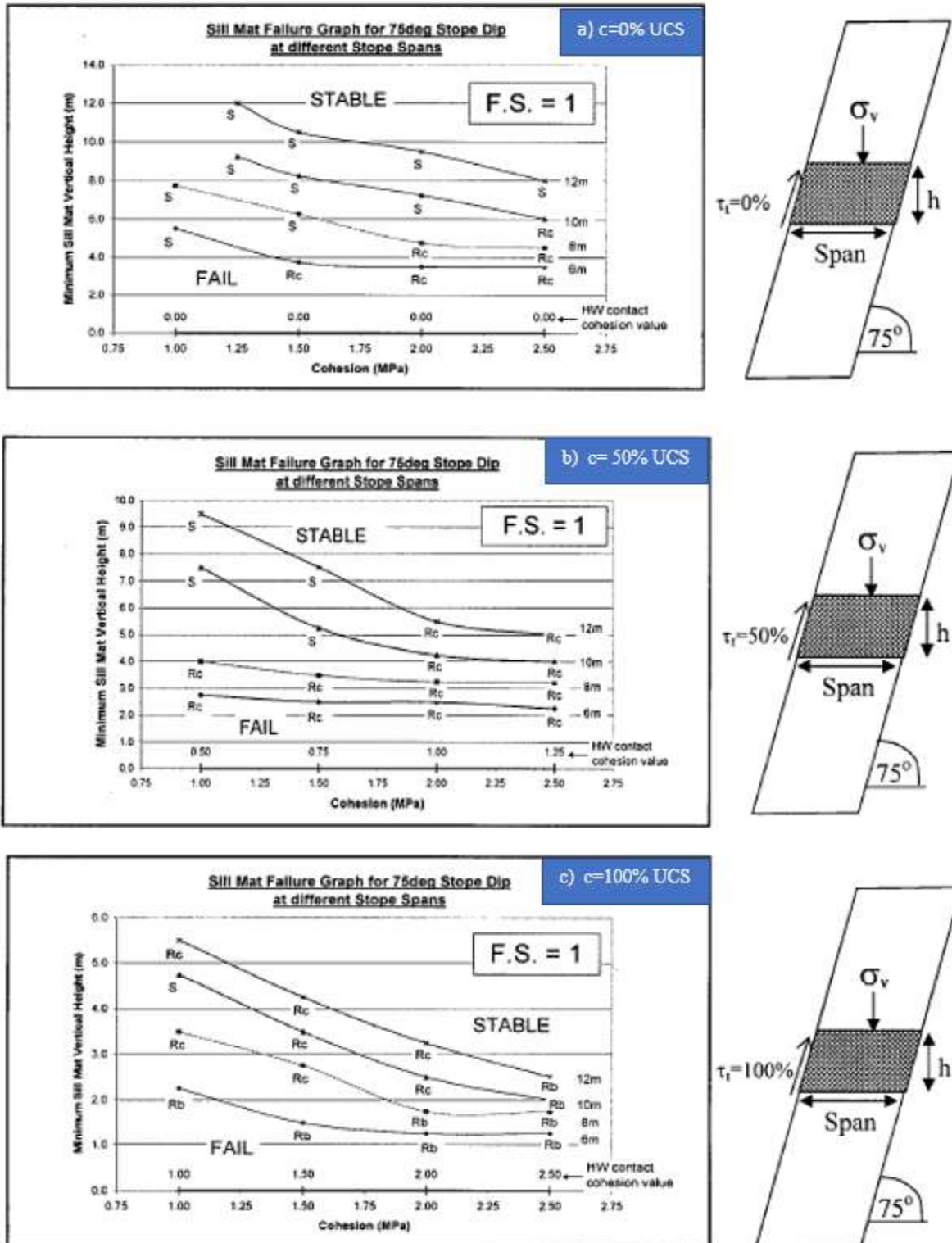


Figure 2.46: Graphes de Stabilité des chantiers inclinés de $\beta = 75^\circ$ pour différentes résistances à l'interface semelle-roche (tiré de Caceres 2005)

Rupture par écrasement

Après ces améliorations peu révolutionnaires apportées progressivement aux travaux de Mitchell (1991), les travaux de Hughes (2014) et de Pagé et al. 2018 ont permis de confirmer la nature critique de la rupture par écrasement lié à la convergence des parois rocheuses. Cette convergence est liée principalement à l'excavation du chantier au-dessous de la semelle. Son amplitude dépend de plusieurs paramètres tels que la dimension du chantier sous-jacent, la profondeur du chantier ou les caractéristiques géomécaniques des roches.

Hughes (2014) a développé des équations analytiques pour évaluer la déformation des parois dans les chantiers remblayés, les contraintes de convergence liées à ces déformations et un facteur de sécurité de design. Le développement de ces équations se base sur plusieurs hypothèses simplificatrices initialement énoncées par Salamon (1968) dans ses travaux portant sur l'estimation de la convergence des parois rocheuses. Il considère des chantiers à 2D isolés (aucune excavation adjacente), une relaxation totale des parois malgré la présence du remblai cimenté, une transmission intégrale de la convergence des roches au remblai. De plus, le remblai et les roches sont supposés élastiques linéaires. Ces hypothèses peu réalistes limitent l'applicabilité des équations développées pour le design des semelles.

Les figures 2.47 et 2.48 présentent respectivement le profil de convergence des parois à la suite de l'excavation et les paramètres dimensionnels utilisés dans les équations analytiques de Hughes (2014).

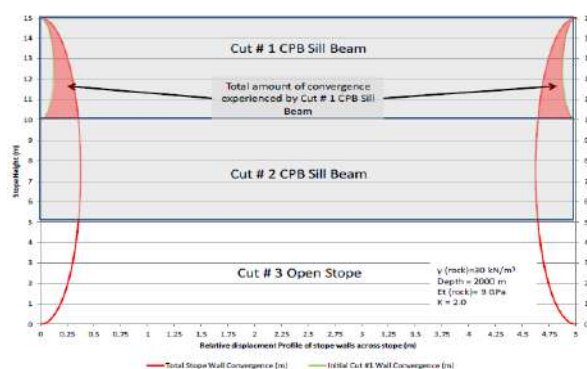


Figure 2.47: Profil de convergence des parois dans un chantier remblayé avec du remblai en pâte cimenté (tiré de Hughes 2014)

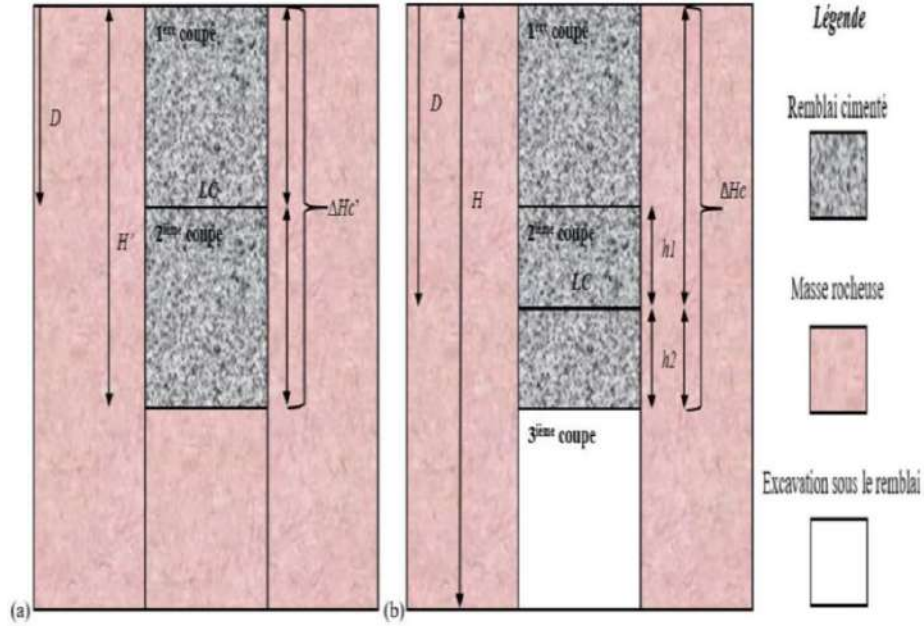


Figure 2.48 : Illustration d'un chantier excavé et remblayé en plusieurs tranches (tiré de Pagé 2018)

La convergence dans le chantier (Δw_{stope}) peut être déterminée comme suit:

$$\Delta w_{stope} = \frac{2(1-\nu^2)\sigma_h}{(h_1-h_2)E'_t} \left(\Delta H_c \left(\sqrt{\left(\frac{H}{2}\right)^2 - \Delta H_c^2} \right) - \left(\frac{H}{2}\right)^2 \cdot \tan^{-1} \left(\frac{\Delta H_c}{\sqrt{\left(\frac{H}{2}\right)^2 - \Delta H_c^2}} \right) - \Delta H'_c \left(\sqrt{\left(\frac{H'}{2}\right)^2 - \Delta H'_c{}^2} \right) - \left(\frac{H'}{2}\right)^2 \tan^{-1} \left(\frac{\Delta H'_c}{\sqrt{\left(\frac{H'}{2}\right)^2 - \Delta H'_c{}^2}} \right) \right) \Bigg|_{h_1}^{h_2} \quad (2.75)$$

avec : H (m) la hauteur du chantier, ΔH_c (m) la distance entre un point donné et la ligne centrale (LC) du chantier, H' (m) la hauteur du chantier au moment de l'extraction du pilier en minéral, $\Delta H'_c$ (m) la distance au-dessus ou en dessous de la ligne centrale du chantier basée sur H' (figure 2.48), h_1 (m) la distance entre le sommet du pilier en minéral et la ligne centrale du chantier, h_2 (m) la distance entre la base du pilier en minéral et la ligne centrale du chantier, σ_h (kPa) la contrainte horizontale liée à la convergence, ν le coefficient de Poisson de la roche et E'_t (kPa) le module d'élasticité de la roche.

La contrainte horizontale in situ agissant sur les parois de la semelle se calcule comme suit :

$$\sigma_h = \frac{\gamma z}{2} [(1 + K) + (1 + K) \cos(2\beta)] \quad (2.76)$$

avec : z (m) la profondeur du chantier à compter de la surface jusqu'à la mi-hauteur du chantier, β (°) l'angle d'inclinaison des épontes et K est le coefficient de pression des terres.

Contrainte horizontale induite à l'intérieur du remblai s'exprime comme suit :

$$\sigma_a = \frac{\Delta w_{stope}}{w} E_t \quad (2.77)$$

où E_t (kPa) représente le module d'élasticité tangentiel du remblai en pâte cimenté. Il varie avec les contraintes dans le chantier et peut être déterminé à partir de l'équation ci-dessous:

$$E_t = \left[1 - \left(\frac{2c \cos(\phi) + 2 \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} \right) \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)^{-1}_{ULT} \cdot \left(\frac{\sigma_c}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right) \right] E_i \quad (2.78)$$

où ϕ (°) représente l'angle de frottement interne du remblai, σ_1 (kPa) et σ_3 (kPa) représentent respectivement la contrainte principale majeure et mineure, c représente la cohésion du remblai et E_i (kPa) représente le module d'élasticité du remblai (constant).

La déformation admissible :

$$\Delta w_{allowable} = \frac{w \sigma_c}{E} \quad (2.79)$$

où w (m) est la largeur du chantier, σ_c (kPa) est la résistance en compression uniaxiale du remblai (semelle), et E (kPa) est le module d'élasticité du remblai (la semelle).

Facteur de sécurité de design :

$$FS = \frac{\Delta w_{allowable}}{\Delta w_{stope}} \quad (2.80)$$

À partir du code FLAC-2D, Hughes (2014) a évalué l'effet de la convergence des parois rocheuses sur la stabilité des semelles en remblai cimenté. Il a considéré trois valeurs de convergence : 0 cm (pour une faible convergence), 5 cm (pour une convergence moyenne) et 15 cm (pour une convergence élevée). Les résultats de cette investigation ont démontré que l'écrasement est un mode de rupture critique qui doit être pris en compte dans la conception des semelles soumises à de fortes contraintes latérales. Néanmoins, les graphiques de stabilité développés à partir de ces modélisations numériques ne peuvent pas être appliqués dans le design des semelles en raison de

l'absence de plusieurs paramètres tels que le pendage et la profondeur des chantiers, la rugosité des parois rocheuses, l'épaisseur des semelles. Les valeurs attribuées aux convergences sont également très hypothétiques et indépendantes de la profondeur.

Page et al. (2019) ont utilisé le logiciel Plaxis 2D pour évaluer le mode de rupture critique des semelles et la résistance de design requise. Dans leurs travaux, ils prennent en compte la variation de plusieurs paramètres géométriques et géomécaniques du remblai et des roches (voir figure 2.49 et 2.50). Les chantiers sous-jacents de 10 m de hauteur sont excavés en une seule séquence (figure 2.51). Cette dimension de chantiers est largement supérieure aux dimensions habituelles de 1.8 à 4.6 m (Brackebusch, 1992, William et al. 2007) utilisées dans la méthode de coupe et remblai. Les résultats obtenus indiquent l'écrasement comme principal mode de rupture des semelles en remblai cimenté. De plus, les diagrammes de stabilités présentés aux figures 2.49 et 2.50 montrent une augmentation de la résistance requise lorsque la profondeur du chantier, le module d'Élasticité des roches et l'angle d'inclinaison des parois augmentent. La résistance requise diminue en fonction de l'augmentation de l'épaisseur et de la portée des semelles.

Toutefois, la réduction de la résistance nécessaire pour des semelles de grandes portées reste difficile à comprendre dans la mesure où les contraintes de convergence diminuent, mais la contrainte verticale liée au poids propre de la semelle et au remblai non cimenté augmente. La prédominance de l'écrasement dans ces travaux pourrait s'expliquer par la dimension très élevée et l'excavation en une seule séquence du chantier sous-jacent. Des travaux supplémentaires sont nécessaires pour prendre en compte des dimensions plus réalistes afin de voir la possibilité ou l'absence d'apparition des autres modes de ruptures annoncés dans la littérature.

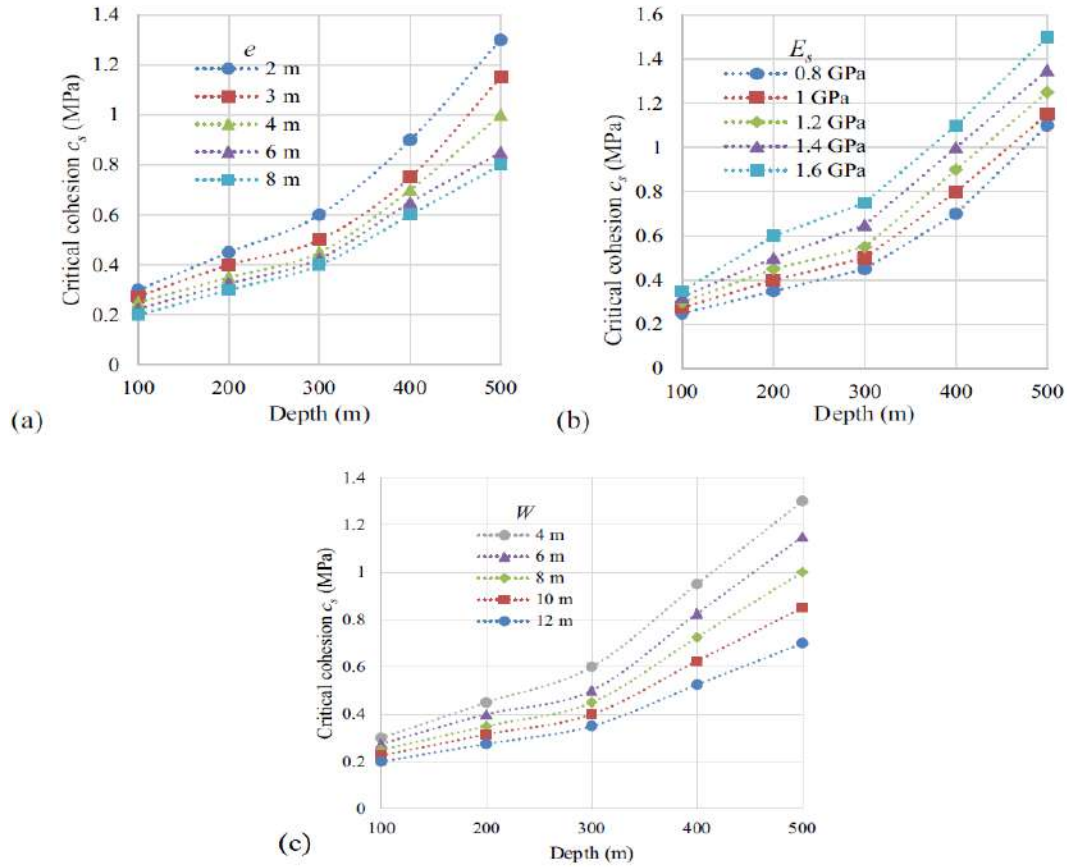


Figure 2.49 : Résistance de design selon (a) l'épaisseur, (b) le module de Young et (c) la portée des semelles en remblai cimenté exposées à la base (tiré de Pagé et al. 2019)

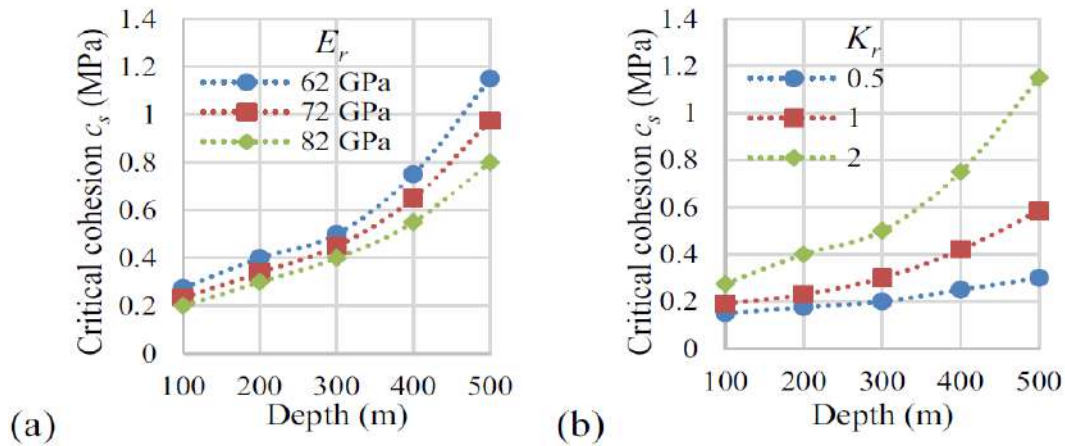


Figure 2.50 : Résistance de design selon (a) le module de Young des roches et (b) le coefficient de pression latérales des terres (tiré de Pagé et al. 2019).

La figure 2.51 ci-dessous présente le modèle numérique de référence utilisé par Pagé et al. (2019). Ici est représenté un chantier de 6 m de largeur et de 23 m de hauteur totale, excavé par la méthode coupe et remblai. La semelle située au centre de la figure est exposée à la base après l'excavation en une seule séquence du chantier sous-jacent de 10 m de hauteur.

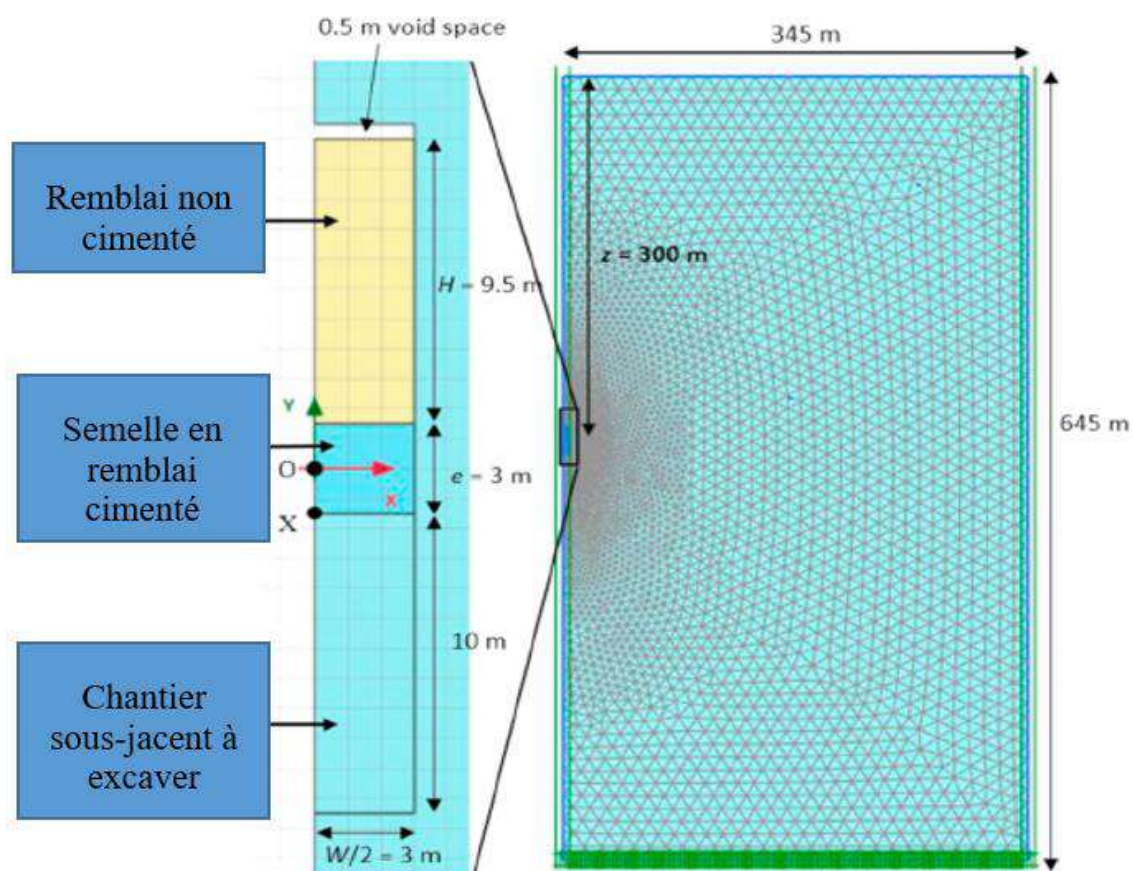


Figure 2.51 : Modèle numérique de Pagé et al. (2019)

CHAPITRE 3 ARTICLE 1: NUMERICAL ANALYSIS OF THE FAILURE MECHANISMS OF SILL MATS MADE OF CEMENTED BACKFILL

Alpha Mamoudou Talibe Keita, Abtin Jahanbakhshzadeh, Li Li

Submitted to International Journal of Geotechnical Engineering in March 2020

Abstract: Sill mat made with cemented backfill is an important structure in underground mining with backfill. It can help to improve ore recovery and ground stability conditions. A critical concern is the determination of the minimum required strength to ensure an economic and safe design of sill mats. In 1991, Mitchell has proposed four equations, each corresponding to one mode of failure. The solution is seldom used in practice due to several limitations associated with the assumption of stiff and immobile rock walls. Recently, the model of Mitchell has been revised by Pagé and coworkers through numerical modeling after taking into account the stope excavation below sill mat. Shear by compressive crushing has been identified as the main stability controlling mechanism. The minimum required strength decreases as the span of sill mat increases. It is noted that their numerical models were limited to narrow stopes. The full height of the underlying stope was excavated in one layer, resulting in large closure and compression on the sill mat. When the layer of underlying excavation is very small or when the span is very large, the horizontal strain and compressive stresses associated with the rock wall closure may become very small. The walls conditions may be close to those of Mitchell's model. The four modes of failure may take place before the crushing of the sill mats. The minimum required strength should increase as the span of sill mat increases. In this paper, a series of numerical simulations has been done by considering the width of the stope and sequence of the underling stope excavation. The numerical results show that shear by crushing remains the main stability controlling mechanism as long as the stope is narrow. Flexure becomes the stability controlling mechanism when the span of sill mat is very large or intermediate but with small layer thickness of underlying stope excavation. Sill mat probably fails by rotation when the stope wall inclination angle is smaller than 60° while caving is the most

possible mode of failure in vertical stopes with intermediate width. By simulating the failure of a cylinder sample under uniaxial compressive, a criterion of instability has been proposed and applied to reduce the subjectivity in evaluating the instability onset of sill mats under compression. The numerical results indicate a need of stronger sill mat when the mine depth, the thickness of the sill mat, and the stiffness of sill mat increase.

Key-words: Sill mat; Failure; Stability; Displacement, Numerical modeling

3.1 Introduction

Backfilling of mine stopes is an environment-friendly way to manage mine wastes. It also helps improve ground stability, increase ore recovery and reduce dilution (Hassani and Archibald 1998; Darling 2011). In several cases, sill mats made of cemented backfill are necessary to provide a safer space when ore rocks are of poor quality or highly potential of rock burst (e.g., Werner 1991; Pakalnis 2015). A key aspect for the design of sill mats is to estimate the stability or determine the required strength.

The first solution for such purpose was proposed by Mitchell (1991) who considered four modes of failure: sliding, flexure, rotation and caving. The stope walls were considered as stiff and fixed while the sill mats were considered as a beam or bloc. Since then, only a few updates were given. For instance, Caceres and coworkers (Caceres 2005; Caceres et al. 2007, 2017) revised the rotation failure by considering the fill-wall interface condition varying from smooth to very rough along the hanging wall. A more general equation was given. Another update was given by Oulbacha (2014) who did numerical modeling with a software based on limit equilibrium analysis. The numerical results showed that the failure surface of caving is not circular. With low cohesion sill mat, the failure surface of caving can pass through the full thickness of the sill mat to form a trapezoidal bloc. For flexural failure, Oulbacha (2014) showed that Mitchell's analytical solution is valid only when the width is large enough compared to the thickness. Stone (1993) considered the flexure as the critical failure mechanism of sill mats and proposed a graphical solution for sill mat design. The solution was later calibrated by Pakalnis et al. (2005) based on field observation data collected from 16 North American and Australian mines. The graphical solutions of Stone (1993) and Pakalnis et al. (2005) were developed for vertical stopes. They cannot be applied in inclined stopes. The influences of mine depth and walls closure on the stability of sill mats were neglected. Hughes (2014) made use of FLAC 2D to analyze the influence of wall closure and mine depth on the stability of sill mats. The analysis showed that shear by crushing could be a critical failure mechanism of sill mats. However, only three wall closures (0 cm for low stress, 5 cm for medium stress and 15 cm for high stress) were considered. The graphical solution qualitatively showed the influence of wall closure on the stability of sill mats. It cannot be used for sill mat design.

The stresses in cemented sill mat and in the overlying uncemented backfill associated with wall closures due to underneath stope excavation were analyzed by Sobhi and Li (2017) who showed that the stresses inside the sill mat and in the overlying uncemented backfill are much higher than those calculated by using analytical solution of arching theory (Mitchell 1991; Aubertin et al. 2003a, 2005; Li et al. 2003, 2005b). The influence of mine depth and wall closure on the stability of sill mat was later systematically analyzed by Pagé et al (2019) through numerical modeling. They find that shear by crushing is the control failure mechanism of sill mats for all cases, due to horizontal wall closure associated with the underneath stope excavation. While the graphical solutions of Pagé et al. (2019) have been proposed by considering different geometries, material properties and rock stresses, it is noted that the full height of 10 m high stope below the simulated sill mats was excavated in one step (layer). Subsequently, large horizontal wall closure can exercise on the sill mat, resulting in high compressive stresses and occurrence of crushing failure in the sill mats.

The numerical models of Pagé et al. (2019) correspond to cases where cemented sill mats are used to recover horizontal pillars, not to the cases of underhand cut-and-fill mining method where the ore rock is of poor quality and the excavation height is limited to a value between 1.8 and 4.6 m (e.g., Brackebusch 1992; Paroni 1992; Tesarik et al. 2003; Williams et al. 2007). It thus remains unclear how the failure modes and required strengths of sill mats change as the height and sequence of underneath stope excavation change.

For better understanding the failure modes and required strength of sill mats by taking into account the underneath excavation height and sequence, a series of numerical simulations were performed with RS2 (Rocscience, 2019). In this paper, a part of the numerical results will be presented. The influence of stope and sill mat geometries and mechanical properties of sill mats on the failure mode and required strength are also analyzed and discussed.

3.2 Numerical modeling

Numerical modeling is useful to understand the mechanical behavior of geomaterials in mining and civil engineering. Here, a finite element method software, called RS2 of Rocscience (Version 2019 10. 007) is used to analyze the failure modes and required strength of sill mats in underhand

cut and fill mining method. The validation of RS2 against analytical solutions is presented in Keita (2020).

3.2.1 Numerical model

Figure 3.1 presents vertical (Figure 3.1a) and inclined (Figure 3.1b) stopes, respectively. The geometry of the stopes is represented by W (m) for the width, H_t (m) for the total height, H_b (m) for the height of the uncemented backfill placed above the sill mat, e_s (m) for the thickness of sill mat, β for the inclination angle of the stope walls, H' (m) for the thickness of one layer used to excavate the underneath stope, z (m) for the mine depth (distance between the ground surface and the mi height of the stope).

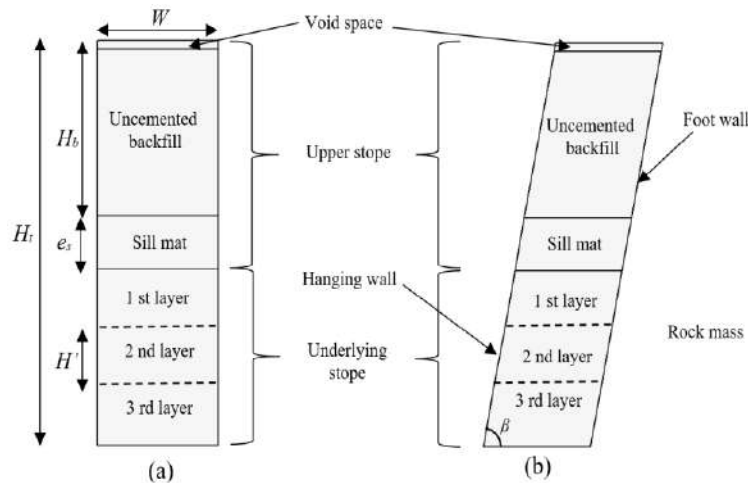


Figure 3.1 : Schematic view of (a) vertical and (b) inclined stopes with different undercut layers.

Figure 3.2 shows a numerical model built with RS2 for a vertical stope having a total height of $H_t = 23$ m, a width of $W = 6$ m at a depth of $z = 300$ m. The sill mat has a thickness $e_s = 3$ m. The overlying uncemented backfill has a height of $H_b = 9.5$ m. A void space of 0.5 m high is left on top of the uncemented backfill to simulate a poor contact between the uncemented backfill and the stope roof due to the settlement of the uncemented backfill.

The uncemented backfill and the cemented sill mat are homogeneous, isotropic and elasto-plastic materials obeying the Mohr-Coulomb criterion. The overlying uncemented backfill has a unit

weight $\gamma_b = 18 \text{ kN/m}^3$, a cohesion $c_b = 0 \text{ kPa}$, a nil tensile strength, a frictional angle $\phi_b = 25^\circ$, a Young's modulus of $E_b = 250 \text{ MPa}$ and a Poisson's ratio of $\mu_b = 0.3$ (e.g., Sobhi and Li 2017; Pagé et al. 2019). The sill mat is made of cemented backfill having a unit weight $\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3$, an elastic modulus $E_s = 1 \text{ GPa}$, a Poisson's ratio $\mu_s = 0.3$, an internal frictional angle $\phi_s = 30^\circ$, a cohesion $c_s = 2 \text{ MPa}$, and a tensile strength σ_t estimated by an expression given as follows (e.g., Sobhi and Li 2017; Pagé et al. 2019):

$$\sigma_t = \frac{c_s}{5} \tan(45^\circ + \frac{\phi_s}{2}) \quad (3.1)$$

This expression is obtained by considering the tensile strength equaling to one tenth of the unconfined compressive strength (UCS), which in turn is estimated by using the Mohr-Coulomb failure criterion (e.g., Stone 1993, Pakalnis et al. 2005; Caceres 2005 ; Hughes et al. 2006; Tesarik et al. 2007). Applying Eq. (3.1) with the given cohesion and friction angle leads to a tensile strength $\sigma_t = 0.692 \text{ MPa}$.

The rock mass around the stope is homogeneous, isotropic and elasto-plastic, obeying the Hoek-Brown criterion. It has a unit weight γ_r of 27 kN/m^3 , an elastic modulus $E_b = 62 \text{ GPa}$, a Poisson's ratio $\mu_r = 0.2$, a rock mass rating of $GSI = 80$ and a degree of disturbance of $D = 0$ (no disturbance). The Hoek-Brown parameters for the intact rock are given as $\sigma_{ci} = 300 \text{ MPa}$ (uniaxial compressive strength), $m_i = 33$ and $s = 1$ (e.g., Pagé et al. 2019).

A typical stress regime of the Canadian Shield is applied in the numerical models. The vertical natural stress is thus due to the overburden and proportional to the depth, while the horizontal natural stress is twice the vertical natural stress (Herget 1993; Arjang and Herget 1997; Martin et al. 2003; Sobhi et al. 2017). The lateral pressure coefficient of rock K_r is thus equal to 2. The two lateral out boundaries of the numerical model are fixed in the vertical direction and free in the horizontal direction while the bottom out boundary is fixed in both the vertical and horizontal directions and the upper out boundary is free in the vertical and horizontal directions to simulate the ground surface. After domain and mesh sensitivity analyses, the stope walls to out boundaries were determined as 230 m in the two sides and 200 m in the lower side while the optimal meshes were determined as 3 cm around the stope and increasing radically toward outside with a gradation factor of 0.1 (ratio between the mesh around the stope and the mesh at the external boundary). The

option “field stress and body force” is applied on the rock mass while the option “body force only” was chosen for the sill mat and overlying backfill.

Figure 3.3 shows the sequence of overlying stope excavation, sill mat construction, overlying backfill placement and underlying stope excavation. At step 1, the initial stress state considering the natural stresses is attributed to the rock. At step 2, the upper stope is excavated. After achievement of equilibrium, the displacements are reset to zero before the construction of the sill mat made of cemented backfill at step 3. At step 4, the uncemented backfill is added over the sill mat. The excavation of the underlying stope is made from top toward the base in several layers of same thickness, each having a thickness between 1.7 and 10 m. In Figure 3.3, the underlying stope is excavated by three steps (steps 5, 6 and 7) in three layers, each having a thickness of 3.33 m. After each layer of excavation, the walls convergence, the displacement and the stress state in the sill mat are recalculated. The effect of the underlying excavation on the distribution of stresses in the overlying backfill and the sill mat is presented in Keita (2020).

Table 3.1 shows a program of numerical simulations. Case 0 is used as a reference case to see the variation of failure mode and required strength of sill mat with the change of a studied parameter. To note that in Case 3, the total height H_t changes with the variation of the sill mat's thickness while the heights of the void space (0.5 m), overlying uncemented backfill (9.5m) and underlying stope (10 m) are kept constant. The influence of stope's inclination angle is investigated by keeping the stope or sill mat width constant ($W = 6$ m).

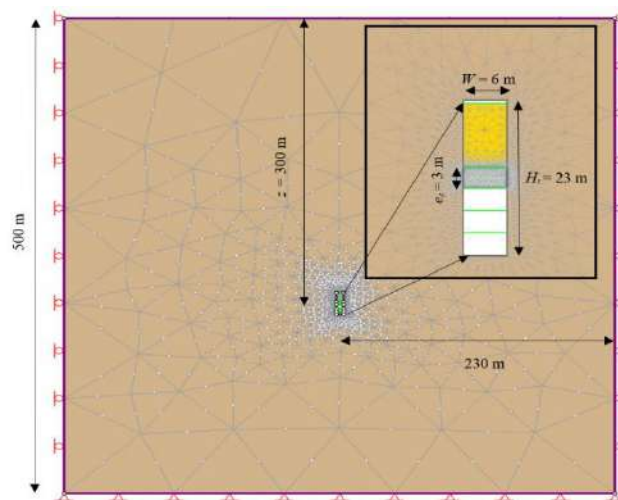


Figure 3.2: Numerical model of the reference case with the underlying stope excavated by three steps (layers) built with RS2

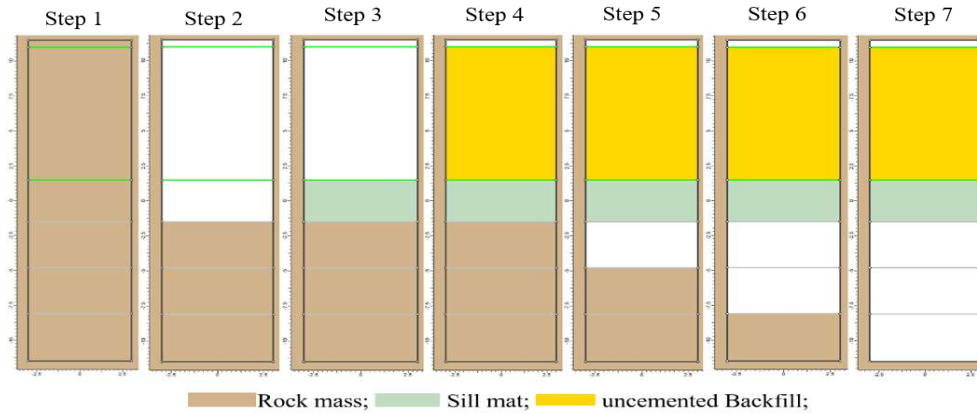


Figure 3.3: Sequences of excavation and backfilling for the numerical simulations conducted with RS2

Table 3.1: Program of numerical simulations (with $E_b = 250$ MPa, $\mu_b = 0.3$, $\phi_b = 25^\circ$, $c_b = 0$ MPa, $\gamma_b = 18 \text{ kN/m}^3$, and $H_b = 9.5$ m for the uncemented backfill, $\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3$, $\mu_s = 0.3$ and $\phi_s = 30^\circ$ for the cemented sill mat, $\gamma_r = 27 \text{ kN/m}^3$, $\mu_r = 0.2$, $m_i = 33$, $GSI = 80$, $s = 0.108$, and $D = 0$ for the rock mass) based on data taken from Sobhi and Li. (2017) and Pagé et al. (2019)

Case	Stope geometry		Sill mat		Layer thickness of underlying stope excavation	Mine depth
	β ($^\circ$)	W (m)	e_s (m)	E_s (GPa)	H' (m)	z (m)
0	90	6	3	1	3.3, 3.3, 3.4	300
1	VAR	6	3	1	3.3, 3.3, 3.4	300
2	90	VAR	3	1	3.3, 3.3, 3.4	300
3	90	6	VAR	1	3.3, 3.3, 3.4	300
4	90	6	3	VAR	3.3, 3.3, 3.4	300
5	90	6	3	1	VAR	300
6	90	6	3	1	3.3, 3.3, 3.4	VAR

3.2.2 Critical mode of failure

Considering stiff and immobile walls, Mitchell (1991) identified that a sill mat can fail by flexure, sliding, rotation and caving. These four modes of failure are illustrated in Figure 3.4 where L (m)

represents the width of the stope, d (m) the thickness of the sill mat, β ($^\circ$) the inclination angle of the rock walls, W the weight of the sill mat, σ_v (kPa) the vertical stress on the top of the sill mat due to the overlying uncemented backfill, and σ_n (kPa) the normal stress along the rock-sill mat contacts. The critical modes of failure are identified by considering several factors including yield state, displacement vectors and magnitudes, convergence of numerical calculation. When wall closures associated with the underlying stope excavation are significant, failure by crushing reflected by intensive shearing in the structure has been observed and becomes the control failure mechanism of sill mats (Hughes 2014; Pagé et al. 2019). However, when the layer of underlying excavation is very small or when the span is very large, the horizontal strain and compressive stresses associated with the rock wall closure may become very small. The walls conditions may be close to those of the Mitchell (1991) model. The four modes of failure may take place before the sill mats are compressed to failure due to larger thickness of underlying excavation. This indicates that the stability of sill mats should be analyzed by considering the sequence of underlying excavation, sill mat geometry and other parameters.

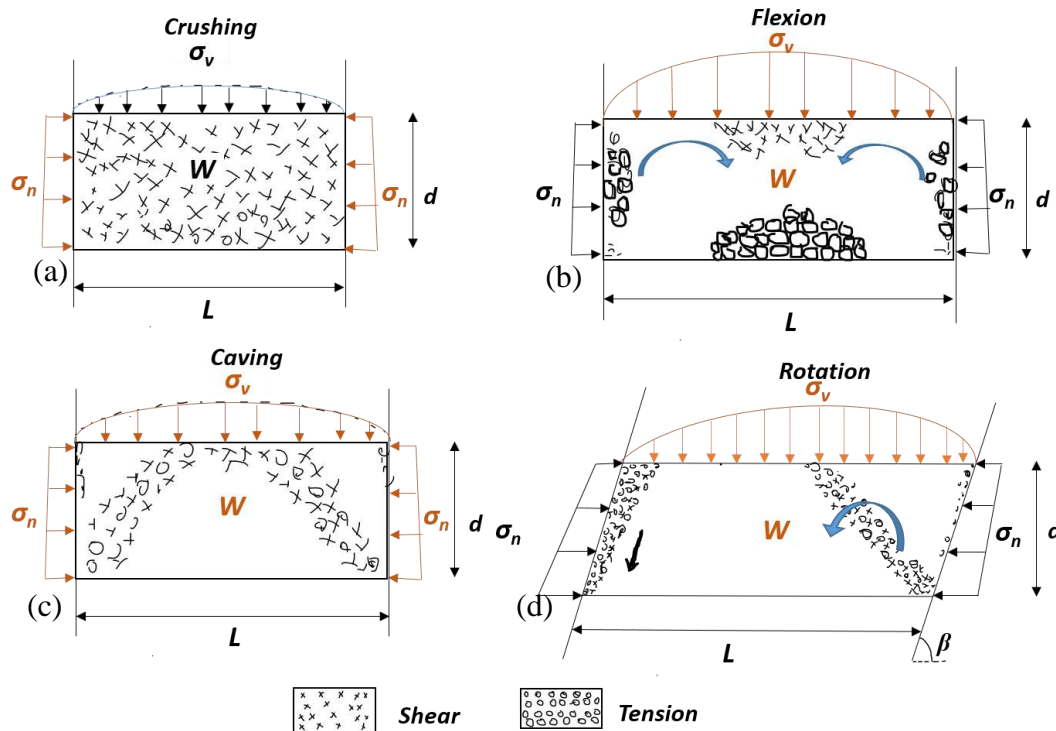


Figure 3.4: Schematic representation of the four critical modes of failure for a bas-exposed sill mat based on numerical results in this study

3.2.2.1 Effect of sequence of underlying excavation

Figure 3.5 presents the behaviour of a sill mat having a width of 6 m and a thickness $e_s = 3$ m, located at $z = 300$ m when its underlying slope of 10 m high is excavated by one (Figure 3.5a), three (Figure 3.5b) and six (Figure 3.5c) layers, respectively. When the full height of the underlying slope is excavated in one layer (Figure 3.5a) or in three layers (Figure 3.5b), the excavation of the first layer generates shear by crushing zones, passing through the entire sill mat. When the underlying slope is excavated in six layers, shear by crushing appears only after the second layer of excavation, as shown in Figure 3.5c. After the excavation of the first layer in, the zone of failure by crushing illustrated by the shear elements was important but did not pass through the entire sill mat. This indicates that shear by crushing increases as the excavation of the underlying progresses. However, the layer thickness or number of the underlying slope excavation does not have any influence on the critical failure mode of the sill mat due to the narrow slope.

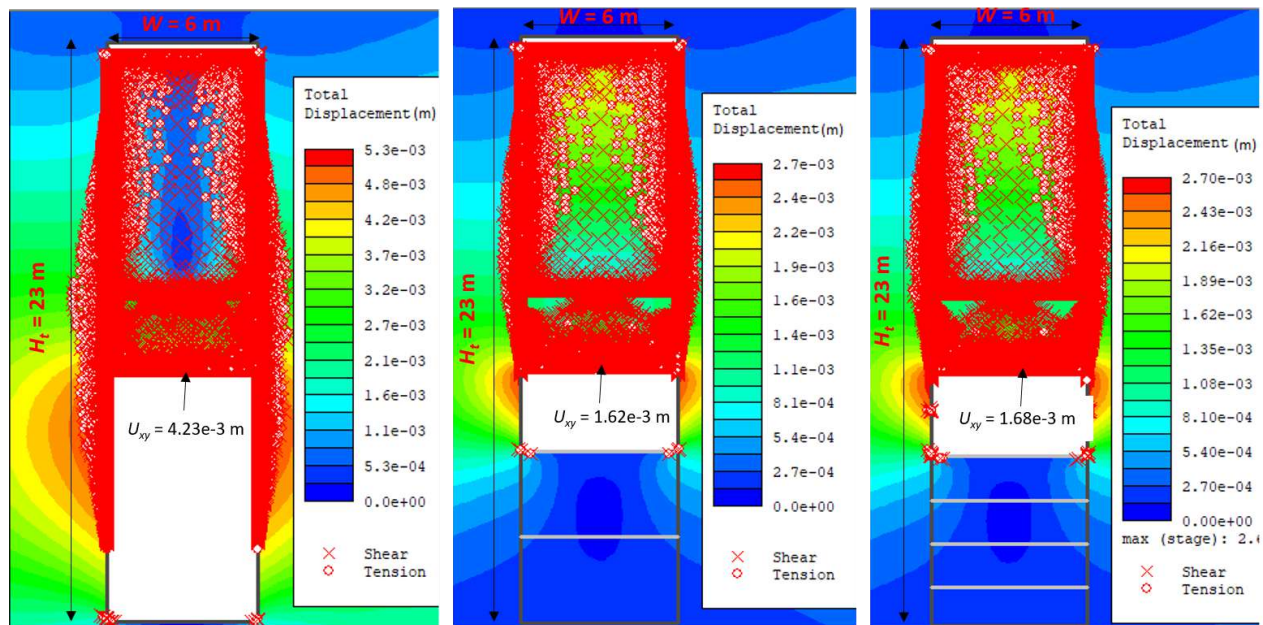


Figure 3.5: Behaviour of a sill mats having a width of 6 m and a thickness $e_s = 3$ m, located at $z = 300$ m when its underlying slope of 10 m high is excavated by (a) one, (b) three and (c) six layers, respectively. Other parameters are given in Table 3.1 (Case 5).

Figure 3.6 presents the behaviour of a sill mat having a width of 10 m and a thickness $e_s = 3$ m, located at $z = 300$ m when its underlying slope of 10 m high is excavated by one (Figure 3.6a),

three (Figure 3.6b) and six (Figure 3.6c) layers, respectively. One sees that tension is absent at the center base of the sill mat when the underlying slope of 10 m high is excavated in one layer, as shown in Figure 3.6a. However, crushing and tension appear and propagate from the two corners at the base of the sill mat through the entire thickness of the sill mat. The stability controlling mechanism is caving due to the combined effects of the horizontal rock wall closure and the self weigh of the sill mat. The geometry of the failure mode is in the form of a trapezoidal bloc as predicted in Oulbacha (2014). In Figures 3.6b and 3.6c, tension appears at the center base of the sill mat and at the interfaces between the sill mat and the rock walls, indicating potential failure by flexure. However, the tension at the center base and at the fill-wall interfaces is higher in Figure 3.6c than in Figure 3.6b. This indicates that an excavation with small thickness in the underlying stope increases the tension at the base center of sill mat and subsequently the possible failure by flexure. Finally, these results show that for a stope of 10 m large, the variation of the number and thickness of the underlying stope excavation can change the mode of failure of the sill mat.

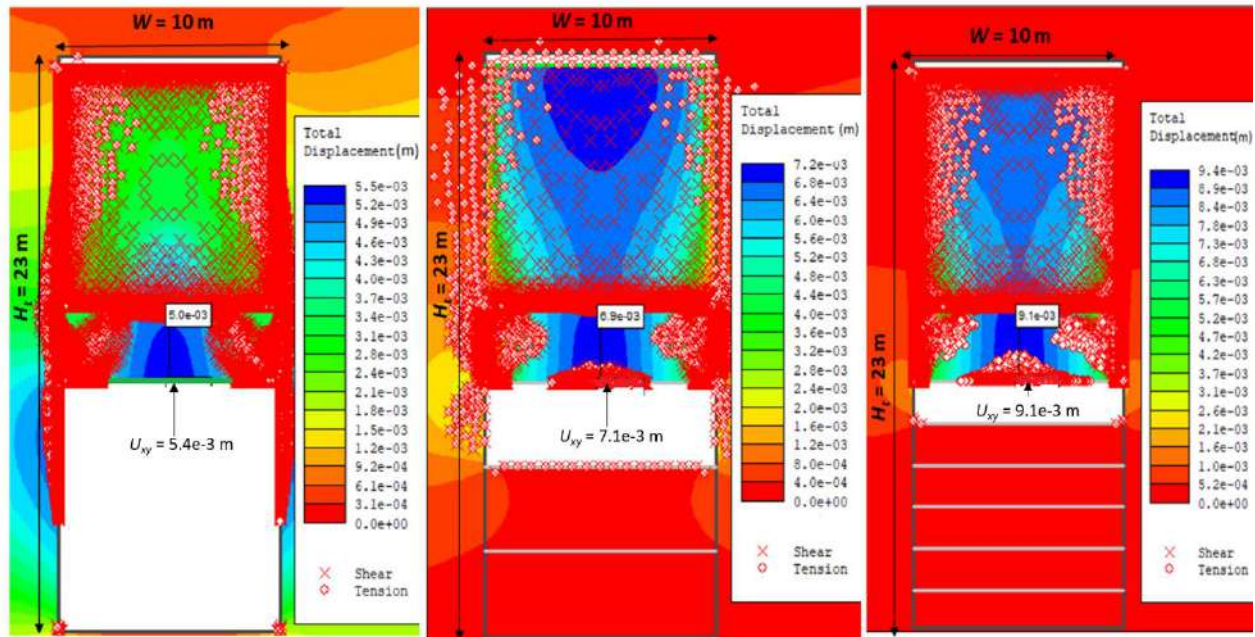


Figure 3.6: Behavior of a sill mat having a width of 10 m and a thickness $e_s = 3$ m, located at the depth $z = 300$ m when its underlying stope of 10 m high is excavated by (a) one, (b) three and (c) six layers, respectively. Other parameters are given in Table 3.1 (Cases 2 and 5).

Figure 3.7 presents the behaviour of a sill mat having a width of 16 m and a thickness $e_s = 3$ m, located at $z = 300$ m when its underlying stope of 10 m high is excavated by one (Figure 3.7a), three (Figure 3.7b) and six (Figure 3.7c) layers, respectively. In all of the three cases with such wide stope, important tension and bending appear at the center base of the sill mat when the underlying stope is excavated, independently on the number of excavation layers. Nevertheless, the excavation of the underlying stope by small thickness of layers leads to higher tension at the center base of the sill mat. The stability controlling mechanism is flexion, independently on the number and thickness of layers used for the excavation of the underlying stope. The self weight of the sill mat and the load due to the overlying uncemented backfill remain the most critical factors that influence the stability of the sill mat.

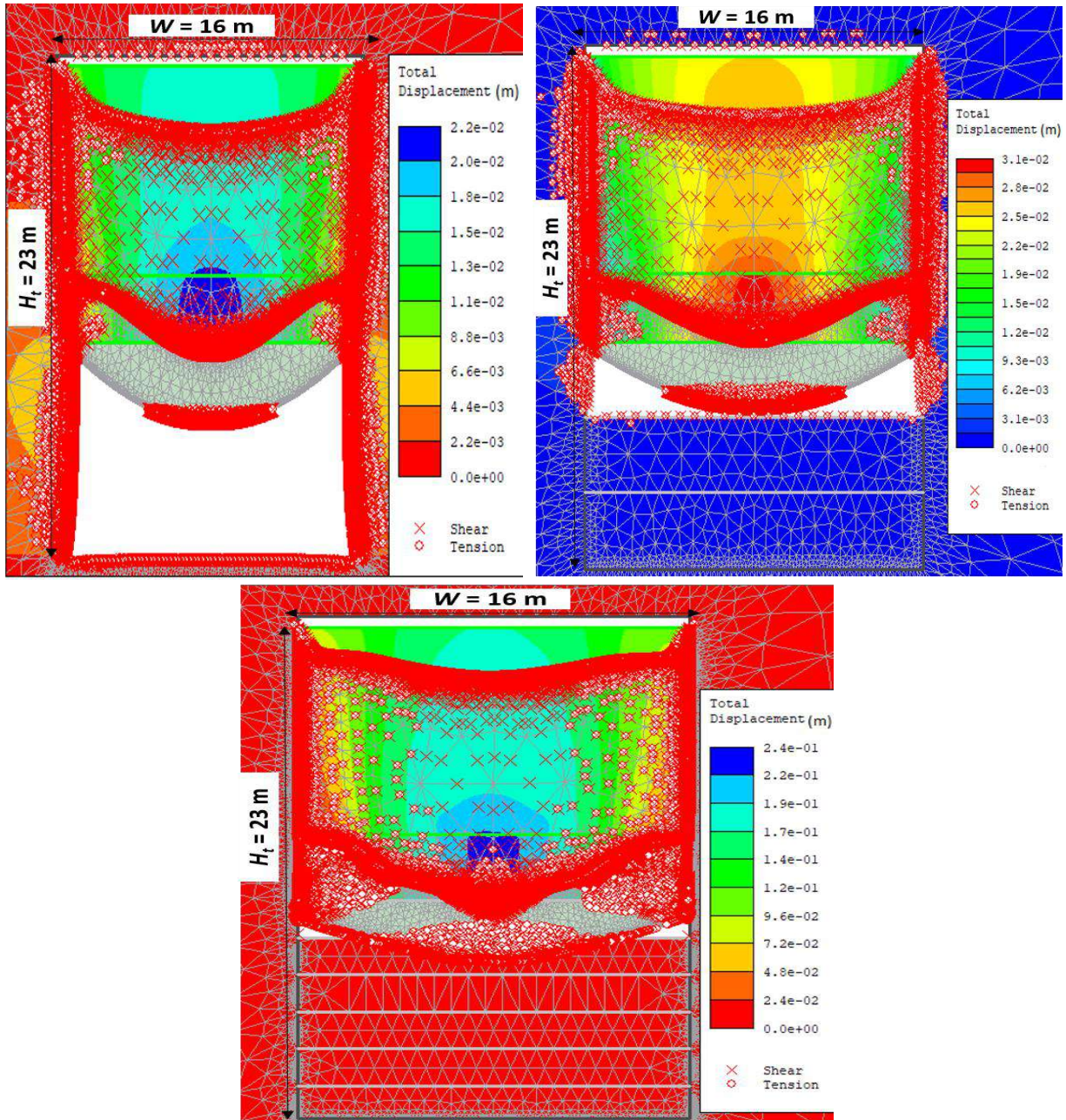


Figure 3.7: Behaviour of a sill mat having a width of 16 m and a thickness $e_s = 3 \text{ m}$, located at the depth $z = 300 \text{ m}$ when its underlying slope is 10 m high is excavated by (a) one, (b) three and (c) six layers, respectively. Other parameters are given in Table 3.1 (Case 2 and 5)

3.2.2.2 Effect of the slope's width (sill mat span)

Figure 3.8 shows the behaviour of sill mat having a thickness of $e_s = 3$ m in a vertical slope located at $z = 300$ m when the span of sill mat is taken as $W = 6$ m (Figure 3.8a), $W = 8$ m (Figure 3.8b) and $W = 12$ m (Figure 3.8c), respectively. The slope of 10 m high below the sill mat is excavated in 5 layers with each layer having a thickness of $H' = 2$ m (see Table 3.1, Case 2 for more details). It is seen that shear by crushing is the stability controlling mechanism when the slope is narrow with $W = 6$ m width (Figure 3.8a). The sill mat fails due to caving at $W = 8$ m (Figure 3.8b) and to flexure at $W = 12$ m (Figure 3.8c), respectively. These results indicate that the slope width has a significant effect on the critical failure mode. Shear by crushing remains the governing failure mechanism in narrow slopes. However, in wide slopes ($W > 7$ m), the critical failure mode can be caving, flexion or rotation, depending on other parameters such as the inclination of the slope or the number of layers used for the excavation of the underlying slope.

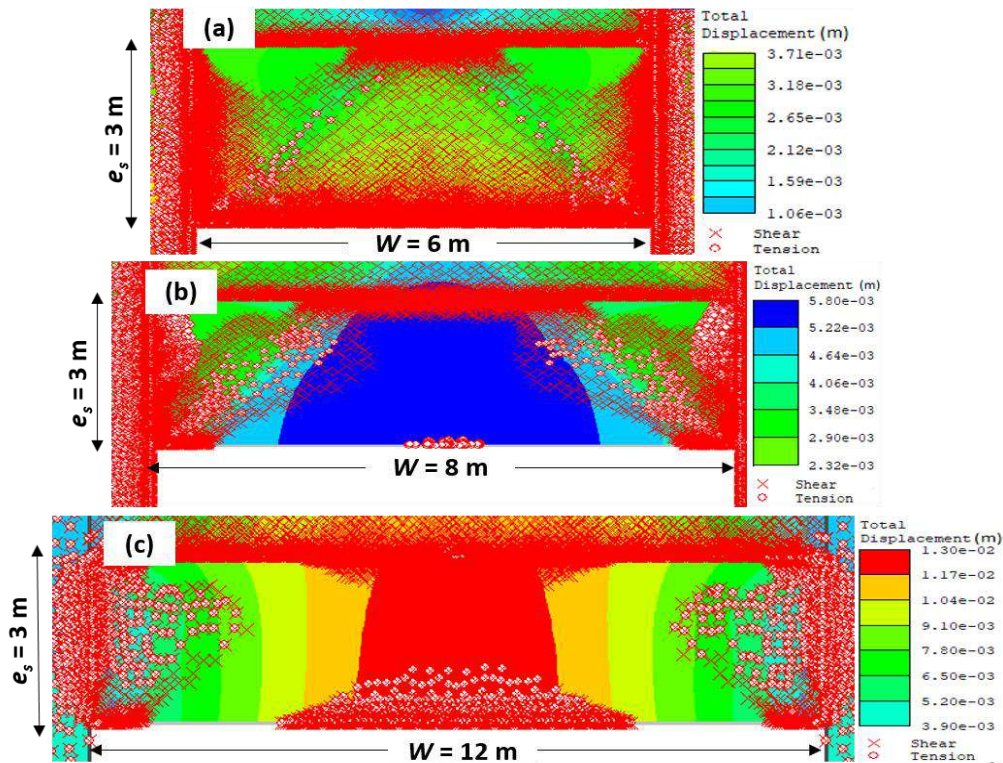


Figure 3.8: Critical failure modes of the sill mat in a slope at depth $z = 300$ m with the underlying slope excavated in a thickness of $H' = 2$ m when the sill mat has a thickness of $e_s = 3$ m and span of: (a) $W = 6$ m; (b) $W = 8$ m; (c) $W = 12$ m, respectively (Case 2)

3.2.2.3 Effect of slope wall inclination angle

Figure 3.9 presents the behaviour of a sill mat having $e_s = 3$ m and $W = 8$ m in a vertical (Figure 3.9a) and inclined (Figure 3.9b) slope, located at $z = 300$ m. The slope of 10 m high below the sill mat is excavated in 5 layers with each layer thickness of $H' = 2$ m (see Table 3.1, Case 1 for more details). One sees that caving is the most critical failure mode in the vertical slope, indicated by the trapezoidal bloc surrounded by tension and crushing zones (Figure 3.9a). When the slope is inclined of $\beta = 60^\circ$ from the vertical, one sees that the sill mat tends to be detached from the hanging wall and rotation become the critical failure mode (Figure 3.9b). For such inclination angle, same results have been presented in Brummer et al. 2003. The tensile line from the right corner at the base of the sill mat, progressing toward the upper and center part of the sill mat corresponds well to those reported by Mitchell (1991), Caceres (2005) and Oulbacha (2014).

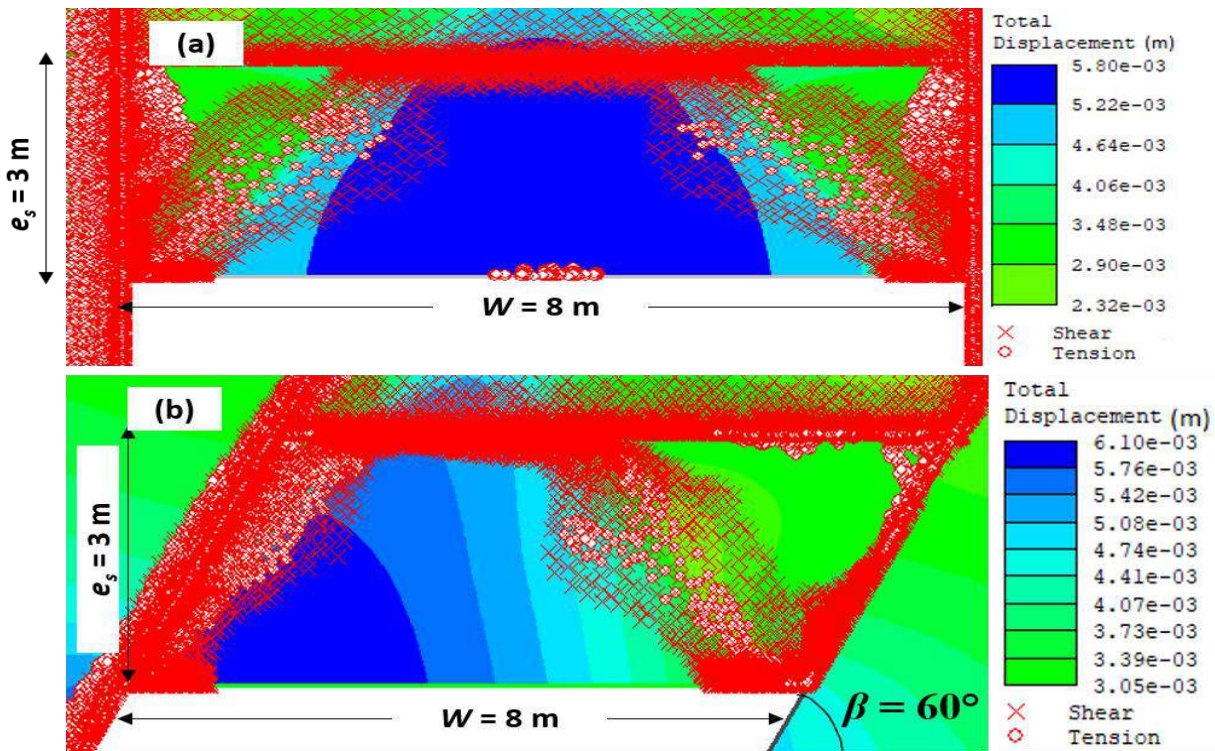


Figure 3.9: Behaviour of a sill mat having a width of 8 m and thickness of $e_s = 3$ m, in vertical (a, $\beta = 90^\circ$) and inclined (b, $\beta = 60^\circ$) slopes located at depth $z = 300$ m when its underlying slope of 10 m high is excavated by 5 layers ($H' = 2$ m) (Case 1 and 2)

Additional numerical simulations have been done by considering the same geometries and material properties of the previous case (Figure 3.9), except the span of sill mat is taken as large as $W = 12$ m. Figure 3.10 presents the behaviour of the sill mat in vertical (Figure 3.10a) and inclined (Figure 3.10b) stopes, respectively, after the underlying stope of 10 m high being excavated with 5 layers ($H' = 2$ m). Failure by flexion is observed for the vertical stope (Figure 3.10a). For the case of inclined stope (Figure 3.10b), important tension zones appear at the center base of the sill mat and near the lower parts of the hanging wall and footwall because of the large span of the sill mat. Failure by rotation is evaluated as the stability controlling mechanism because the sill mat shows important displacements in the hanging wall and additional tension zone near the foot wall.

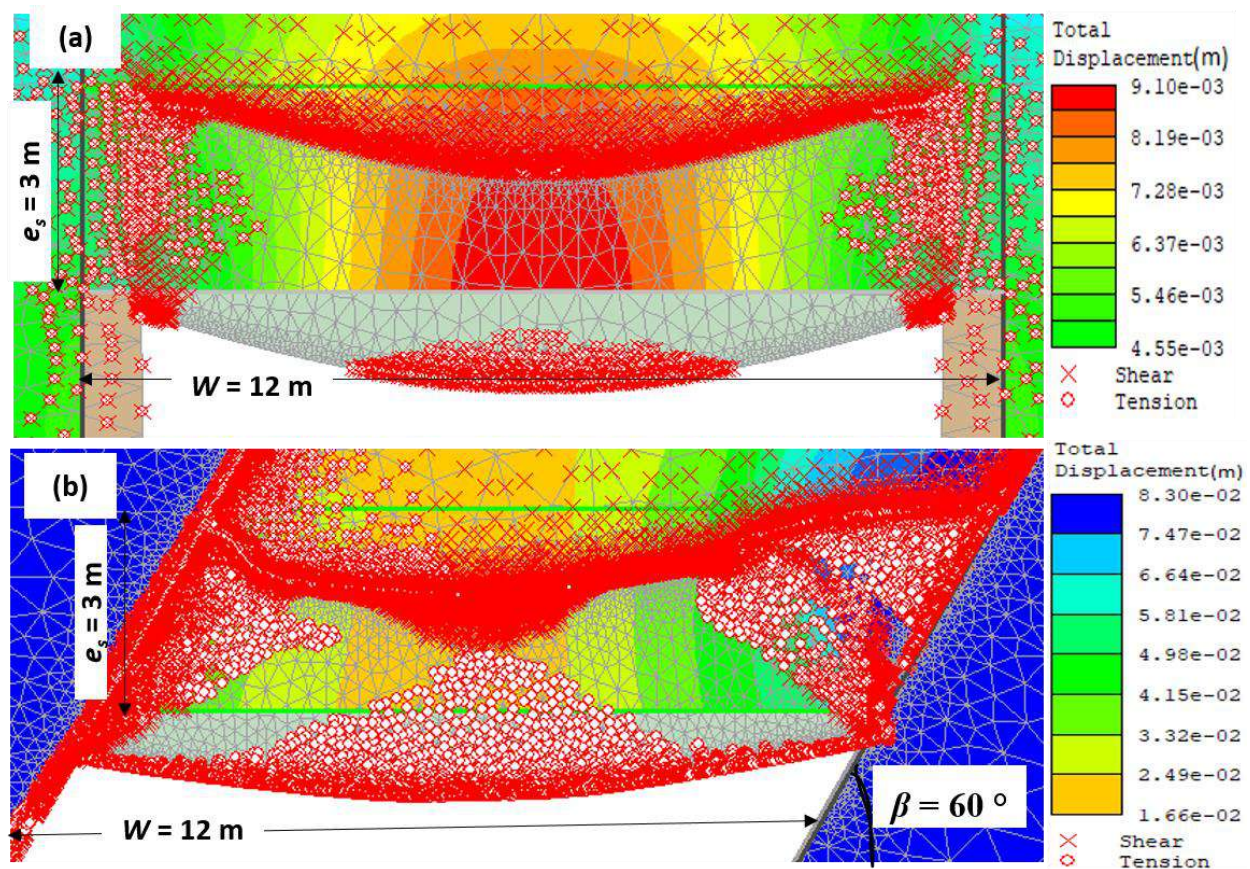


Figure 3.10: Behaviour of sill mats having a span of $W = 12$ m and a thickness of $e_s = 3$ m in (a) vertical ($\beta = 90^\circ$) and (b) inclined ($\beta = 60^\circ$) stopes located at $z = 300$ m, after the underlying stope excavation by five layers ($H' = 2$ m) (Case 1 in Table 3.1).

The numerical results and analyses presented above have shown that sill mats can fail by four failure mechanisms: crushing, caving, rotation and flexure. More numerical simulations have been performed to see the failure mechanisms of sill mats with different geometries and material properties. Table 3.2 presents a summary of the critical failure modes. It can be seen that shear by crushing is the failure mode as long as the slope is narrow with $W \leq 7$ m. At $W = 8$ m, sill mats can fail either by caving or rotation, depending on other parameters. When the slope inclination angle is equal to or smaller than 60° , sill mat generally fails by rotation. This corresponds well to those predicted in Brummer et al. (2003). For vertical and sub-vertical stopes, sill mat generally fails by flexure as long as the span is equal to or higher than 10 m.

Table 3.2: Critical failure modes of cemented sill mats with different stope geometries and layer thickness of underlying stope excavation

β ($^\circ$)	H' (m)	$W = 4$ m	$W = 6$ m	$W = 7$ m	$W = 8$ m	$W = 10$ m	$W = 12$ m	$W = 16$ m
90	1.7	Shear y crushing			Caving	Flexion	Flexion	Flexion
	2.5				Caving	Flexion	Flexion	Flexion
	3.3				Caving	Flexion	Flexion	Flexion
	5				Caving	Caving	Flexion	Flexion
80	1.7				Caving	Flexion	Flexion	Flexion
	2.5				Caving	Flexion	Flexion	Flexion
	3.3				Caving	Caving + Flexion	Flexion	Flexion
	5				Caving	Caving	Flexion	Flexion
60	1.7				Rotation	Rotation	Rotation	Flexion
	2.5				Rotation	Rotation	Rotation	Flexion
	3.3				Rotation	Rotation	Rotation	Rotation + Flexion
	5				Rotation	Rotation	Rotation	Rotation
45	1.7				Rotation	Rotation	Rotation	Flexion + Rotation
	2.5				Rotation	Rotation	Rotation	Rotation
	3.3				Rotation	Rotation	Rotation	Rotation
	5				Rotation	Rotation	Rotation	Rotation

3.2.3 Minimum required strength (cohesion)

Determining the minimum required strength of sill mat needs an objective judgment on the structure instability of sill mat (Yang et al. 2017a, b; Liu et al. 2018; Pagé et al. 2019). By

reproducing the failure of a cylinder sample under uniaxial compression, Keita (2020) finds that a structure can be considered as unstable or failed when the shear and yield zones coalesce and intercept in diagonal directions.

The same criterion of instability has been tested and applied to evaluate the failure and instability of sill mat crushed by horizontal uniaxial compression stresses. When one decreases the cohesion of sill mat submitted to a horizontal compression stress, the yielded zones can increase and propagate from the two lower corners of wall and sill mat contact toward the center of the sill mat. It is evaluated as crushed or unstable when the strength of the sill mat is reduced to a critical value that the two sheared (yielded) zones meet each other at the center of the sill mat. The strength slightly higher than the critical value is taken as the minimum required strength of the sill mat.

However, the numerical results shown in Section 3.2.2 indicate that the sill mat can also fail by caving, flexion and caving. The criterion of structure instability based on the cross of shear zones becomes invalid. In these cases, the yield and tension combined with the displacement monitored at the center base of sill mat (e.g., Pierce 1997; Dirige et al. 2009; Pagé et al. 2019) are used to reduce the subjectivity in estimating the minimum required strength of sill mat.

Figure 3.11 illustrates the variation of the critical (minimum required) cohesion of the sill mat as a function of the sill mat's depth for different sill mat thicknesses ($e_s = 3, 6$ and 8 m) when the Young's modulus E_s is taken as 0.6 GPa (Figure 3.11a), 1 GPa (Figure 3.11b), and 1.8 GPa (Figure 3.11c), respectively. In all three cases, one sees that the minimum required cohesion (c_s) increases as the stop's depth (z) increases. These results are similar to those reported in Pagé et al. (2019) because in such narrow stopes ($W = 6$ m), the failure of the sill mats is due to crushing associated with the horizontal rock wall closure and compressive stresses. At a given mine depth z , one sees in Figure 3.11a that the minimum required cohesion (c_s) increases as the thickness of sill mat increases. These results seem to be counterintuitive in these narrow stopes where the failure of the sill mats is due to crushing. In fact, this result is due to the increase of the total height H_t of the upper and lower stopes accompanied with the increase of the sill mat thickness. With larger sill mat thickness, the total height H_t of excavation also increases, resulting in larger wall closure and higher compressive stresses on the sill mat. Minimum required cohesion has to be increased (more details are presented in Section 3.3). When one compares the three graphs (Figure 3.11a to 3.11c), one notes that the minimum required cohesion increases as the Young's modulus E_s increases.

Again, these results correspond to those reported in Pagé et al. (2019) because crushing is the stability controlling mechanism.

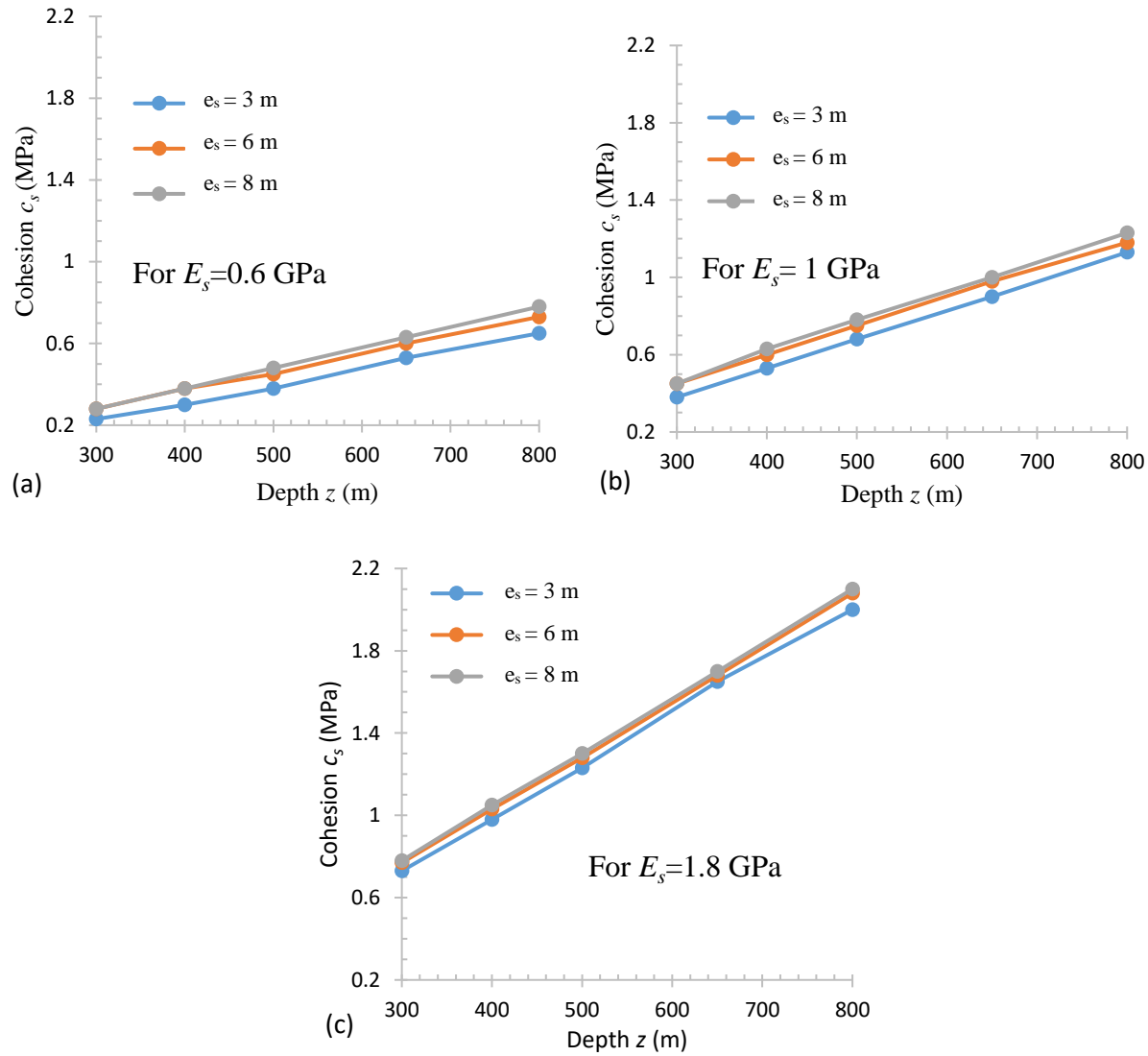


Figure 3.11: Variation of the critical cohesion (c_s) of the sill mat as a function of the mine depth (z) for different sill mat thicknesses and Young's modulus: (a) $E_s = 0.6$ GPa; (b) $E_s = 1$ GPa; (c) $E_s = 1.8$ GPa (Case 3 and 6 in Table 3.1)

Figure 3.12 shows the variation of the minimum required cohesion as function of mine depth z for different values of Young's modulus of sill mat when its thickness is taken as 3 m (Figure 3.12a), 6 m (Figure 3.12b) and 8 m (Figure 3.12c), respectively. For all the three cases, the minimum required cohesion increases as the mine depth increases. At a given mine depth and sill mat thickness, the minimum required cohesion increases as the Young's modulus of sill mat increases.

These results are straightforward and easy to understand. As the stope is narrow ($W = 6$ m), crushing is the stability controlling mechanism. An increase in mine depth or an increase in the stiffness of sill mat leads to an increase in the compressive stresses in the sill mat and an increase in the required strength.

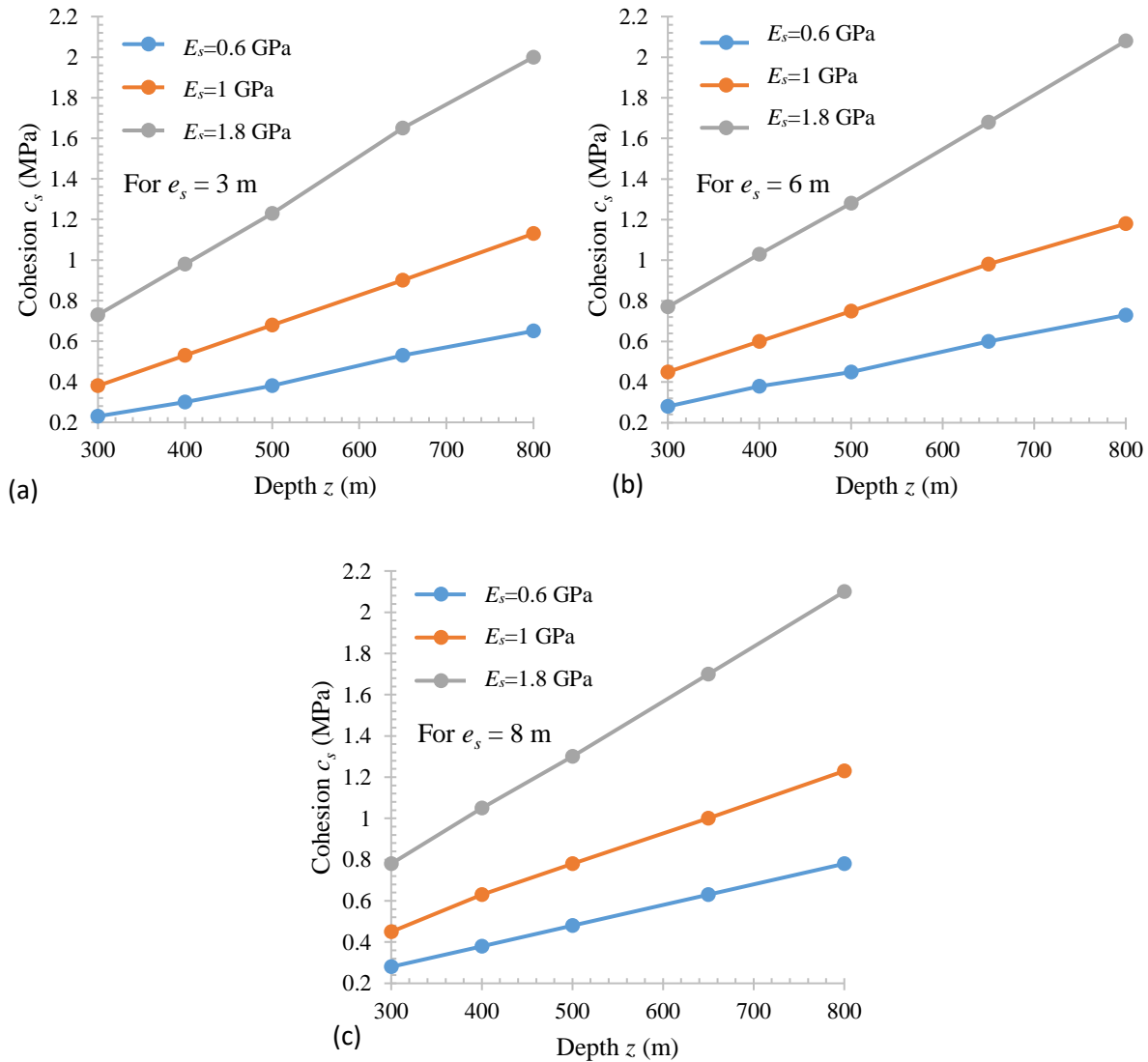


Figure 3.12: Variation of the critical cohesion (c_s) of the sill mat as a function of the mine depth z for different Young's modulus and sill mat's thicknesses: (a) $e_s = 6$ m; (b) $e_s = 6$ m; (c) $e_s = 8$ m (Case 4 in Table 3.1)

3.3 Discussion

A series of numerical simulations have been conducted to evaluate the stability of sill mats by considering the sequential excavation of the underlying slope. The critical failure modes of the sill mats have been assessed by combining information such as the displacement at the center base of the sill mat, the yield state and the displacement vectors. The minimum required cohesion c_s of the base-exposed sill mat was assessed by combining the yield state and the displacements monitored at the base of the sill mats. Failure by crushing, flexure, rotation and caving have been identified. Failure by sliding was absent in all the simulated cases. This is probably due to the neglect of interface elements between the rock walls and sill mats in the numerical models. More work is necessary on this aspect in the future.

In this study, the numerical simulations have been realized with a 2D (plane strain) model. The results and conclusions are mostly valid in the cases of very long slopes in the third dimension. When slopes are limited in the third dimension, numerical simulations with 3D models can become necessary.

Another limitation is related to the use of the elasto-plastic Mohr-Coulomb model for the sill mat and uncemented backfill. The Mohr-Coulomb criteria is extensively used in geotechnical engineering because of its simplicity (Li and Aubertin 2009b; Falaknaz et al. 2015a, b; Liu et al. 2016a; Yang et al. 2017b). However, it tends to overestimate the strength of geomaterials in tensile stresses and in high compression stresses (Fourie et al. 1993). In addition, it is a two-dimensional criterion. The intermediate principal stress is not taken into account. More work is necessary by using more representative constitutive models with nonlinear and multiaxial criterion (e.g., Aubertin et al. 2000, 2003b; Li et al. 2005a, 2010, 2017).

Due to the consideration of narrow slopes ($W = 6$ m) in the determination of the minimum required cohesion, crushing is the stability controlling mechanism of sill mat. The same trend as that presented in Pagé et al. (2019) has been obtained between the minimum required cohesion and slope's depth. The minimum required cohesion of sill mat thus increases as the slope's depth increases. However, it is somehow a little bit surprising to observe an increase in the thickness of sill mat leads to an increase in the minimum required strength of sill mat. One plausible explanation is due to the fact that the increase of the thickness of mat from 3 to 6 and 8 m was accompanied with an increase of the total height (H_t) from 23 m to 26 m and 28 m, respectively. The

convergence thus increases as the sill mat thickness increases. The compressive stresses associated with the rock wall convergence increases, resulting in increase in the minimum required strength. More work is necessary to analyze the effect of the sill mat's thickness by using constant total height when varying the thickness of the sill mat.

Keita (2020) has shown a more objective criterion of instability that can be used to evaluate more objectively the failure or instability onset of sill mats or other structures subjected to compression. The criterion was proposed based on a numerical reproduction of a uniaxial compressive test. It is interesting to apply the same methodology to establish criteria of instability for the case of flexure, rotation and caving.

3.4 Conclusion

In this paper, a series of numerical simulations have been done to identify the critical failure mode of sill mats by considering the sequence of stope excavation below the sill mats. The minimum required strength in narrow stopes ($W \leq 7$ m) has also established, considering a criterion of structure instability that was, for the first time, established based on a numerical reproduction of a uniaxial compressive test. The subjectivity of instability onset evaluation is significantly reduced.

The results indicate that crushing is the most critical failure mode for sill mats in narrow stopes. Rotation failure becomes the most critical stability controlling mechanism as the stope wall inclination angle is smaller than 60° . When the span of sill mat is very large or when layer thickness of underlying stope excavation is very small, flexural failure becomes the most critical stability controlling mechanism. Caving appears as an intermediate failure mode between crushing and flexural failure in vertical ($\beta = 90^\circ$) and sub-vertical ($\beta \geq 80^\circ$) stopes.

The results also show that the required strength of a sill mat increases as the mine depth or the stiffness of the sill mat increases as long as the span of sill mat is small. When the span of sill mat is very large or when layer thickness of underlying stope excavation is very small, flexural failure becomes the most critical stability controlling mechanism. The minimum required cohesion can be expected to increase as the span of sill mat increases. These results can be useful for the design of sill mats. The wall convergence, the sequence of underlying stope excavation, the stope geometry as well as the mechanical properties of rock walls and sill mat need to be considered. More works are necessary to take into account the interfaces between the rock walls and sill mat.

Acknowledgments

The authors acknowledge the financial support from the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada ([NSERC](#) 402318), Fonds de Recherche du Québec – Nature et Technologies of Canada ([FRQNT](#) 2015-MI-191676), and the partners of the Research Institute on Mines and Environment of Canada (RIME UQAT-Polytechnique; <https://irme.ca/>)

References

- Arjang, B., & Herget, G. (1997). In situ ground stresses in the Canadian hard rock mines: an update. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(3-4), 15-e1-15-e16. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(97\)00039-7](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(97)00039-7)
- Aubertin, M., Li, L., & Simon, R. (2000). A multiaxial stress criterion for short-and long-term strength of isotropic rock media. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 37(8), 1169-1193. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(00\)00047-2](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(00)00047-2)
- Aubertin, M., Li, L., Arnoldi, S., Belem T., Bussière, B., Benzaazoua, M., & Simon, R. (2003a). Interaction between backfill and rock mass in narrow stopes. *Soil and Rock America*, 1, 1157-1164.
- Aubertin, M., Li, L., Simon, R., & Bussière, B. (2003b). Un critère de plasticité et de rupture pour les géomatériaux   porosité variable. Technical report N  EPM-RT-2003-06. Polytechnique Montréal, Montreal, Canada.
- Aubertin, M., Li, L., Belem, T., Simon, R., Harvey, A., James, M., Benzaazoua, M., & Bussière, B. (2005). Méthodes d'estimation des pressions induites dans les chantiers remblayés. In *Proceedings of the Symposium Rouyn-Noranda: Mines and the Environment*, Rouyn-Noranda, Que. 15-18.
- Brackebusch, F. W. (1992). Cut-and-fill stoping. *SME Mining Engineering Handbook*. 1741-1748.
- Brummer, R. K., Andrieux, P. P., O'Connor, C. P. (2003). Stability analysis of undermined sill mats for base metal mining. In *FLAC and Numerical Modelling in Geomechanics. Proceedings of the Third International FLAC Symposium*. Sudbury, Ontario, Canada. 189-195. ISBN 90-5809-581-9
- Caceres, C. (2005). Effect of delayed backfill on open stope mining methods. Master Thesis, University of British Columbia, Vancouver, Canada.
- Caceres, C., Pakalnis, R., Hughes, P., & Brady, T. (2007). Numerical modeling approach of failure modes for cemented backfill sill mats. In the 1st Canada-US Rock Mechanics Symposium. American Rock Mechanics Association, Vancouver, Canada.
- Caceres, C., Moffat, R., & Pakalnis, R. (2017). Evaluation of flexural failure of sill mats using classical beam theory and numerical models. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 99, 21-27. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2017.09.002>

- Darling, P. (2011). SME mining engineering handbook, 3rd Ed., Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Denver.
- Dirige, P. A., & De Souza, E. (2007). Engineering design of backfill systems in undercut mining. In *Proceedings of the 9th International Symposium in Mining with Backfill (Minefill 2007)*. Montreal. 169-175.
- Dirige, A. P. E., McNearny, R. L., & Thompson, D. S. (2009). The effect of stope inclination and wall rock roughness on back-fill free face stability. In *ROCKENG09: Proceedings of the 3rd Canada-US Rock Mechanics Symposium*, Toronto, Ont., Canada. Edited by M. Diederichs and G. Grasselli. Paper 4152.
- Falaknaz, N., Aubertin, M., & Li, L. (2015a). Numerical investigation of the geomechanical response of adjacent backfilled stopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 52(10), 1507-1525. <https://doi.org/10.1139/cgj-2014-0056>
- Falaknaz, N., Aubertin, M., & Li, L. (2015b). Numerical analyses of the stress state in two neighboring stopes excavated and backfilled in sequence. *International Journal of Geomechanics*, 15(6), 04015005. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000466](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000466)
- Fourie, A. B., Gürtunca, R. G., de Swart, G., & Wendland, E. (1993). An evaluation of four constitutive models for the simulation of backfill behaviour. *Minefill 93. Symposium conducted at the South African Institute of Mining and Metallurgy*. 33-38.
- Forster, M.J., Bawden, W.F., & Hyett, A.J. (1993). Numerical modelling of backfilling for rockmass support. *MINEFILL 93. Symposium conducted at the South African Institute of Mining and Metallurgy*. 39-45.
- Guang-Xu and Mao-Yuan. (1983). Assessment on support ability of the fill mass. In *Proceedings of international symposium on mining with backfill*, AA Balkema, Rotterdam. 433-442.
- Hassani, F., & Archibald, J. (1998). *Mine backfill. (CD-ROM)*. Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum, Montreal.
- Herget, G. (1993). Rock stresses and rock stress monitoring in Canada. In *Rock testing and site characterization*. Vol 3. Edited by Hudson J. A. 473-496.
- Hoek, E., Kaiser, P. K., & Bawden, W. F. (2000). *Support of underground excavations in hard rock*. CRC Press.
- Hughes, P. (2014). *Design guidelines: underhand cut and fill cemented paste backfill sill beams*. Doctoral dissertation, University of British Columbia, Vancouver, Canada.
- Keita, A. M.T. (2020). *Analyse numérique des mécanismes de rupture critique des semelles en remblai cimenté excavées à la base en plusieurs séquences*. Master thesis, Polytechnique Montreal, Montreal, Canada.
- Li, L., Aubertin, M., Simon, R., Bussière, B., & Belem, T. (2003). Modeling arching effects in narrow backfilled stopes with FLAC. In *Proceedings of the 3rd international symposium on FLAC & FLAC 3D numerical modelling in Geomechanics*, Ontario, Canada. 211-219.
- Li, L., Aubertin, M., Simon, R., & Bussière, B. (2005a). Formulation and application of a general inelastic locus for geomaterials with variable porosity. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(2), 601-623. <https://doi.org/10.1139/t04-113>

- Li, L., Aubertin, M., & Belem, T. (2005b). Formulation of a three dimensional analytical solution to evaluate stresses in backfilled vertical narrow openings. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(6), 1705-1717. <https://doi.org/10.1139/t05-084>
- Li, L., & Aubertin, M. (2009). Numerical investigation of the stress state in inclined backfilled stopes. *International Journal of Geomechanics*, 9(2), 52-62. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1532-3641\(2009\)9:2\(52\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1532-3641(2009)9:2(52))
- Li, L., Aubertin, M. & Shirazi, A. (2010). Implementation and application of a new elastoplastic model based on a multiaxial criterion to assess the stress state near underground openings. *International Journal of Geomechanics*, 10(1), 13-21. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1532-3641\(2010\)10:1\(13\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1532-3641(2010)10:1(13))
- Li, L., Aubertin, M., & Simon, R. (2017). The MSDP_u multiaxial criterion for the strength of rocks and rock masses. In *Rock Mechanics and Engineering*, Vol. 1, 397-423. CRC Press.
- Liu, G., Li, L., Yang, X. & Guo, L. (2016). Stability analyses of vertically exposed cemented backfill: A revisit to Mitchell's physical model tests. *International Journal of Mining Science and Technology*, 26(6), 1135-1144. <https://doi.org/10.1016/j.ijmst.2016.09.024>
- Liu, G., Li, L., Yang, X., & Guo, L. (2018). Required strength estimation of a cemented backfill with the front wall exposed and back wall pressured. *International Journal of Mining and Mineral Engineering*, 9(1). 1-20. <https://doi.org/10.1504/IJMME.2018.091214>
- Martin, C. D., Kaiser, P. K., & Christiansson, R. (2003). Stress, instability and design of underground excavations. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(7-8), 1027-1047. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(03\)00110-2](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(03)00110-2)
- Mitchell, R. (1991). Sill mat evaluation using centrifuge models. *Mining Science and Technology*, 13(3), 301-313. [https://doi.org/10.1016/0167-9031\(91\)90542-K](https://doi.org/10.1016/0167-9031(91)90542-K)
- Oulbacha, Z. (2014). Analyse numérique de la stabilité des piliers-dalle en remblai cimenté : une vérification des modèles de Mitchell. Master thesis, Polytechnique Montreal, Montreal, Canada.
- Pagé, P., Li, L., Yang, P., & Simon, R. (2019). Numerical investigation of the stability of a base-exposed sill mat made of cemented backfill. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 114, 195-207. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2018.10.008>
- Pakalnis, R., Caceres, C., Clapp, K., Morin, M., Brady, T., Williams, T., & MacLaughlin, M. (2005). Design spans-underhand cut and fill mining. In *Proceedings of 107th CIM-AGM*, Toronto, Canada.
- Pakalnis, R. (2015). Empirical design methods in practice. In *Proceedings of the International Seminar on Design Methods in Underground Mining*. 37-56. Australian Centre for Geomechanics.
- Paroni, W.A. (1992). Excavation techniques. *SME Mining Engineering Handbook*. Edited by Hartman Howard L. 1992. Vol.2. Section 19.2, 1743-1748.
- Pierce, M. E. (1997). Laboratory and numerical analysis of the strength and deformation behaviour of paste backfill. Master thesis, Queen's University, Kingston, Canada.

- Sobhi, M. A., & Li, L. (2017). Numerical investigation of the stresses in backfilled stopes overlying a sill mat. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 9(3), 490-501. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2017.01.001>
- Sobhi, M. A., Li, L., & Aubertin M. (2017). Numerical investigation of the earth pressure coefficient along the central line of backfilled stopes. *Canadian Geotechnical Journal* 2017, 54, 138–145. <https://doi.org/10.1139/cgj-2016-0165>
- Stone, D. M. R. (1993). The optimization of mix designs for cemented rockfill. In *Proceedings of Minefill 93*, Johannesburg, South Africa, SAIMM. 249-253.
- Tesarik, D., Seymour, J., & Jones, F. (2003). Determination of in situ deformation modulus for cemented rockfill. In *Proceedings of ISRM 2003–Technology Roadmap for Rock Mechanics*, Johannesburg, South Africa. 1209–1220.
- Tesarik, D.R., Seymour, J.B., Martin, L.A., & Jones, F.M (2007). Numeric model of a cemented rockfill span test at the Turquoise Ridge mine, Golconda, Nevada, USA. *Minefill 2007*. Montreal, 2007. p. 8.
- Werner, M. A. (1991). *The Lucky Friday Underhand Longwall Mining Method*. Doctoral dissertation. University of Idaho, Idaho, USA.
- Williams, T. J., Brady, T. M., Bayer, D. C., Bren, M. J., Pakalnis, R. T., Marjerison, J. A., & Langston, R. B. (2007). Underhand cut and fill mining as practiced in three deep hard rock mines in the United States.
- Yang, P., Li, L., & Aubertin, M. (2017a). A new solution to assess the required strength of mine backfill with a vertical exposure. *International Journal of Geomechanics*, 17(10), 04017084. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000975](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000975)
- Yang, P., Li, L., Aubertin, M., Brochu-Baekelmans, M., & Ouellet, S. (2017b). Stability analyses of waste rock barricades designed to retain paste backfill. *International Journal of Geomechanics*, 17(3), 04016079. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000740](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000740)

CHAPITRE 4 ARTICLE 2: NUMERICAL ANALYSIS OF THE STABILITY OF ARCHED SILL MATS MADE OF CEMENTED BACKFILL

Alpha Mamoudou Talibe Keita, Abtin Jahanbakhshzadeh, Li Li

Submitted to International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences in March 2020

Abstract: Sill mats made of cemented backfill are important structures largely used in underground mines to provide a safer working space, increase ore recovery and improve ground stability conditions. When large span sill mats are exposed at the base, flexure can take place and tension appears at the base center of the sill mats. As cemented backfill and other geomaterials usually have a strength smaller in tension than in compression, a common practice in field is to add reinforcement structures built with bolts and metal grids. The conduction of these structures is expensive and time-consuming. In this paper, the use of arched sill mats is proposed to reduce the occurrence of tension and increase the stability. A series of numerical simulations have been performed to analyze the efficiency of arched sill mats in reducing the minimum required cohesion. The numerical results show that arched sill mats exhibit an improved stability than traditional rectangular sill mats. The minimum required cohesion of sill mats increases as the sill mat span increases but decreases as the curvature of the sill mats increases. The overlying uncemented backfill has effect to decrease the stability of sill mats. The minimum required cohesion of sill mats increases with the thickness of the uncemented backfill above the sill mats.

Key-words: Sill mat; Arched; Stability; Displacement; Numerical modeling

4.1 Introduction

Mine stope backfilling is widely used in underground mines all over the world. The use of mining backfill made of mine wastes to fill underground stopes allows improving ground stability (e.g., Brady and Brown 1985, Hassani and Archibald 1998, Belem and Benzaazoua 2008; Li and Aubertin 2009a), reducing surface disposal of mine wastes (Benzaazoua et al. 2004), increasing ore recovery and decreasing ore dilution (Pakalnis et al. 2005, Darling 2011, Hughes et al. 2013).

Several underground mining methods can involve the application of backfill. Among them, the underhand cut and fill mining method is particularly useful when the rock walls and ore vein are of very poor geomechanical quality (Hartman 1992; Darling 2011). It has been shown to be very efficient mining method in deep mines where the induced stresses are very high and rock bursts become dangerous to the safety of persons and equipment (e.g., Williams et al. 1992, Whyatt et al. 1992, White and Whyatt. 1999, Swan and Brummer 2001, Pakalnis et al. 2005, Hughes et al. 2006, 2013). In this study, the focus is given on the conventional use of the underhand cut-and-filling mining method in weak rock and ore conditions. A key aspect is to determine the stability or required strength of sill mats made of cemented backfill.

Mitchell (1991) was probably the first one, who proposed analytical solutions for the design of sill mat made of cemented backfill by considering five failure modes: sliding, flexion, rotation and caving. Later, only a few updates have been reported in the literature. For instance, Stone (1993) took the same model of Mitchell (1991) and considered flexural failure as the stability control mechanism of sill mat. A chart was then established to determine the required strength for the design of sill mats and later, the chart was later retaken and slightly modified by Pakalnis and coworkers (Pakalnis et al. 2005, Pakalnis 2015) after taking into account the field survey results obtained from 12 underground mines. Caceres and coworkers (Caceres 2005, Caceres et al. 2017) considered that the adherence along the interface between the hanging wall and sill mat can be smaller than the backfill cohesion of the sill mat. They thus introduced a parameter that is a ratio (between 0 and 1) of the interface adherence between the hanging wall and sill mat over the backfill cohesion of sill mat in the rotation solution of Mitchell (1991). Oulbacha (2014) identified by numerical modeling a new geometry for caving that pass through the full thickness of the sill mat. He also demonstrated that the analytical solution of Mitchell (1991) for flexural failure is only valid when the ration between the span and the thickness is high enough.

Compared to the successful and widely used solution proposed by Mitchell et al. (1982) to evaluate the minimum required strength of side-exposed backfill, the solutions of Mitchell (1991) are seldom directly used in the design of sill mat, due probably to several limitations of the proposed models. Among them, one critical limitation is related to stiff and immobile walls. This limitation has been inherited in the previously mentioned analyses (Stone 1993; Caceres 2005; Pakalnis et al. 2005, 2015; Oulbacha 2014; Caceres et al. 2017).

In practice, rock walls can deform and compress the sill mat when the ore below the sill mat is excavated, resulting in compressive stresses on the sill mat. This has been shown by Sobhi and coworker (Sobhi 2014; Sobhi and Li 2017), who performed numerical modeling and illustrated that the stresses in the sill mat and in the overlying uncemented backfill can be considerably higher than the case without the excavation of stopes below the sill mat. The stresses can significantly increase as the mine depth increases. Hughes (2014) also performed some numerical modeling by considering three cases associated with mine depth: small, intermediate and deep. A specific value was attributed to each case. Crushing has been identified as a critical failure mode. Stability charts have also been given, which however cannot be applied in sill mat design because of the absence of consideration in the mine depth, natural stresses, stope and sill mat geometries and properties of backfill and rock mass. These shortages have been, at least partly, overcome by Pagé et al. (2019), who performed a series of numerical modeling with Plaxis 2D to analyze the stability of sill mats exposed at the base after the excavations of the underneath stope. Crushing of sill mat was again identified as the stability controlling mechanism of sill mats. Several graphical solutions have been given to determine the minimum required strength for the cemented backfill of sill mat, which depends on the mine depth, sill mat and overlying stope geometries, natural stress states and mechanical properties of the backfills and rock masses.

The numerical results of Pagé et al. (2019) showed that the minimum required strength of sill mat backfill increases with the mine depth but decreases with the span of sill mat. This has been convincingly explained by the fact that the horizontal compressive stresses will be smaller with a larger span of sill mat. As the failure mechanism of sill mat is shear by horizontal crushing, the minimum required strength thus decreases with wider stope.

Despite the convincing demonstration, the decrease of required strength with larger span is always counter-intuitive. To better understand the problem, a series of numerical simulations have been

done by Keita et al. (2020) with RS2 (Rocscience 2019). The failure mechanisms have been analyzed by considering different geometries and material properties. The sequence and layer thickness of the underneath stope excavation have been taken into account. The results showed that crushing of sill mat by horizontal compressive stresses remains the stability controlling mechanism for most cases. However, flexure failure appears and become the stability controlling mechanism of sill mat when the first layer of excavation immediately below the sill mat is very thin or when the span of sill mat is very large. New graphical solutions have also been given for determining the minimum required strength of sill mats after taking into account crushing and flexure failure modes.

When a very thin layer of ore below the sill mat is excavated, the wall convergence associated with the underneath excavation and the horizontal compressive stresses on the sill mats will be very small. The sill mat may behave like a beam under its own gravity and the pressure of the overlying backfill. Flexion and failure by flexure can become possible for the sill mat. Similarly, when the span of sill mat is very large, the strain associated with the wall convergence due to the underneath excavation can become negligible, leading the sill mat to possible flexure failure.

It is well known that the flexure failure is closely related to the bending and tension at the lower and center part of the sill mat. It is also well known that the strength of geomaterials is usually much smaller in tension than in compression. This is why reinforcement with meshes, bolts and cables is regularly applied in sill mats or cemented backfill exposed at the base.

In this study, arched sill mats are modelled with RS2 (Rocscience 2019) in order to minimize the occurrence of tension in sill mats. This is partly inspired from the stope roof stability in stratified rocks. Fayol (1885) found that at a certain height above the first layer in the roof built in a stratified rock, the vertical stress induced by the weight of the layers above was transferred laterally in the form of arch. Several investigations based on this result of Fayol (1885) lead to the “Voussoir Beam” theory of Evans (1941). Considering the roof of a stope in a stratified rock or a beam between two walls that induce a compressive stress, this theory indicates that the main strength of the beam or the roof is distributed in the form of a linear arch along the span. Thus, some part of the beam does not contribute to the stability of the structure. For such beam, three main critical failure modes are identified as function of the geometry of the beam, the strength of the material constituting the beam and the mechanical conditions at the ends of the beam (Beer and Meek 1982;

Brady and Brown 1985; O'Hearn 1989; Sofianos and Kapenis 1998): shearing, crushing and bending (flexion).

A similar numerical study has been conducted by Grabinsky and Jafari (2015), who analyzed the stability of a sill mat composed of two trapezoid blocs and by two stiff and immobile walls. Their numerical results showed that caving failure can be minimized by adjusting the geometry of sill mats.

4.2 Numerical modeling

Numerical modeling is widely used to analyze the behavior of geomaterials in mining and civil engineering. Here, a finite element method software, called RS2 (Rocscience 2019) is used to analyze the stability of arched sill mats; a few numerical stability analyses of (tradition) rectangular sill mats exposed at the base are also given for the sake of comparisons. The validation of RS2 against some existing analytical solutions has been presented in Keita (2020).

4.2.1 Numerical models

Figure 4.1a shows an arched sill mat built in a vertical stope. As a reference case, the stope is located at a depth of $z = 300$ m below ground surface. It has a width of $W = 10$ m, a total height of $H_t = 23$ m. The sill mat has a thickness $e = 3$ m. The arched base of the sill mat is described by the elliptic equation in the x - y local system below (Chandrupatla and Osler 2008):

$$y = b * \sqrt{\left(1 - \left(\frac{x}{a}\right)^2\right)} \quad (4.1)$$

where a ($= W/2 = 5$ m) and b ($= 1$ m) are the major and minor radius of the arch, respectively

The overlying uncemented backfill has a height of $H_b = 8.5$ m. A void space of 0.5 m high is left on top of the uncemented backfill to simulate a poor contact between the uncemented backfill and the stope roof due to settlement of the uncemented backfill (Keita et al. 2020).

The overlying uncemented backfill and the cemented backfill of sill mat are homogeneous, isotropic and elasto-plastic materials obeying the Mohr-Coulomb criterion. The overlying uncemented backfill has a unit weight $\gamma_b = 18$ kN/m³, a cohesion $c_b = 0$ kPa, a nil tensile strength, a frictional angle $\phi_b = 25^\circ$, a Young's modulus of $E_b = 250$ MPa and a Poisson's ratio of $\mu_b = 0.3$. The cemented backfill of sill mat has a unit weight $\gamma_s = 19$ kN/m³, a cohesion $c_s = 2$ MPa, an

internal frictional angle $\phi_s = 30^\circ$, a Young's modulus of $E_s = 1$ GPa, a Poisson's ratio $\mu_s = 0.3$ and a tensile strength σ_t estimated by an expression given as follows:

$$\sigma_t = \frac{c_s}{5} \tan(45^\circ + \frac{\phi_s}{2}) \quad (4.2)$$

This expression is obtained by considering the tensile strength equaling to one tenth of the unconfined compressive strength (UCS), which in turn can be estimated by using the Mohr-Coulomb failure criterion (e.g., Hughes et al. 2006, Tesarik et al. 2007). Applying Eq. (4.2) with the given cohesion and friction angle leads to a tensile strength $\sigma_t = 0.692$ MPa for the cemented backfill of the sill mat.

The muck cushion used as a support and a protection below the sill mat is homogeneous, isotropic and elasto-plastic, obeying the Mohr-Coulomb criterion with a unit weight of $\gamma_m = 20$ kN/m³, a frictional angle of $\phi_m = 37^\circ$, a Young's modulus of $E_m = 300$ MPa and a Poisson's ratio of $\mu_m = 0.2$ (Maknoon 2016).

The rock mas around the stopes is homogeneous, isotropic and elasto-plastic material obeying the Hoek-Brown criterion. It has a unit weight $\gamma_r = 27$ kN/m³, a Young's modulus $E_b = 62$ GPa, a Poisson's ratio $\mu_r = 0.2$, a rock mass rating of $GSI = 80$ and a degree of disturbance of $D = 0$ (no disturbance). The Hoek-Brown parameters of the intact rock are given as $\sigma_{ci} = 300$ MPa (uniaxial compressive strength), $m_i = 33$ and $s = 1$ (Pagé et al. 2019).

A typical stress regime of the Canadian Shield is considered. The vertical natural stress is thus due to the overburden and proportional to the depth, while the horizontal natural stress is taken as two times of the vertical natural stress (Herget 1993; Arjang and Herget 1997; Martin et al. 2003). The lateral pressure coefficient of rock K_r is thus equal to 2.

Figure 4.1b shows a numerical model built with RS2 for the physical model shown in Figure 4.1a. The lateral out boundaries are fixed in the horizontal direction and free in the vertical direction. The bottom boundary of the numerical model is fixed in both the vertical and horizontal directions while the upper boundary is free in the vertical and horizontal directions to simulate the ground surface. After domain and mesh sensitivity analyses, the stope walls to out boundaries were determined as 215 m in the two sides and 220 m in the lower side while the optimal meshes were determined as 3 cm around the stope and increasing radially toward outside with a gradation factor of 0.1 (ratio between the mesh around the stope and the mesh at the external boundary). The option

“field stress and body force” is applied on the rock mass while the option “body force only” was chosen for the sill mat and overlying backfill.

Figure 4.2 shows an example of the steps of overlying excavation, overlying backfilling and underlying excavation, followed during the numerical modeling. At step 1, the initial stress state considering the natural stresses is attributed to the rock. At step 2, the upper stope is excavated. After achievement of equilibrium, the displacements are reset to zero before adding the much cushion made of aggregate at step 3. At step 4, the sill mat is constructed over the much cushion. At step 5, the uncemented backfill is added over the sill mat. The excavation of the underlying stope is made from top toward the base in several layers of same thickness, each having a thickness between 1.7 and 10 m. In Figure 3.3, the underlying stope is excavated by three steps (steps 6, 7, 8 and 9) in four layers, each having a thickness of 2.5 m. After each layer of excavation, the walls convergence, the displacement and the stress state in the sill mat are recalculated. The effect of the underlying excavation on the distribution of stresses in the overlying backfill and the sill mat is presented in Keita (2020).

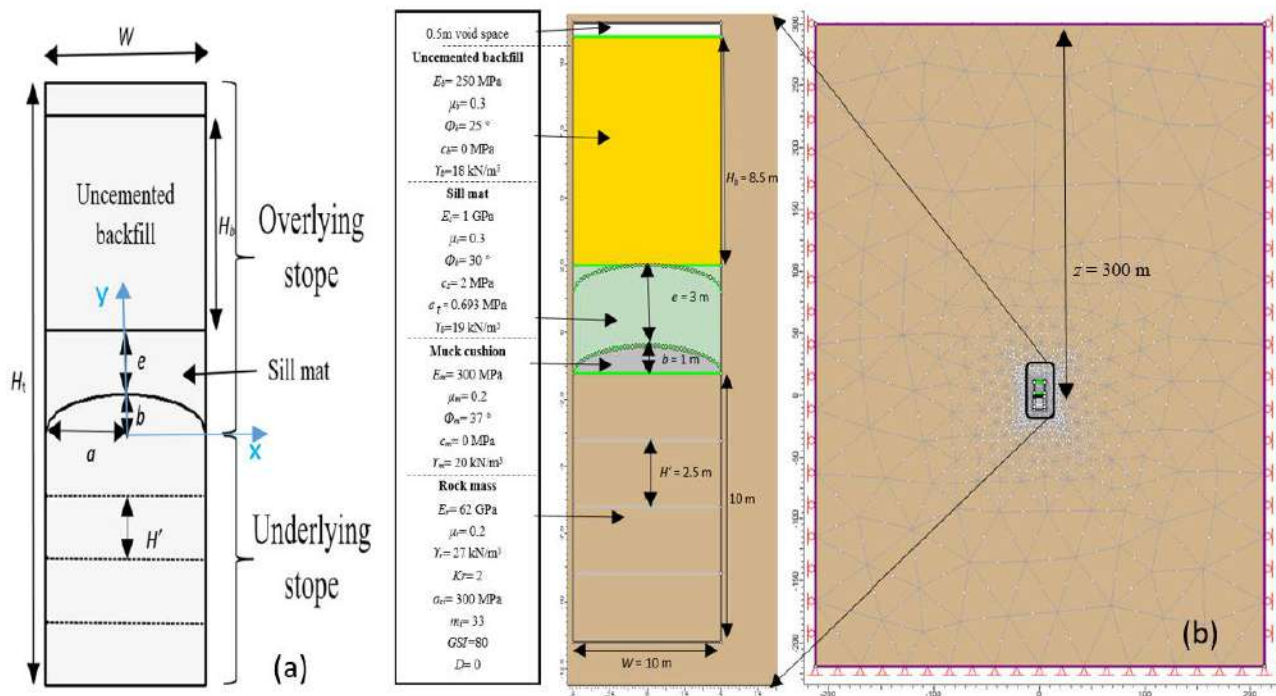


Figure 4.1: (a) An arched sill mat in a vertical stope located at a mine depth $z = 300$ m; (b) a numerical model of RS2

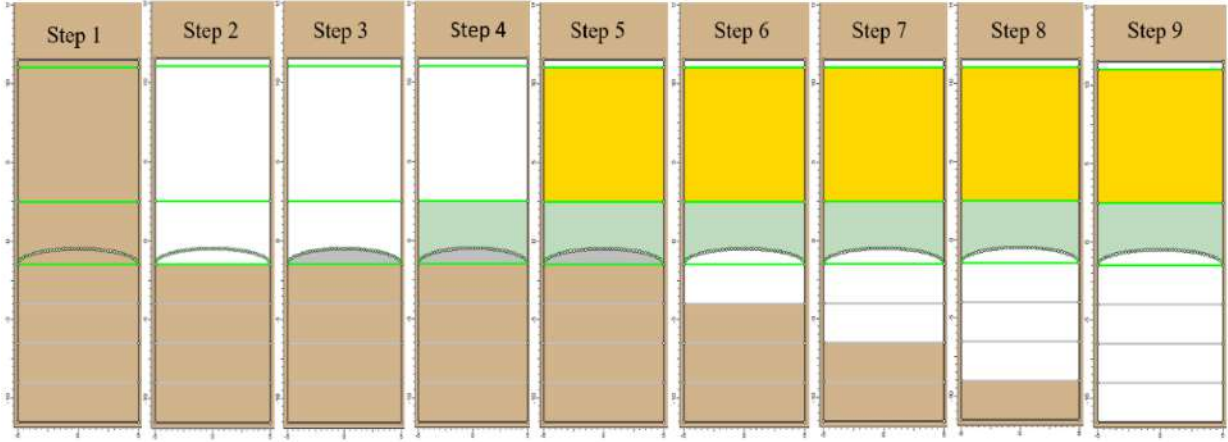


Figure 4.2: Steps of excavation and backfilling followed for the numerical simulations with RS2 (slope located at the depth $z = 300$ m with $e = 3$ m, $W = 10$ m and $H' = 2.5$ m)

To evaluate the stability and find the critical state of the sill mats, the displacement at the center of the base of the sill mats is monitored for different cohesions. The yield state, the vector of displacement and the iso-contour of the total displacement are analyzed. The influence of the major (a) and minor (b) radiuses, the slope width (W), and the sequences of excavation at the base on the stability of sill mats is analyzed.

Table 4.1 presents the programs of numerical simulations with rectangular and arched sill mats, respectively. Figure 4.3 shows numerical models of RS2 for traditional rectangular and arched sill mats, respectively.

Table 4.1: Program of numerical simulations for rectangular and arched sill mats having a thickness of $e = 3$ m located at a depth of $z = 300$ m ($E_b = 250$ MPa, $\mu_b = 0.3$, $\phi_b = 25^\circ$, $c_b = 0$ MPa, $\gamma_b = 18$ kN/m³, and $H_b = 9.5$ m for the uncemented backfill; $\gamma_s = 19$ kN/m³, $\mu_s = 0.3$ and $\phi_s = 30^\circ$ for the cemented sill mat; $\gamma_m = 20$ kN/m³, $\mu_m = 0.2$, $\phi_m = 37^\circ$, $E_m = 300$ MPa, $c_m = 0$ MPa and for the muck cushion; $\gamma_r = 27$ kN/m³, $\mu_r = 0.2$, $m_i = 33$, $s = 1$, $GSI = 80$, and $D = 0$ for the rock and rock mass)

Case	Symbole	W (m)	H' (m)	b (m)
1a	Rs1	10	1.7	0
	As1			0.7, 1.0, 1.3, 1.6
1b	Rs2		2.5	0
	As2			1.0

1c	Rs3		3.3	0
	As3			1.0
2a	Rs4	12	1.7	0
	As4			1.0
2b	Rs5		2.5	0
	As5			1.0, 1.6
2c	Rs6		3.3	0
	As6			1.0
3a	Rs7	14	1.7	0
	As7			0.7, 1.0, 1.3, 1.6
3b	Rs8		2.5	0
	As8			1.0
3c	Rs9		3.3	0
	As9			1.0
4a	Rs10	16	1.7	0
	As10			1.0
4b	Rs11		2.5	0
	As11			1.0
4c	Rs12		3.3	0
	As12			1.0

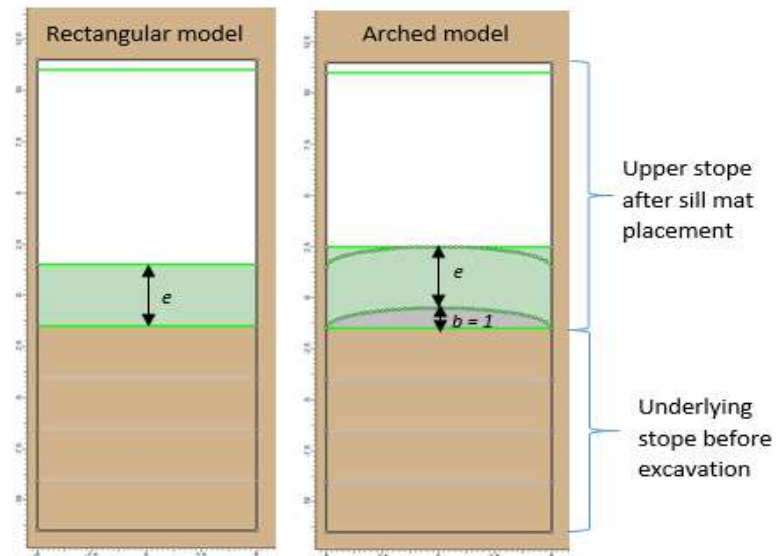


Figure 4.3: Numerical models of RS2 for a rectangular and an arched sill mat, respectively.

4.2.2 Numerical results and interprétation

Figure 4.4 shows the yield state of rectangular and arched sill mats with $W = 10$ m, $e = 3$ m, $H' = 2.5$ m and $z = 300$ m (Case 1b, Table 1) when the cohesion of the sill mat reduces from 0.3 to 0.19 MPa. With $c_s = 0.3$ MPa, the rectangular sill mat shows a crushing (shearing), which starts from the two lower corners at the contact between the sill mat and rock walls and propagates upward inside the sill mat. With the same cohesion, the arched sill mat also shows a shearing, which starts from the two lower corners at the contact between the sill mat and rock walls. However, the zones of shear are much smaller than those of rectangular sill mat. In addition, the shearing seems to only propagate along the arched based of the sill mat.

When the cohesion of the sill mat decreases to $c_s = 0.19$ MPa, the shearing zones continue propagating and coalesce near the central upper part of the rectangular sill mat. Near the central lower part of the rectangular sill mat, tension appears. With the arched sill mat, the shearing zones also propagate, but with limited size and always along the arched base. No tension occurs.

These results clearly show that an arched sill mat is more stable than a rectangular one. In addition, the results also show that the base and the interfaces between the sill mat and the rock walls are the most critical places for the stability of sill mats.

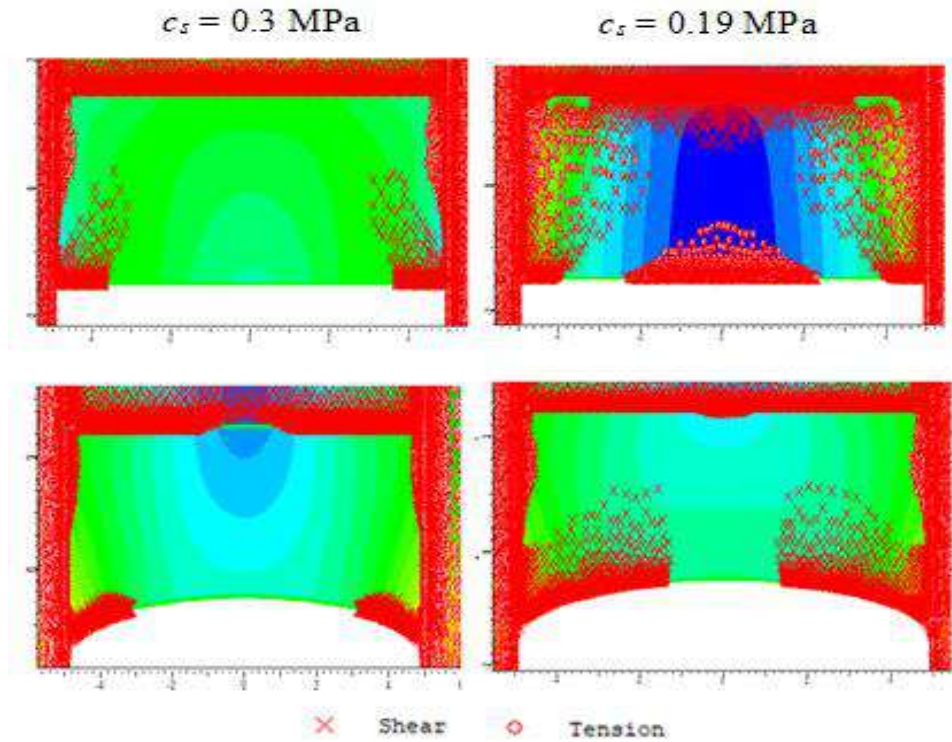


Figure 4.4: Yield state of rectangular and arched sill mats of Case 1b, Table 1 when the cohesion c_s of the sill mat reduces from 0.3 (left) to 0.19 MPa (right), respectively.

Figure 4.5 shows the yield state of a rectangular (Fig. 4.5a) and an arched (Fig. 4.5b) sill mat with $W = 14$ m, $e = 3$ m, $H' = 2.5$ m and $z = 300$ m (Case 3b, Table 1) for a sill mat cohesion of $c_s = 0.4$ MPa. With the rectangular sill mat, important tension appears at the bottom of the sill mat and at the fill-wall interfaces while an important crushing due to compression appears at the top center of the sill mat. This is a typical behaviour of beam in flexure. The displacement at the base center reaches 21.6 mm.

With the arched sill mat, tension also appears at the base, but with much smaller size than that observed with the rectangular sill mat. The displacement at the base center is reduced to only 7.8 mm, compared to 21.6 mm with the rectangular sill mat.

These results show again that arched sill mat is more stable than the traditional rectangular sill mat frequently used in undercut and fill mining.

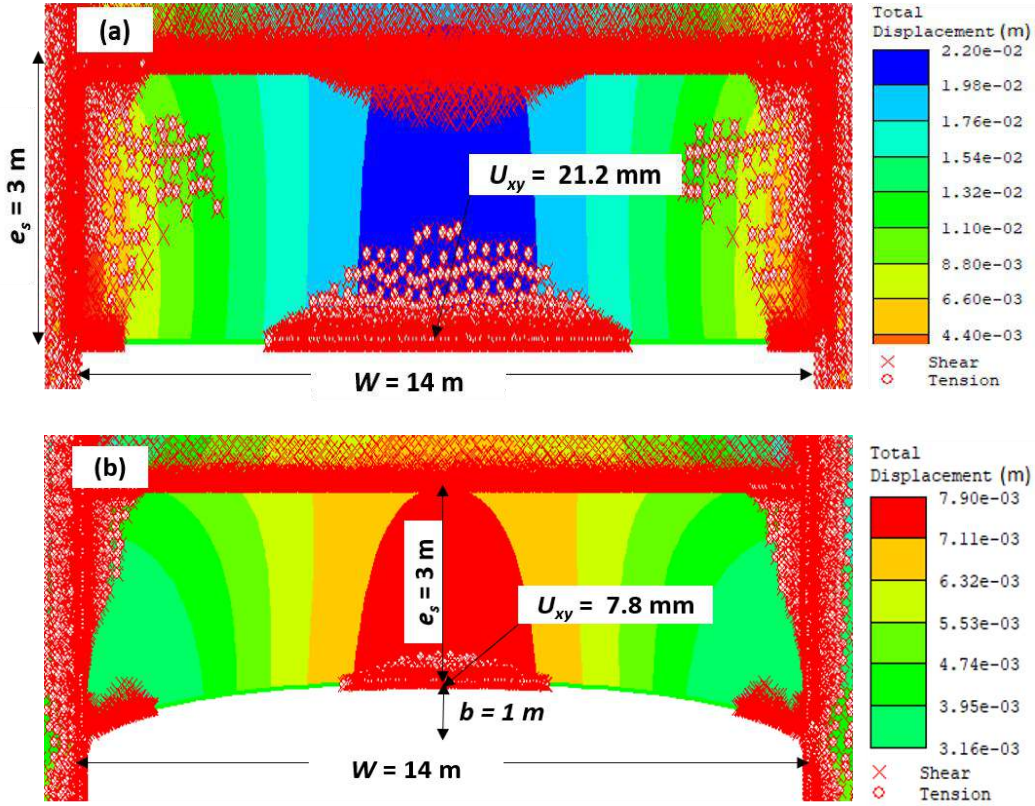


Figure 4.5: Yield state of a rectangular (a) and an arched (b) sill mat with $W = 14$ m, $e = 3$ m, $H' = 2.5$ m, and $z = 300$ m (Case 3b, Table 4.1) for a sill mat cohesion of $c_s = 0.4$ MPa.

Figure 4.6 shows the variation of the displacements at the base center of rectangular and arched sill mats with $W = 10$ m, $e = 3$ m, $H' = 1.7$ m located at $z = 300$ m (Case 1a, Table 4.1). For a given cohesion, one sees a decrease of the displacement with an increase in the minor radius b from 0.7 m to 1.6 m. This indicates that the curvature[✧] of sill mats helps to control the flexure and stabilize the sill mats. In general, the displacements remain very small as the cohesion reduces from a high value of 4 MPa to a small value. Huge displacements of the sill mat start to be observed as long as the cohesion is further decreased than some critical values, indicating possible instability of the sill mat. The cohesion, slightly beyond which tension appear at the base and the displacement starts to

✧ The curvature of the arc is proportional to the minor radius b of the ellipse. With a small b , the corresponding circle of the arc will have a large radius and small curvature.

significantly increase, can be approximately considered as the critical or minimum required cohesion (c_i). It can be seen that the minimum required cohesion (c_i) decreases as the minor radius (b) increases from 0.7 to 1.6 m. The arrow lines in Figures 4.6 and 4.7 represent the cohesion beyond which tension appears at the base of the sill mats.

Figure 4.7 shows the variation of the displacements at the base center of rectangular and arched sill mats with $W = 14$ m, $e = 3$ m, $H' = 1.7$ m located at $z = 300$ m (Case 3a, Table 4.1). It can be seen that the results are very similar to those shown in Fig. 4.6, obtained with $W = 10$ m for Case 3a, Table 4.1. For a given cohesion, the displacement decreases as the minor radius (b) increases while the minimum required cohesion (c_i) decreases as the minor radius (b) increases. The curvature of sill mat thus has effect to decrease the flexure and improve the stability of sill mats.

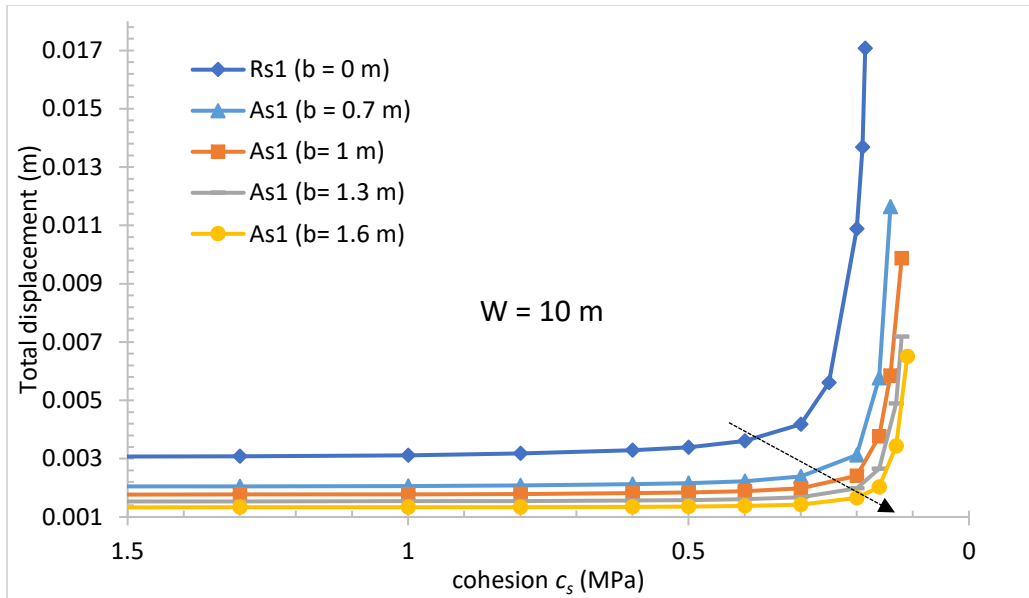


Figure 4.6 : Variation of total displacement at the base center of the rectangular and arched sill mats as function of sill mat cohesion c_s for vertical stopes located at a depth $z = 300$ m with $W = 10$ m, $e = 3$ m, $H' = 1.7$ m (Case 1a, Table 4.1)

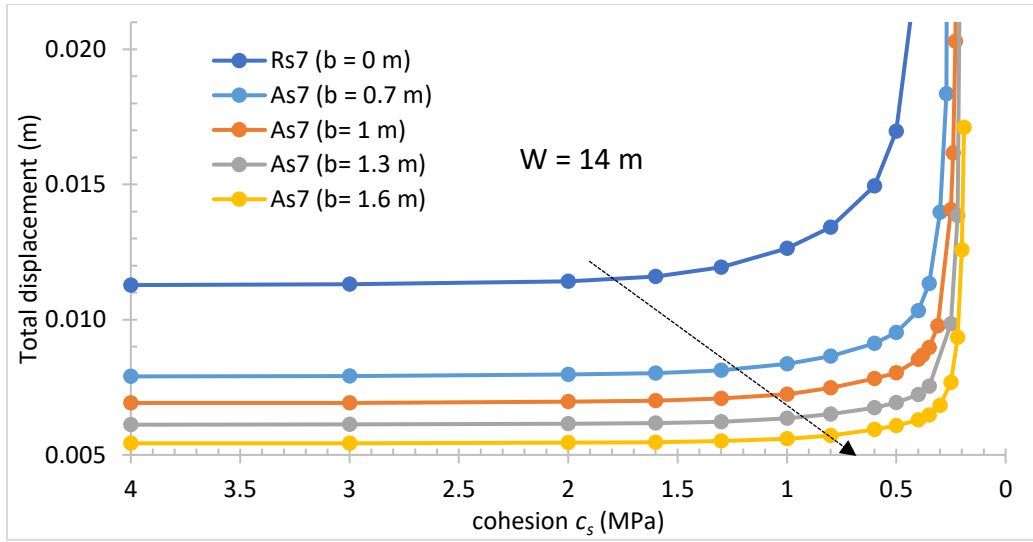


Figure 4.7: Variation of total displacement at the base center of the rectangular and arched sill mats as function of sill mat cohesion c_s for vertical stopes located at a depth $z = 300$ m with $W = 14$ m, $e = 3$ m, $H' = 1.7$ m (Case 3a, Table 4.1).

Figure 4.8 shows the variation of the minimum required cohesion c_i as function of the minor radius (b) of arched sill mats for $W = 10$ m and $W = 14$ m, respectively; $b = 0$ represents traditional rectangular sill mats. One sees that the minimum required cohesion c_i will be higher when the span of sill mat W is larger with a given b . However, one should note that the minimum required cohesions for $W = 10$ m are much smaller than those of $W = 14$ m. This is because the stress state near the base center of sill mats of $W = 10$ m tends to become compression while the stress state near the base center of sill mats of $W = 14$ m is always in tension.

Figure 4.8 also shows that the minimum required cohesion c_i decreases as the minor radius b increases from 0.7 to 1.6 m. In all cases, the minimum required cohesion c_i of rectangular sill mats is higher than those of arched sill mats.

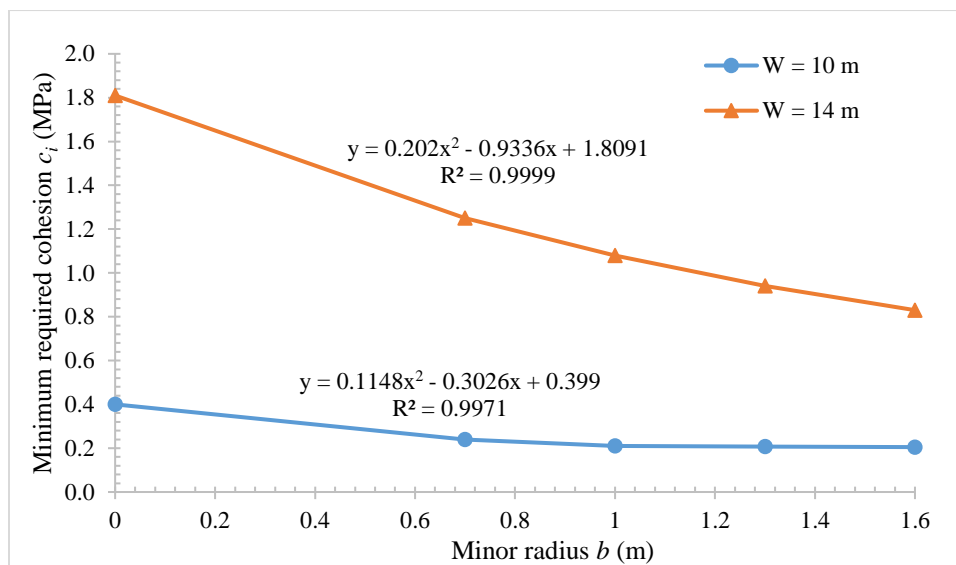


Figure 4.8: Variation of the minimum required cohesion (c_i) for rectangular and arched sill mat as function of the minor radius (b) (Cases 1a and 3a, Table 4.1).

Figure 4.9 show the variation of the displacement at the base center of rectangular (Rs) and $b = 1$ m arched (As) sill mats as function of sill mat cohesion for different spans (W) and thicknesses (H') of underlying layer. In general, for a given sill mat shape and span, the results tend to show that the total displacement and the minimum required cohesion do not change significantly as the thicknesses (H') of underlying layer varies from 1.7 to 3.3 m. For a given sill mat span, the displacements and the minimum required cohesion of arched sill mats are significantly smaller than those of rectangular sill mats.

Figure 4.10 shows the variation of the minimum required cohesion (c_i) of rectangular (Rs) and $b = 1$ m arched (As) sill mats as function of sill mat span W for different underlying excavation thicknesses H' obtained based on the results shown in Fig. 4.9. It can be seen that the minimum required cohesion increases as the sill mat span increases. This trend corresponds to that shown by Stone (1993) and Pakalnis et al. (2005). In addition, one also sees that the minimum required cohesion slightly diminishes as the thickness of the underlying excavation increases. With a thicker layer of underlying excavation, the compressive stress due to the wall convergence will be higher. The tensile stresses at the base of the sill mats will become smaller, resulting in smaller minimum required cohesion. In all cases, the minimum required cohesion of arched sill mats is much smaller than those of rectangular sill mats for the same sill mat spans and thickness of underlying

excavation layers. These results indicate once again that arched sill mats are more stable than rectangular sill mats.

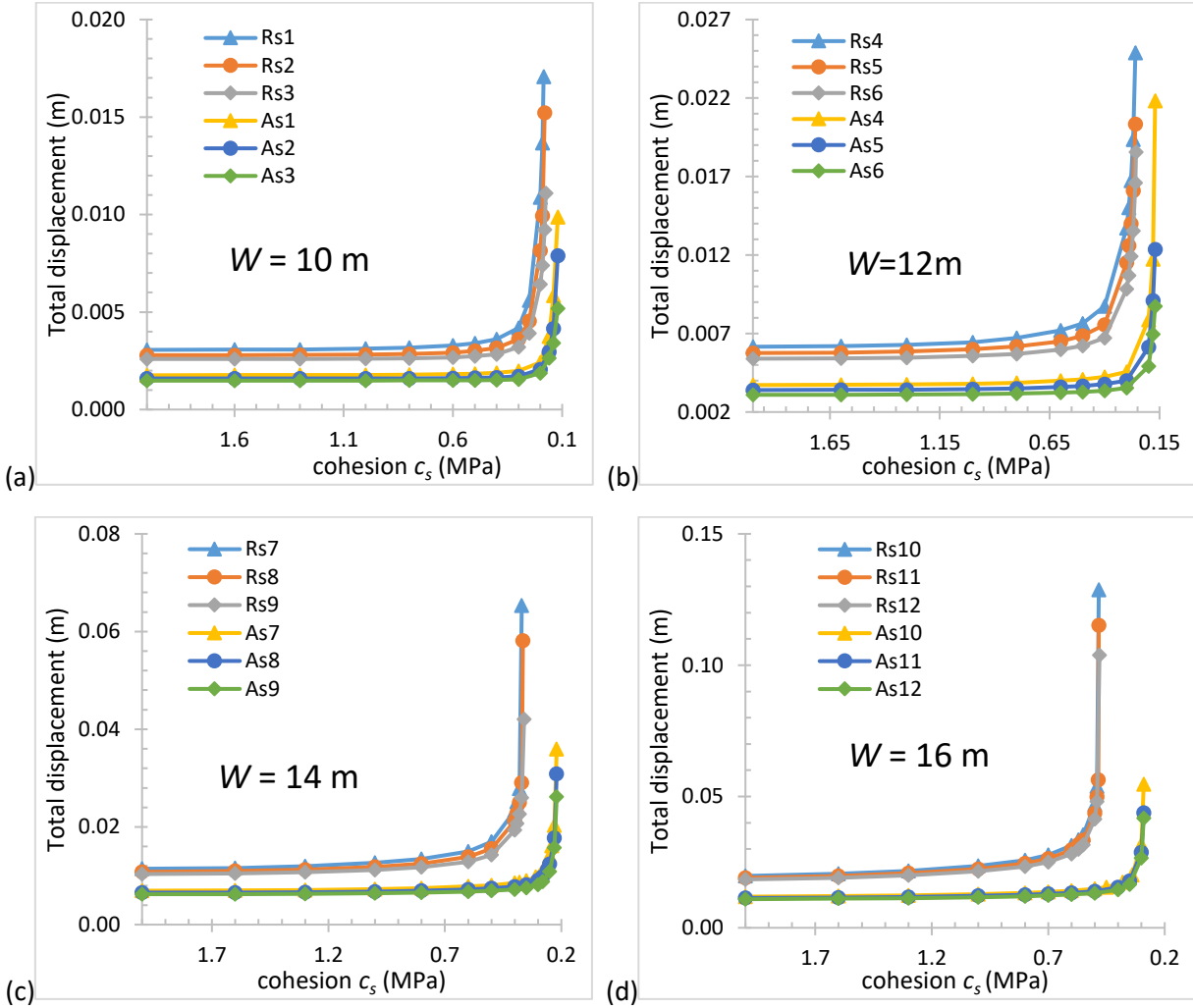


Figure 4.9: Variation of the total displacement at the base center of rectangular (Rs) and $b = 1$ m arched (As) sill mats as function of sill mat cohesion for different underlying excavation thicknesses H' with: (a) $W = 10$ m (Cases 1a, 1b and 1c, Table 4.1); (b) $W = 12$ m (Cases 2a, 2b and 2c, Table 4.1); (c) $W = 14$ m (Cases 3a, 3b and 3c, Table 4.1); (d) $W = 16$ m (Cases 4a, 4b and 4c, Table 4.1)

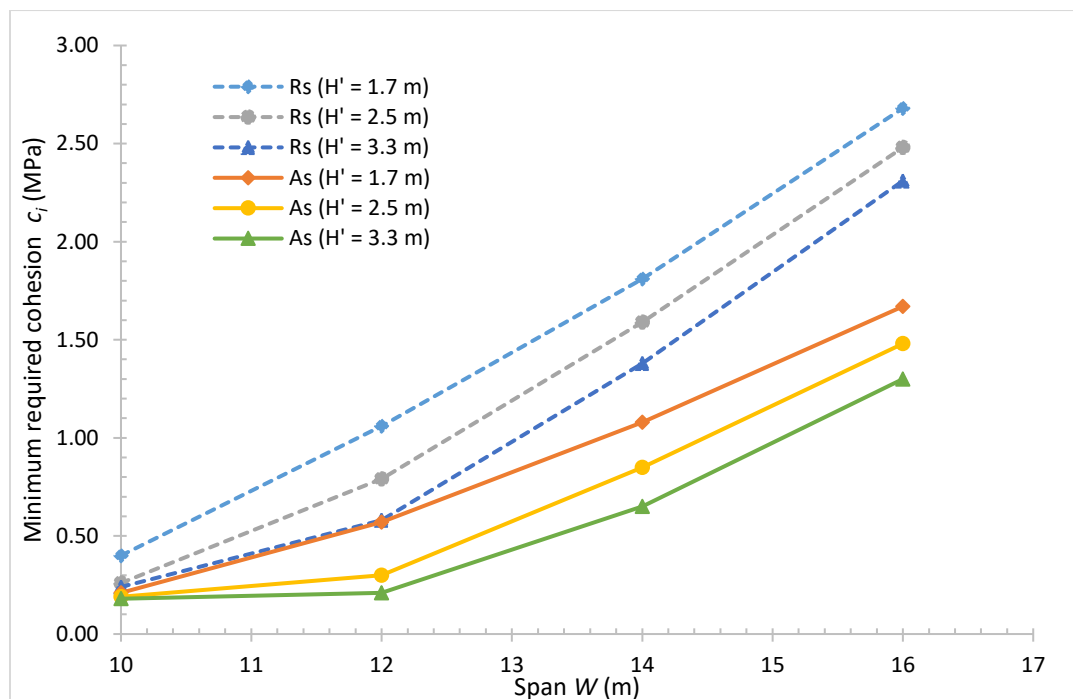


Figure 4.10: Variation of the minimum required cohesion (c_i) of rectangular (R_s) and $b = 1$ m arched (A_s) sill mats as function of sill mat span W for different underlying excavation layer thicknesses H' obtained based on the results shown in Fig. 4.9.

Figure 4.11 shows the variation of the vertical displacement at the base center of the sill mats as function of the minor radius (b) of sill mats having a span of 12 m when the underlying slope is excavated in four layers. One sees that the displacements of the rectangular sill mat is higher than those of arched sill mats, indicating that the arched sill mats are more stable than the rectangular ones.

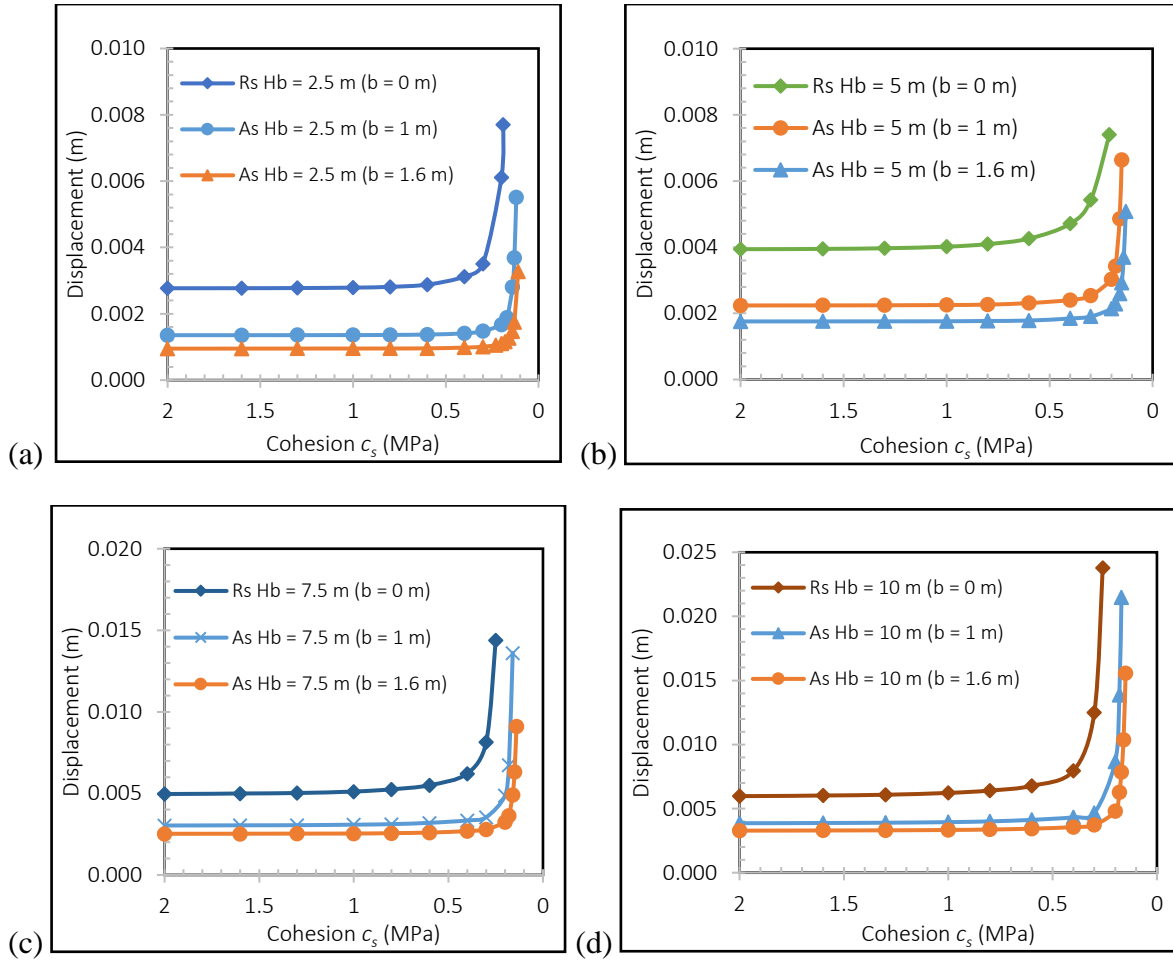


Figure 4.11 : Variation of the vertical displacement at the base center of rectangular and arched sill mats of $W = 12$ m located at the depth $z = 300$ m with: (a) $H_b = 2.5$ m, (b) $H_b = 5$ m, (c) $H_b = 7.5$ m, (d) $H_b = 10$ m

Figure 4.12 shows the variation of the minimum required cohesion as function of the height of the uncemented backfill (H_b) placed above of the sill mats in stopes of 12 m large when the underlying stope is excavated in four layers and each layer has a thickness of $H' = 2.5$ m. One sees that for such wide stopes, the minimum required cohesion increases as the overlying uncemented backfill height increases. When the height of overlying uncemented backfill increases, the vertical pressure induced by the weight of the uncemented backfill increases. The flexure of the sill mats can become larger, resulting in higher minimum required cohesion. In all cases, the minimum required cohesion of rectangular sill mats is much higher than those of arched sill mats. The arched sill mats are thus more stable than the rectangular sill mats.

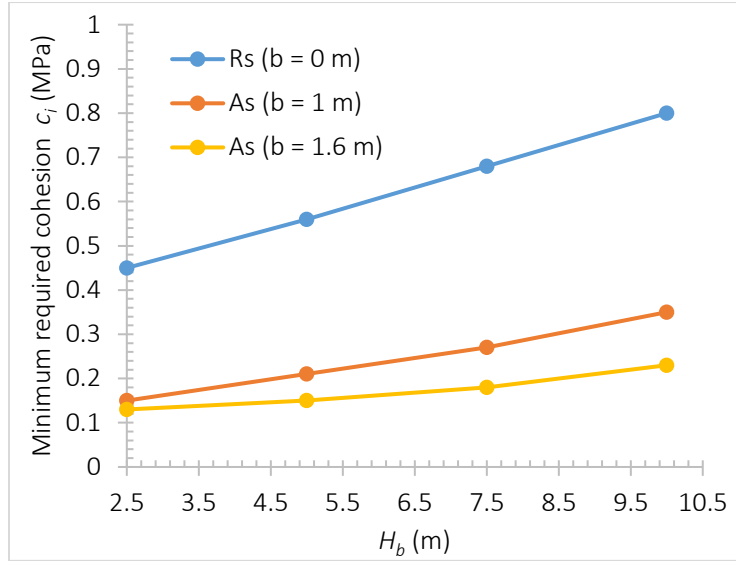


Figure 4.12: Variation of the minimum required cohesion c_i as function of the height of the overlying uncemented backfill for rectangular and arched sill mats located at the depth $z = 300$ m with $e = 3$ m and $H' = 2.5$ m (Cases 2b, Table 4.1).

4.3 Discussion

A series of numerical simulations has been conducted to evaluate the stability of rectangular and arched sill mats with wide spans (i.e., $W \geq 10$ m). Flexural failure will be the controlling stability mechanism, as shown in Keita et al. (2020). With arched sill mats, the stability is considerably improved due to reduction of vertical displacement (flexure) and tension at the base center of sill mats. The minimum required cohesions of arched sill mats are much lower than those of rectangular sill mats. However, it should be kept in mind that the numerical models presented in this paper contain several limitations. For instance, the fill-wall interfaces were not considered in the numerical model. This implies that the sill mats and the two side walls have strong contacts. This can be the case when the side walls are very rough (Liu et al. 2016a, 2016b). Otherwise, rock bolting may be necessary to strengthen the interface contacts between the sill mats and rock walls (e.g., Jordan et al. 2003, Williams et al. 2001, 2007). More work can thus be necessary in the future to take into account the interfaces between sill mats and rock walls.

In this study, the analysis has been made with a 2D numerical code. A plane-strain condition was considered. The results are thus valid when the third dimension of the sill mats is very long. More work is necessary to consider the influence of the third dimension with a 3D model.

Another limitation is associated with the use of the Mohr-Coulomb criterion. It is well known that this criterion is not representative of the mechanical behaviour of geomaterials, especially when dealing with tensile or high compressive stresses (Fourie et al. 1993). The intermediate principal stress is also neglected. In the future, an elasto-plastic model with a nonlinear multiaxial criterion such as the MSDP_u elasto-plastic model developed by Li and coworkers (Li and Aubertin 2009b; Li et al. 2010) should be used to obtain a more representative response of backfill.

In this study, numerical simulations with RS2 (Rocscience 2019) have been conducted to evaluate the advantage of adjusting the geometry of sill mats from traditional rectangular to arched sill mats. The sill mat cohesion and tensile strength (equaling to one tenth of the UCS; Caceres 2005, Tesarik et al. 2007) are progressively reduced until a case at which the numerical model does not converge any more. The critical state and the minimum required cohesion of the sill mats were then assessed (identified) by considering the significant increase of displacement at the base center of the sill mats and the occurrence of tension at the base center. The critical or minimum required cohesion c_i were determined as the value beyond which tension starts to appear at the base center of the sill mat. The application of this criterion results in conservative design of sill mats. More work is necessary to use a more realistic and more objective instability criterion.

While the efficiency by using arched sill mats to reduce the flexure and tension at the base center of sill mats has been clearly shown, shearing by crushing has also been observed near the lower sill mat and rock wall contact corners. More work is necessary to analyze the influence of these crushing zones on the stability and minimum required strength of arched sill mats.

The numerical results presented in this study showed that the stability and minimum required cohesion depend on the value of the minor radius b of arched sill mats. In this study, b has been mostly set at 1 m. More work is necessary by considering different values of b in combinations with other geometries and material property parameters.

Finally, more works are necessary to consider the reinforcements, stope wall inclination angles, sill mat thickness, mine depth and production blasting in the stability analysis of rectangular and arched sill mats.

4.4 Conclusion

The stability and minimum required cohesion of traditional rectangular and arched sill mats have been analyzed through numerical modeling performed with RS2. The critical state of sill mats was determined by monitoring the displacement (bending) and the occurrence of tension at the base center of the sill mats. The numerical results showed that the arched sill mats have smaller displacements and flexure and are more stable than rectangular sill mats. The use of arched sill mats reduces the tension at the base center of the sill mat, resulting in smaller minimum required cohesion. The results also showed that the minimum required cohesion c_i will be higher when the span of sill mat W is larger. The minimum required cohesion c_i decreases as the minor radius b increases. The minimum required cohesion increases as the overlying uncemented backfill height increases. The minimum required cohesion slightly diminishes as the thickness of the underlying excavation increases. In all cases, the minimum required cohesions c_i of rectangular sill mats are higher than those of arched sill mats. The use of arched sill mats can result in reduction of required binder and economic benefit. This work paves the way for future optimization of sill mat geometry.

Acknowledgments

The authors acknowledge the financial support from the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada ([NSERC](#) 402318), Fonds de Recherche du Québec – Nature et Technologies of Canada ([FRONT](#) 2015-MI-191676) and the partners of the Research Institute on Mines and Environment of Canada (RIME UQAT-Polytechnique; <https://irme.ca/>).

References

- Arjang, B., & Herget, G. (1997). In situ ground stresses in the Canadian hardrock mines: an update. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(3-4), 15-e1-15-e16. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(97\)00039-7](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(97)00039-7)
- Beer, G., & Meek, J. L. (1982). Design curves for roofs and hanging-walls in bedded rock based on 'voussoir' beam and plate solutions. *Transactions of the Institution of Mining and Metallurgy*, 91, 18-22.

- Belem, T., & Benzaazoua, M. (2008). Design and application of underground mine paste backfill technology. *Geotechnical and Geological Engineering*, 26(2), 147-174. <https://doi.org/10.1007/s10706-007-9154-3>
- Benzaazoua, M., Fall, M., & Belem, T. (2004). A contribution to understanding the hardening process of cemented paste fill. *Minerals engineering*, 17(2), 141-152. <https://doi.org/10.1016/j.mineng.2003.10.022>
- Brady, B. H., & Brown, E. T. (1985). *Rock mechanics: for underground mining*. 1st Edition. Published by George Allen & Unwin Ltd., London. ISBN 0-04-622005-4 Pbk.
- Caceres, C. (2005). Effect of delayed backfill on open stope mining methods. Master Thesis, University of British Columbia, Vancouver, Canada.
- Caceres, C., Moffat, R., & Pakalnis, R. (2017). Evaluation of flexural failure of sill mats using classical beam theory and numerical models. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 99, 21-27. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2017.09.002>
- Chandrupatla, T. R., & Osler, T. J. (2008). Approximating an ellipse with four circular arcs. *Mathematics and Computer Education*, 42(3), 220-228.
- Darling, P. (2011). *SME mining engineering handbook*, 3rd Ed., Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Denver.
- Evans, W. H. (1941). The strength of undermined strata. *Transactions of the Institute of Mining and Metallurgy*, L (50). 475-500.
- Fayol, M. (1885). Note sur les mouvements de terrain provoqués par l'exploitation des mines. *Bull. Soc. l'Industrie Minérale*, 2nd series, 14, 818.
- Fourie, A. B., Gürtunca, R. G., de Swart, G., & Wendland, E. (1993). An evaluation of four constitutive models for the simulation of backfill behaviour. *MINEFILL 93*. Symposium conducted at the South African Institute of Mining and Metallurgy. 33-38
- Grabinsky, M., & Jafari, M. (2015). Determining stable spans of undercut cemented paste backfill. Presented in *GéoQuébec 2015- Challenges from North to South*. 6p.
- Hassani F & Archibald JH. (1998). *Mine backfill*. CIM, CD-ROM.

- Herget, G. (1993). Rock stresses and rock stress monitoring in Canada. In *Rock Testing and Site Characterization*. 473-496. Pergamon. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-042066-0.50026-4>
- Hughes, P. (2014). Design guidelines: underhand cut and fill cemented paste backfill sill beams. Doctoral dissertation, University of British Columbia, Vancouver, Canada.
- Hughes, P., Pakalnis, R., Caceres, C., Blake, W., & Brady, T. (2006). Numerical modeling of paste sills in underhand cut & fill stopes. In *Third International Seminar on Deep and High Stress Mining*, Quebec City, Canada. 1-10.
- Hughes, P. B., Pakalnis, R., Deen, J., & Ferster, M. (2013). Cemented paste backfill at Stillwater Mine. In *47th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium*. American Rock Mechanics Association.
- Jordan, J., Langston, R., Kirsten, H., Marjerison, J. A., Jacobs, C., & and Stahlbush, F. (2003). Underhand cut-and-fill mining at the Stillwater mine. Technical Program 2003 SME Annual Meeting and Exhibit, Denver Colorado.
- Keita, A. M.T. (2020). Analyse numérique des mécanismes de rupture critique des semelles en remblai cimenté excavées à la base en plusieurs séquences. Master thesis, Polytechnique Montreal, Montreal, Canada.
- Keita, A.M.T., Jahanbakhshzadeh, A., & Li, L. (2020). Numerical analysis of the failure mechanisms of sill mats made of cemented backfill. Submitted to *International Journal of Geotechnical Engineering*.
- Li, L., & Aubertin, M. (2009a). Numerical investigation of the stress state in inclined backfilled stopes. *International Journal of Geomechanics*, 9(2), 52-62. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1532-3641\(2009\)9:2\(52\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1532-3641(2009)9:2(52))
- Li, L., & Aubertin, M. (2009b). An elastoplastic evaluation of the stress state around cylindrical openings based on a closed multiaxial yield surface. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 33(2), 193-213. <https://doi.org/10.1002/nag.709>
- Li, L., Aubertin, M. & Shirazi, A. (2010). Implementation and application of a new elastoplastic model based on a multiaxial criterion to assess the stress state near underground

openings. *International Journal of Geomechanics*, 10(1), 13-21. Tiré de [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1532-3641\(2010\)10:1\(13\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1532-3641(2010)10:1(13))

Liu, G., Li, L., Yang, X. & Guo, L. (2016a). Stability analyses of vertically exposed cemented backfill: A revisit to Mitchell's physical model tests. *International Journal of Mining Science and Technology*, 26(6), 1135-1144. <https://doi.org/10.1016/j.ijmst.2016.09.024>

Liu, G., Li, L., Yang, X., & Guo, L. (2016b). A numerical analysis of the stress distribution in backfilled stopes considering nonplanar interfaces between the backfill and rock walls. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 10(3), 271-282. <https://doi.org/10.1080/19386362.2015.1132123>

Maknoon M. (2016). Slope stability analyses of waste rock piles under unsaturated conditions following large precipitations. Doctoral dissertation, Polytechnique Montreal, Montreal, Canada.

Martin, C. D., Kaiser, P. K., & Christiansson, R. (2003). Stress, instability and design of underground excavations. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(7-8), 1027-1047. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(03\)00110-2](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(03)00110-2)

Mitchell, R. J., Olsen, R. S., & Smith, J. D. (1982). Model studies on cemented tailings used in mine backfill. *Canadian Geotechnical Journal*, 19(1), 14-28. <https://doi.org/10.1139/t82-002>

Mitchell, R. J. (1991). Sill mat evaluation using centrifuge models. *Mining Science and Technology*, 13(3), 301-313. [https://doi.org/10.1016/0167-9031\(91\)90542-K](https://doi.org/10.1016/0167-9031(91)90542-K)

O'heam, B., & Swan, G. (1989). The use of models in sill mat design at Falconbridge. In *International Symposium on mining with backfill*. 4, 139-146.

Oulbacha, Z. (2014). Analyse Numérique de la stabilité des piliers-dalles en remblai cimenté : une vérification des modèles de Mitchell. Master Thesis, University of Montreal- Polytechnique Montreal, Montreal, Canada.

Pagé, P., Li, L., Yang, P., & Simon, R. (2019). Numerical investigation of the stability of a base-exposed sill mat made of cemented backfill. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 114, 195-207. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2018.10.008>

- Pakalnis, R., Caceres, C., Clapp, K., Morin, M., Brady, T., Williams, T., Blake, W., & MacLaughlin, M. (2005). Design spans-underhand cut and fill mining. Presented at 107th CIM-AGM, Toronto, Canada.
- Pakalnis, R. (2015). Empirical design methods in practice. In Y Potvin (ed.), Proceedings of the International Seminar on Design Methods in Underground Mining. 37-56. Australian Center for Geomechanics.
- Sobhi, A. (2014). Analyse numérique visant l'évaluation du coefficient de pression des terres et des contraintes dans des chantiers remblayés au-dessus d'un pilier-dalle. Master thesis, Polytechnique de Montreal, Montreal, Canada.
- Sobhi, M. A., & Li, L. (2017). Numerical investigation of the stresses in backfilled stopes overlying a sill mat. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 9(3), 490-501. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2017.01.001>
- Stone, D. M. R. (1993). The optimization of mix designs for cemented rockfill. Communication présentée à Minefill 93. Proc. 5th Int. Symp. On Mining with Backfill, SAIMM, Johannesburg, South Africa. 249-253.
- Sofianos, A. I., & Kapanis, A. P. (1998). Numerical evaluation of the response in bending of an underground hard rock voussoir beam roof. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 35(8), 1071-1086. [https://doi.org/10.1016/S0148-9062\(98\)00166-1](https://doi.org/10.1016/S0148-9062(98)00166-1)
- Swan, G., & Brummer, R. K. (2001). Backfill design for deep, underhand drift-and-fill mining. In *Minefill 2001: 7th International Symposium on Mining with Backfill*. 359-368.
- Tesarik, D. R., Seymour, J. B., Martin, L.A., & Jones, F. M. (2007). Numeric model of a cemented rockfill span test at the Turquoise Ridge mine, Golconda, Nevada, USA. In *MINEFILL 2007*. 2512, 4-8.
- White, B.G., and Whyatt, J.K. (1999). Role of fault slip on mechanisms of rock burst damage, Lucky Friday mine, Idaho, USA. In *2nd Southern African Rock Engineering Symposium, Implementing Rock Engineering Knowledge*, Johannesburg, South Africa.
- Whyatt, J. K., Williams, T. J., & Board, M. P. (1992). Rock mechanics investigations at the Lucky Friday mine (in three parts): 2. Evaluation of underhand backfill practice for rock burst control.

- Williams, T. J., Whyatt, J. K., & Poad, M. E. (1992). Rock mechanics investigations at the Lucky Friday mine (in three parts): 1. Instrumentation of an experimental underhand longwall stope.
- Williams, T. J., Denton, D. K., Larson, M. K., Rains, R. L., Seymour, J. B., Tesarik, D. R., & Spokane, W. A. (2001). Mining Publication: Geomechanics of reinforced cemented backfill in an underhand stope at the Lucky Friday mine, Mullan, Idaho. Report of Investigations.
- Williams, T. J., Brady, T. M., Bayer, D. C., Bren, M. J., Pakalnis, R. T., Marjerison, J. A., & Langston, R. B. (2007). Underhand cut and fill mining as practiced in three deep hard rock mines in the United States.

CHAPITRE 5 DISCUSSION

La revue de littérature donnée dans le chapitre 2 montre qu'il est nécessaire d'analyser d'avantage le mécanisme de rupture des semelles en remblai cimenté en considérant la séquence d'excavation du chantier en dessous des semelles en remblai cimenté. Dans le chapitre 3, différents mécanismes de rupture des semelles en remblai cimenté ont été identifiés en considérant différentes propriétés géométriques et géomécaniques de semelles. L'excavation du chantier en dessous des semelles a été réalisée en plusieurs couches dont l'épaisseur est plu proche des dimensions rencontrées plus régulièrement dans la méthode de minage par coupe et remblai descendant. Les études numériques ont montré que la convergence des épontes rocheuses peut être largement réduite. L'instabilité des semelles a été évaluée en fonction du déplacement mesuré à la base, l'état de plasticité après l'excavation du chantier sous-jacent et l'orientation des vecteurs de déformation. Pour réduire la subjectivité dans l'estimation des résistances minimales requises, un critère d'instabilité pour les semelles en remblai cimenté a été établi à partir de l'observation d'une reproduction numérique d'un essai en compression uniaxiale réalisé avec RS2. Les résultats numériques ont démontré que la rupture d'une éprouvette cylindrique soumise à une contrainte axiale en compression croissante survient lorsque les zones cisailées (écrasées) se propagent et atteignent le centre de l'éprouvette. La fusion des deux zones cisailées à partir des deux épontes rocheuses a été utilisée comme critère de rupture et d'instabilité des semelles en mode de rupture en compression par écrasement. Les résultats obtenus montrent que les contraintes de convergence peuvent effectivement entraîner une rupture par écrasement des semelles lorsqu'elles sont très élevées. On a également constaté que les autres modes de ruptures (flexion, effondrement, rotation) peuvent être critiques lorsque les contraintes latérales ne sont pas assez importantes pour entraîner l'écrasement et que d'autres paramètres géométriques ou géomécaniques des semelles et des chantiers entrent en jeu.

Dans le but d'appliquer les résultats présentés dans ce travail, il est important de souligner un certain nombre de limitations reliées omissions et aux hypothèses utilisées dans la réalisation de ce travail.

Premièrement, il est important de souligner que les modèles numériques sont en 2D. De ce fait, les résultats obtenus sont en principe valables lorsque les chantiers ont une très grande dimension longitudinale dans la troisième direction (perpendiculaire au plan du papier). Ce n'est pas toujours

le cas dans les chantiers souterrains. Des modélisations numériques à 3D sont nécessaires pour une meilleure appréhension du comportement des semelles et de l'effet de la convergence des parois rocheuses.

Une autre limitation des modèles numériques est la négligence de la considération de la variation des propriétés mécaniques des interfaces entre les semelles en remblai cimenté et les épontes rocheuses. Les modèles sont valides seulement aux cas où les parois rocheuses sont très rugueuses ou les contacts entre les semelles en remblai cimenté et les parois rocheuses sont renforcés à l'aide des boulons et des grillages. Cela explique l'absence du glissement parmi les modes de rupture critique observés pendant les modélisations numériques présentées dans cette étude. Plus de travaux sont nécessaires pour comprendre le glissement possible des semelles en fonction de la rugosité et de la résistance au cisaillement des interfaces entre les semelles en remblai cimenté et les épontes rocheuses.

On peut mentionner que l'utilisation du modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb constitue une autre limitation de ces travaux. En effet, ce modèle de comportement est très simple à utiliser avec des paramètres simples à déterminer. Cet avantage en combinaison avec sa disponibilité dans pratiquement tous les codes numériques en géotechnique explique bien son application répandue dans les travaux de recherche et en milieu pratique (Li et Aubertin 2009b; Liu et al. 2016a; Yang et al. 2017b). Cependant, le critère de Mohr-Coulomb est connu pour ses limitations en présence de contraintes en traction ou lorsque les contraintes en compression deviennent importantes (Fourie et al. 1993). La négligence de la contrainte intermédiaire constitue une autre limitation majeure du critère de Mohr-Coulomb. Plus de travaux sont nécessaires en appliquant un modèle constitutif plus représentatif du comportement mécanique. Par exemple, Li et al. (2010) ont incorporé un critère de rupture multiaxial non linéaire, appelé $MSDP_u$ (Aubertin et Simon 1996, 1998; Aubertin et al. 1999, 2000; Li et Aubertin 2014; Li et al. 2005b, 2017) dans FLAC-2D. Il sera intéressant d'analyser le comportement mécanique des semelles en remblai cimenté en appliquant le modèle élastoplastique $MSDP_u$ dans le futur.

Jusqu'alors, la majorité des études sur la stabilité des semelles s'est basée sur les modèles de Mitchell (1991) tout en héritant les limitations associées à la considération des parois rigides et immobiles. Plusieurs chercheurs comme Hughes (2014) et Pagé et al. (2019) ont démontré la nature critique de la rupture par écrasement lorsque les contraintes latérales liées à la convergence sont

très élevées. La prédominance de la rupture par écrasement dans les chantiers étroits est reconfirmée par les résultats obtenus dans ce travail. On a également constaté que la résistance requise des semelles en remblai cimenté augmente avec la profondeur des chantiers et la rigidité du remblai; ce qui explique de nouveau que le mode de rupture des semelles est le cisaillement par écrasement causé par la convergence des parois en raison de l'excavation du chantier sous les semelles. Cependant, on a constaté que la résistance requise des semelles en remblai cimenté augmente avec l'augmentation de leurs épaisseurs. Ces résultats sont différents de ceux de Pagé et al. (2019) qui ont montré que la résistance requise est plus faible avec des semelles plus épaisses. En revanche, les résultats de Pagé et al. (2019) ont été obtenus en maintenant la hauteur totale des excavations (chantier supérieur + semelle + chantier inférieur) constante. Dans cette étude, la hauteur du chantier au-dessus de la semelle a été maintenue constante. La hauteur totale des excavations (chantier supérieur + semelle + chantier inférieur) augmente avec l'augmentation de l'épaisseur de la semelle. La convergence des parois et la compression exercée par les parois rocheuses sur la semelle en remblai cimenté augmentent; cela explique l'augmentation de la résistance requise des semelles en remblai cimenté en fonction de l'augmentation de l'épaisseur de la semelle.

Les résultats présentés indiquent une importante traction dans certains modèles sans montrer de détachement ou de fracture. Des travaux supplémentaires sont nécessaires avec des codes numériques (e.g., LimitState : GEO 2014) permettant de voir le détachement ou la séparation des matériaux causé par une traction.

Dans les chantiers miniers souterrains, la mise en place des semelles se fait souvent avec l'ajout de matériaux de renforcements tels que les boulons DYWIDAG, des grillages métalliques ou des câbles en acier. Plus de travaux sont donc nécessaires pour évaluer de façon numérique l'impact de leur ajout sur la stabilité des semelles.

De plus, l'exploitation dans les mines souterraines se fait majoritairement à l'explosif. Pour une meilleure analyse de la stabilité des semelles, plus de travaux sont nécessaires afin d'intégrer l'effet des ondes de choc à travers une analyse dynamique.

Lorsque les semelles sont soumises à une compression jusqu'à la rupture par écrasement, un critère de rupture ou d'instabilité a été bien établi de façon assez objective. Plus de travaux sont nécessaires afin d'établir des critères d'instabilité plus objectifs pour réduire la subjectivité lors d'évaluation

de la rupture et d'instabilité des semelles en remblai cimenté en flexion, rotation ou en effondrement.

Dans le chapitre 3, les résultats numériques ont montré que les semelles en remblai cimenté peuvent céder en mode de rupture par flexion ou rotation dès que la portée de semelles dépasse 10 m. Comme les géomatériaux ont souvent une résistance en traction beaucoup plus faible que celle en compression, il serait intéressant de configurer la géométrie des semelles de sorte à éviter ou à réduire les zones de contraintes en traction. Pour ce faire, nous avons effectué une comparaison de la stabilité de deux semelles de grande portée en introduisant une nouvelle géométrie en forme d'arche. L'effet de plusieurs paramètres tels que l'excavation du chantier sous-jacent ou la portée des semelles a été analysé. L'appréciation sur la stabilité des semelles a été faite en évaluant le déplacement et l'état de plasticité pour chaque géométrie. Les résultats ont indiqué une grande réduction de la traction et du déplacement à la base dans les semelles en forme d'arche. De plus, l'ajustement de la géométrie des semelles a montré une importante réduction de la cohésion requise. Cependant, les études réalisées restent encore très préliminaires avec plusieurs limitations dans les modèles numériques.

Tout d'abord, les modèles numériques considérés sont tous en 2D et les résultats de cette étude ne sont valables que pour des chantiers de très grande dimension longitudinale dans la troisième direction (perpendiculaire au plan du papier). Plus de modélisations numériques en 3D sont nécessaires pour étudier l'effet de la troisième dimension.

Tout comme dans le chapitre 3, le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb a été utilisé alors que le critère de Mohr-Coulomb n'est pas assez représentatif du comportement du remblai lorsque le matériau est soumis à une contrainte en traction ou à une forte contrainte en compression. Dans l'analyse de la stabilité des semelles en remblai cimenté, les contraintes en compression liées aux convergences des parois rocheuses peuvent atteindre des valeurs très élevées. L'utilisation du modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb peut devenir moins appropriée. De plus, les semelles de grande portée sont parfois soumises à une importante traction à la base. Le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb ne reflète pas convenablement le comportement du remblai dans cette condition. Plus de travaux sont nécessaires pour étudier la stabilité des semelles en remblai cimenté avec un modèle plus représentatif du comportement des remblais.

Il faut noter que dans l'objectif initial de réduire les zones de contraintes en traction, on observe des zones d'écrasement aux extrémités des semelles en forme d'arche. Des travaux supplémentaires sont nécessaires pour optimiser la forme des semelles en remblai cimenté.

Les influences de l'épaisseur des semelles, de la profondeur des chantiers ou de l'inclinaison des parois sur la stabilité des semelles ne sont pas identifiées dans cette partie. Des investigations supplémentaires sont nécessaires afin d'identifier l'effet de ces paramètres sur la résistance minimale requise et sur les mécanismes de rupture critique des semelles en arche.

L'effet des ondes de choc liés à l'abattage à l'explosif dans la majorité des mines souterraines n'est pas pris en compte dans ce travail. Plus de travaux sont nécessaires afin de vérifier l'effet de ces ondes sur la stabilité des semelles et d'identifier également l'effet protecteur du coussin de roches placé en dessous des semelles.

Les études présentées dans ce chapitre ne prennent pas en compte les matériaux de soutènement tels que les boulons en acier ou les grillages métalliques très souvent utilisés lors de la mise en place des semelles dans les mines souterraines. Des travaux supplémentaires sont nécessaires pour évaluer leurs effets sur la stabilité des semelles en arche.

Finalement, des travaux supplémentaires sont nécessaires pour établir un critère de rupture et d'instabilité plus précis pour évaluer d'une façon plus objective la rupture en flexion des semelles de grandes portées.

CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Conclusions

L'analyse de la stabilité et l'évaluation de la résistance nécessaire sont des tâches essentielles lors de la conception des chantiers remblayés, que ce soit pour la méthode de minage par « coupe et remblai » descendant ou par « galerie et remblai » descendant ou pour récupérer des piliers horizontaux de niveau. Mitchell (1991) a développé des équations en considérant la rupture d'une semelle en remblai cimenté par glissement, flexion, rotation ou effondrement. Sa solution est peu utilisée directement dans la conception des semelles en remblai cimenté en raison de plusieurs hypothèses sur simplificatrices. Les épontes rocheuses ont été considérées comme rigides et immobiles. Cette limitation a été héritée dans les travaux de plusieurs chercheurs. Tout récemment, Hughes (2014) et Pagé et al. (2019) ont montré que l'écrasement peut être le mode de rupture qui contrôle la stabilité des semelles en remblai cimenté en raison des compressions horizontales dues à la convergence des épontes rocheuses associées à l'excavation du chantier au-dessous de la semelle. Par conséquent, la résistance nécessaire de la semelle en remblai cimenté diminue en fonction de l'augmentation de la portée des chantiers (ou des semelles). Bien que cela puisse être expliqué facilement par la diminution des contraintes en compression avec des semelles de portée plus grande, il reste difficile à imaginer que la résistance nécessaire diminue sans cesse avec l'augmentation de la portée. De plus, on a constaté que les modèles numériques de Pagé et al. (2019) ont considéré l'excavation du chantier au-dessous de la semelle en remblai cimenté en une seule couche de 10 m. L'effet de la séquence d'excavation du chantier inférieur sur le mode de rupture de la semelle en remblai cimenté n'est pas pris en compte.

Dans cette étude, des modélisations numériques ont été réalisées en considérant des semelles en remblai cimenté dans des chantiers étroits et très larges. Les influences de l'épaisseur et de la séquence de l'excavation du chantier inférieur sur le mode de rupture de la semelle en remblai cimenté ont été étudiées. Les principaux résultats découlant de cette investigation sont résumés comme suis :

- Dans les chantiers étroits ($W \leq 7$ m), le mode de rupture critique est l'écrasement. Ce mode de rupture reste inchangé, quel que soit le pendage du chantier, l'épaisseur des séquences utilisées pour l'excavation du chantier en dessous de la semelle.
- Dans des chantiers plus larges ($W > 7$ m), l'identification des mécanismes de rupture doit prendre en compte plusieurs paramètres supplémentaires tels que le pendage ou l'épaisseur des couches excavées à la base de la semelle.
- La flexion est le principal mode de rupture des semelles dans les chantiers verticaux ($\beta = 90^\circ$) ou subverticaux ($\beta > 80^\circ$) de grandes portées ($W > 10$ m).
- La flexion reste le mode de rupture critique dans les semelles de grandes portées excavées à la base en des couches de faibles épaisseurs ($H' \leq 3$ m).
- L'inclinaison des chantiers augmente le risque de déformation et de détachement à l'éponte supérieure. Dans les chantiers très inclinés ($\beta < 60^\circ$), la rotation devient le principal mécanisme de rupture critique des semelles.
- L'effondrement est un mode de rupture peu fréquent par rapport à l'écrasement, la flexion ou la rotation. Il survient dans des chantiers verticaux ($\beta = 90^\circ$) ou subverticaux ($\beta > 80^\circ$) de largeur moyenne ($7 \text{ m} < W < 10 \text{ m}$).
- Les semelles soumises à de fortes contraintes en compression par les convergences des épontes rocheuses atteignent l'état de rupture ou d'instabilité lorsque les deux zones de cisaillement par écrasement se propagent et se rejoignent au centre de la semelle.
- La résistance nécessaire augmente avec la profondeur du chantier, du module du Young du remblai cimenté et de la hauteur totale du chantier en raison des chantiers étroits.
- L'utilisation de séquences d'excavation plus faibles augmente la possibilité de rupture de la semelle par flexion, mais diminue le risque de rupture par écrasement.

À la suite des modélisations numériques précédentes, on voit que les semelles en remblai cimenté peuvent céder en mode de rupture par flexion ou rotation dès que la portée de semelle dépasse 10 m. Comme les géomatériaux ont souvent une résistance en traction beaucoup plus faible que celle en compression, il serait intéressant de configurer la géométrie des semelles de sorte à éviter ou à réduire les zones de contraintes en traction. Dans la deuxième partie de ce travail, les résultats des

simulations numériques ont démontré que l'ajustement de la géométrie des semelles permet d'améliorer leur stabilité dans les chantiers verticaux de grandes portées. Les principaux résultats retenus de cette investigation sont les suivants :

- La géométrie en forme d'arche réduit les contraintes en traction et le déplacement à la base de la semelle après l'excavation du chantier sous-jacent.
- La résistance nécessaire devient plus faible dans les semelles en forme d'arche par rapport aux géométries traditionnelles rectangulaires. Cette réduction constitue un gain économique en matière de liant ou en matériels de renforcement.
- L'augmentation de la portée et de la hauteur du remblai non cimenté sus-jacent augmente la résistance nécessaire des semelles. Cette augmentation reste tout de même inférieure dans les semelles en forme d'arche comparativement aux semelles rectangulaires.

Recommandations

Dans le but d'enrichir et d'améliorer les résultats obtenus de ces travaux, des investigations supplémentaires sont recommandées. En ce qui concerne l'identification des modes de rupture critiques et de la résistance nécessaire, nous recommandons d'effectuer les travaux suivants dans le futur:

- Prendre en compte les propriétés de résistance aux interfaces lors de l'analyse de stabilité des semelles en remblai cimenté. Cela permettrait d'identifier le mode de rupture par glissement et de vérifier l'avantage des renforcements couramment rencontrés dans les mines souterraines.
- Utiliser des valeurs de portées et de pendages plus rapprochées afin d'identifier avec plus de précision les limites entre les différents mécanismes de rupture critique.
- Établir de nouveaux critères de stabilité ou d'instabilité pour le design des semelles en fonction des différents mécanismes de rupture (flexion, effondrement, rotation, glissement).
- Établir des solutions graphiques pour déterminer les résistances minimums nécessaires en fonction des portées de faibles à grandes valeurs et en fonction des séquences d'excavation du chantier au-dessous de la semelle en remblai cimenté.

- Utiliser des modèles de comportement non linéaires afin de prendre en compte de façon plus efficace les contraintes de compression élevées liées à la profondeur dans les chantiers miniers et les contraintes en traction dans les semelles de grandes portées.
- Utiliser des codes numériques à 3D afin d'assurer une meilleure représentativité des conditions réelles rencontrées dans les mines souterraines.
- Vérifier l'effet de l'utilisation des matériaux de renforcements tels que des treillis soudés, des boulons DYWIDAG ou les câbles d'acier sur la stabilité et la résistance minimale requise des semelles.
- Faire une analyse dynamique afin de prendre en compte l'influence des ondes de choc produites par l'abattage à l'explosif sous la semelle.

En ce qui concerne l'ajustement de la géométrie des semelles, on recommande d'effectuer les travaux suivants dans le futur :

- Inclure les propriétés d'interface dans l'analyse de stabilité.
- Étudier l'influence du pendage sur l'efficacité de cette géométrie en arche et identifier ses limites.
- Procéder à une optimisation de la géométrie afin de contrôler ou d'atténuer l'écrasement aux coins inférieurs des semelles en arche.
- Étudier la possibilité d'adapter la géométrie des semelles pour les autres modes de rupture.
- Établir un critère de rupture plus précis afin d'identifier de façon plus objective les résistances minimums nécessaires des semelles de grandes portées.
- Établir des solutions graphiques pour déterminer les résistances minimums nécessaires des semelles en forme d'arche en fonction de la profondeur des chantiers, l'épaisseur des semelles et l'inclinaison des parois rocheuses.
- Faire une analyse de stabilité dynamique afin de vérifier l'efficacité du coussin de roches pour la protection de la semelle en arche à la base.

RÉFÉRENCES

- Arjang, B., & Herget, G. (1997). In situ ground stresses in the Canadian hardrock mines: an update. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(3-4), 15-e1-15-e16. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(97\)00039-7](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(97)00039-7)
- Askey, J. E., McCarthy, P. L., Fitzgerald, D.J. (1978). Backfill research for pillar extraction at ZC/NBHC. Communication présentée à Proceedings of 12th Canadian Rock Mechanics Symposium. Pp. 100 – 110.
- ASTM International. (2017). ASTM C39 / C39M-17a: Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens, ASTM International, West Conshohocken.
- Aubertin, M, Gill, D.E., Ladanyi, B. (1994). Constitutive equations with internal state variables for the inelastic behavior of soft rocks. *Appl. Mech. Rev.* 47 (6-2), S97-S101. <https://doi.org/10.1115/1.3124449>
- Aubertin, M., Bussiere, B., Chapuis, R.P. (1996). Hydraulic conductivity of homogenized tailings from hard rock mines. *Canadian Geotechnical Journal*, 33(3). Pp. 470-482. <https://doi.org/10.1139/t96-068>
- Aubertin, M., & Simon, R. (1996). A multiaxial failure criterion that combines two quadric surfaces. In *Rock mechanics tools and techniques*. Edited by M. Aubertin, F. Hassani, and H. Mitri. A.A. Balkema, Rotterdam. The Netherlands. Vol. 2. Pp. 1729–1736.
- Aubertin, M., Ricard, J-F., Chapuis, R.P. (1998). Predictive model for the water retention curve: Application to tailings from hard-rock mines. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(1). Pp. 55-69. <https://doi.org/10.1139/t97-080>
- Aubertin, M., & Simon, R. (1998). Un critère de rupture multiaxial pour matériaux fragiles. *Canadian Journal of Civil engineering*, 25(2). Pp. 277–290. <https://doi.org/10.1139/197-092>
- Aubertin, M., Li, L., & Simon, R. (2000). A multiaxial stress criterion for short-and long-term strength of isotropic rock media. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 37(8). Pp. 1169-1193. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(00\)00047-2](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(00)00047-2)

- Aubertin, M., Bussière, B., Bernier, L., Chapuis, R., Julien, M., Belem, T., ... & Li, L. (2002). La gestion des rejets miniers dans un contexte de développement durable et de protection de l'environnement. Congrès annuel de la société canadienne de génie civil, Montréal, Québec, Canada. Pp. 5-8.
- Aubertin, M., Li, L., Arnoldi, S., Belem, T., Bussière, B., Benzaazoua, M., Simon, R. (2003a). Interaction between backfill and rock mass in narrow stopes. In: Soil and Rock America 2003. Edited by P.J. Culligan, H.H. Einstein, and A.J. Whittle. Verlag Glückauf Essen (VGE), Essen, Germany, Vol 1. Pp. 1157-1164. Ma
- Aubertin, M., Li, L., Simon, R. & Bussière, B. (2003b). Un critère général de plasticité et de rupture pour les matériaux à porosité variable. Rapport technique n° EPM-RT-2003-06. École Polytechnique de Montréal, Montréal, Canada.
- Aubertin, M. & Li, L. (2004). A porosity-dependent inelastic criterion for engineering materials. *International Journal of Plasticity*, 20(12). Pp. 2179-2208. <https://doi.org/10.1016/j.ijplas.2004.05.004>
- Aubertin, M., Li, L., Belem, T., Simon, R., Harvey, A., James, M., Benzaazoua, M., & Bussière, B. (2005). Méthodes d'estimation des pressions induites dans les chantiers remblayés. In *Proceedings of the Symposium Rouyn-Noranda : Mines and the Environment*, Rouyn-Noranda, Québec. Pp. 15-18.
- Beer, G., & Meek, J. L. (1982). Design curves for roofs and hanging-walls in bedded rock based on 'voussoir' beam and plate solutions. *Transactions of the Institution of Mining and Metallurgy*, 91. Pp.18-22.
- Belem, T., Bussière, B., et Benzaazoua, M. (2002) . The effect of microstructural evolution on the physical properties of paste backfill. *Proceedings of Tailings and Mine Waste*. Vol. 1. Pp. 365-374.
- Belem, T., & Benzaazoua, M. (2003). Utilisation du remblai en pâte comme support de terrain. Partie I: De sa fabrication à sa mise en place sous terre. In *Symp. Int. Après-mines, GISOS*, Gisos ed., Nancy, France. Pp. 5-7.
- Belem, T., & Benzaazoua, M. (2004). An overview on the use of paste backfill technology as a ground support method in cut-and-fill mines. In *Proceedings of the 5th Int. Symp. on Ground*

support in Mining and Underground Construction. Villaescusa & Potvin (eds.). 28-30 September 2004, Perth, Western Australia, Australia, Tayler & Francis Group, London. Pp. 637-650.

Belem, T., Harvey, A., Simon, R., & Aubertin, M. (2004). Measurement and prediction of internal stresses in an underground opening during its filling with cemented fill. In Proceedings of the fifth international symposium on ground support in mining and underground construction. Pp. 28-30.

Belem, T., & Benzaazoua, M. (2008a). Predictive models for prefeasibility cemented paste backfill mix design. In The 3rd international conference on post-mining. Vol. 8. Pp. 6-8.

Belem, T., & Benzaazoua, M. (2008b). Design and application of underground mine paste backfill technology. *Geotechnical and Geological Engineering*, 26(2). Pp. 147-174.
<https://doi.org/10.1007/s10706-007-9154-3>

Belem, T., Benzaazoua, M., El-Aatar, O., Yilmaz, E. (2013). Effect of drainage and the pore water pressure dissipation on the backfilling sequencing. Proc. of the 23rd World Mining Congress, 11-15 August, Montréal, Canada, 10 p.

Benzaazoua M, Ouellet J, Servant S, Newman P, Verburg R. (1999). Cementious backfill with high sulfur content: physical, chemical and mineralogical characterization. *Cement Concrete Research*. 29 (5). Pp. 719- 725. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(99\)00023-X](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(99)00023-X)

Benzaazoua, M., & Belem, T. (2000). Optimization of sulfurous paste backfill mixtures for increased long-term strength and durability. *Waste Treat. Environ. Impact Min. Ind*, 1(1). Pp. 343-352.

Benzaazoua, M., Belem, T., & Jolette, D. (2000). Investigation de la stabilité chimique et son impact sur la qualité des remblais miniers cimentés: résumé. Institut Robert-Sauvé en santé et en sécurité du travail du Québec.

Benzaazoua, M., Belem, T., & Bussiere, B. (2002). Chemical factors that influence the performance of mine sulphidic paste backfill. *Cement and Concrete Research*, 32(7). Pp. 1133-1144. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(02\)00752-4](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(02)00752-4)

- Benzaazoua, M., Belem, T., Ouellet, S., & Fall, M. (2003a). Utilisation du remblai en pâte comme support de terrain. Partie II: comportement à court, à moyen et à long terme. Proceedings of Après-mines.
- Benzaazoua, M., Fall, M., & Belem, T. (2004a). A contribution to understanding the hardening process of cemented paste fill. *Minerals engineering*, 17(2). Pp. 141-152. <https://doi.org/10.1016/j.mineng.2003.10.022>
- Benzaazoua, M., Marion, P., Picquet, I., & Bussière, B. (2004b). The use of paste fill as a solidification and stabilization process for the control of acid mine drainage. *Mineral engineering*. 17(2). Pp. 233-243. <https://doi.org/10.1016/j.mineng.2003.10.027>
- Benzaazoua, M., Bois, D., Belem, T., Gauthier P, Ouellet S., Fall, M., St-Onge, J.-F. (2005). Remblais miniers: évolution des connaissances et de la pratique. 20e Colloque en contrôle de terrain de l'AMQ, 22-23 mars 2005, Val-d'Or, 21p.
- Brackebusch, F. W. (1992). Cut-and-fill stoping. *SME Mining Engineering Handbook*. Edited by Hartman Howard L. 1992. Vol.2. Sec, 19. Pp.1743-1748.
- Brady, B. H., & Brown, E. T. (1985). *Rock mechanics: for underground mining*. 1st Edition. Published by George Allen & Unwin Ltd., London. ISBNB 0-04-622005-4 Pbk.
- Brady, B. H., & Brown, E. T. (2004). *Rock mechanics: for underground mining*. 3rd Edition. Kluwer Academic Publishers. ISBNB 1-4020-2064-3 (PB).
- Brady, T., Martin, L., & Pakalnis, R. (2005). Empirical approaches for opening design in weak rock masses. *Mining Technology*, 114(1). Pp. 13-20. <https://doi.org/10.1179/037178405X44494>
- Brady, T., Pakalnis, R., & Clark, L. (2006). Design in weak rock masses: Nevada underground mining operations. *Transactions-Society for Mining Metallurgy and Exploration Incorporated*.
- Brummer, R. K., Andrieux, P. P., O'Connor, C. P. (2003). Stability analyses of undermined sill mats for base metal mining. In *FLAC and Numerical Modelling in Geomechanics*. Proceedings of the Third International FLAC Symposium. Sudbury, Ontario, Canada. Pp. 189-196.

- Bucky, P. B., & Taborrelli, R. V. (1938). Effects of immediate roof thickness in longwall mining as determined by barodynamic experiments. *Transaction of American Institute of Mining and Metallurgical Engineers*, 130. Pp. 314-332.
- Caceres, C. (2005). Effect of delayed backfill on open stope mining methods. *Mémoire de maîtrise*, University of British Columbia, Vancouver, Canada.
- Caceres, C., Pakalnis, R., Hughes, P., & Brady, T. (2007). Numerical modeling approach of failure modes for cemented backfill sill mats. Communication présentée à 1st Canada-US Rock Mechanics Symposium. American Rock Mechanics Association, Vancouver, Canada.
- Caceres, C., Moffat, R., & Pakalnis, R. (2017). Evaluation of flexural failure of sill mats using classical beam theory and numerical models. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 99. Pp. 21-27. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2017.09.002>
- Chandrupatla, T. R., & Osler, T. J. (2008). Approximating an ellipse with four circular arcs. *Mathematics and Computer Education*, 42(3). Pp. 220-228.
- Chalhoub M. (2006). Apport des méthodes d'homogénéisation numérique à la classification des massifs rocheux fracturés. *Thèse de Doctorat en Géologie de l'Ingénieur*, École des Mines de Paris, France.
- Chou, L. C. (2012). Caractérisation des propriétés mécaniques du remblai minier rocheux cimenté par des méthodes non-destructives. *Mémoire de Maitrise en Sciences Appliquées*. École Polytechnique, Montréal. Canada. Pp. 3 -7.
- Coulomb, C. A. (1776). Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques Problèmes de Statique, relatifs à l'Architecture. *Mémoires de Mathématique et de Physique*, Présentés à l'Académie Royale des Sciences de Paris. 3(38).
- Coussy, S. (2011). Stabilisation de rejets miniers pollués à l'arsenic à l'aide de sous-produits cimentaires: Étude de l'influence de la cristalochimie sur le risque de mobilisation des polluants. *Thèse de doctorat*, Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue (Canada)-Institut national des Sciences appliquées de Lyon (France).
- Craig, R.F. (1995). *Soil mechanics*. Fifth Edition, Chapman and Hill Publishing, London, 427 p.

- Crandall, W.E. (1992). Backfilling Methods. SME Mining Engineering Handbook. Edited by Hartman Howard L. 1992. Vol.2. Sec. 19.3. Pp.1756-1778.
- Darling, P. (2011). SME mining engineering handbook, 3rd Ed., Society for Mining, Metallurgy, and Exploration, Denver.
- Das, Braja M. (1994). Principles of geotechnical engineering. 3rd Edition. International Thomson Publishing. Pp. 316-31.
- De la Vergne, J. (2003). Hard Rock Miner's Handbook. 3^{ème} edition. CD pour ordinateur. Macintosh Engineering. North Bays, Ontario. pp. 201-207.
- Deng, X., Zhang, J., Klein, B., & Zhou, N. (2017). Experimental characterization of the influence of solid components on the rheological and mechanical properties of cemented paste backfill. International Journal of Mineral Processing, 168, 116-125. <https://doi.org/10.1016/j.minpro.2017.09.019>
- De Souza E., Archibald J.F., Dirige A.P. (1998). Economics and Perspectives of Underground Backfill Practices in Canadian Mines. Mine Backfill 1998. The Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum, CIM, Canada.
- De Souza, E., & Dirige, A. P. (2001). Procedures for the design of sill mats with paste backfill. Proceedings of the 38th US Symposium on Rock Mechanics Symposium, Dc Rocks 2001. Washington DC. USA. Edité par Derek et al., AA Balkema. Pp. 433-442.
- Dirige, P. A., & De Souza, E. (2007). Engineering design of backfill systems in undercut mining. In Proceedings of the 9th International Symposium in Mining with Backfill (Minefill 2007). Montreal. Pp. 169-175.
- Dirige, A. P. E., McNearny, R. L., & Thompson, D. S. (2009). The effect of stope inclination and wall rock roughness on back-fill free face stability. In ROCKENG09: Proceedings of the 3rd Canada-US Rock Mechanics Symposium, Toronto, Ont., Canada. Edited by M. Diederichs and G. Grasselli. Paper 4152.
- Dominy, S. C., Camm, G. S., & Phelps, R. F. (1997). Narrow vein mining-a challenge to the operator. Mine planning and equipment selection, Edited by Strakos, Kebo, Rarana & Smutny. Balkema, A.A. Rotterdam.97. Pp. 125-132.

- Dorricott, M. G, Grice, A. G. (2002). Backfill-the environmentally friendly tailings disposal system. The Australasian Institute of Mining and Metallurgy: Melbourne, pp265-270.
- Drucker, D.C., and Prager, W. (1952). Soil mechanics and plastic analysis on limit design. Quarterly of Applied Mathematics, 10(2). Pp. 157–165.
- Emad, M. Z. (2013) Dynamic Performance of Cemented Rockfill under Blast-Induced Vibrations. Thèse de Doctorat, McGill University, Montreal, Quebec.
- Evans. W. H. (1941). The strength of undermined strata. Transactions of the Institute of Mining and Metallurgy, L (50). Pp. 475-500.
- Espley, G.H., Beattie, H.F., & Pasioka, A.R. (1970). Cemented hydraulic backfill within the Falconbridge Group of Companies. Canadian Institute of Mining and Metallurgy Bulletin. 63(701). Pp. 1002-1010.
- Falaknaz, N., Aubertin, M., & Li, L. (2015a). Numerical investigation of the geomechanical response of adjacent backfilled stopes. Canadian Geotechnical Journal, 52(10). Pp. 1507-1525. <https://doi.org/10.1139/cgj-2014-0056>
- Falaknaz, N., Aubertin, M., & Li, L. (2015b). Numerical analyses of the stress state in two neighboring stopes excavated and backfilled in sequence. International Journal of Geomechanics, 15(6), 04015005. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000466](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000466)
- Fayol, M. (1885). Note sur les mouvements de terrain provoqués par l'exploitation des mines. Bull. Soc. l'Industrie Minérale, 2nd series, 14, 818.
- Fourie, A. B., Gürtunca, R. G., de Swart, G., & Wendland, E. (1993). An Evaluation of Four Constitutive Models for the Simulation of Backfill Behaviour. MINEFILL 93. Symposium conducted at the South African Institute of Mining and Metallurgy. Pp. 33-38.
- Forster, M.J., Bawden, W.F., & Hyett, A.J. (1993). Numerical modelling of backfilling for rockmass support. MINEFILL 93. Symposium conducted at the South African Institute of Mining and Metallurgy. Pp. 39-45.
- Godbout, J. (2012). Réactivité des remblais miniers cimentés contenant de la pyrrhotite et étude de paramètres d'influence d'importance telles la passivation des surfaces et les propriétés

hydrogéologiques. Thèse de Doctorat, Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue (UQAT), Rouyn – Noranda, Canada.

Grabinsky, M., & Jafari, M. (2015). Determining stable spans of undercut cemented paste backfill. Presented in GEOQuébec 2015- Challenges from North to South. 6p.

Grice, T. (1998). Underground mining with backfill. Proceedings of the 2nd Annual Summit-Mine Tailings Disposal systems. Brisbane. Vol. 2016. Pp. 234-239.

Guang-Xu and Mao-Yuan. (1983). Assessment on support ability of the fill mass. In Proceedings of international symposium on mining with backfill, AA Balkema, Rotterdam. Pp. 433-442.

Guangsheng Liu, Li Li, Xiaocong Yang & Lijie Guo. (2016) A numerical analysis of the stress distribution in backfilled stopes considering nonplanar interfaces between the backfill and rock walls. International Journal of Geotechnical Engineering. 10(3). Pp. 271-282. <https://doi.org/10.1080/19386362.2015.1132123>

Gürtunca, R.G., Jager, A.J., Adams, D.J. & Gonlag, M. (1989). The in-situ behaviour of backfill materials and the surrounding rockmass in South African gold mines. Innovations in Mining Backfill Technology. Hassani et al. (eds). 1989 Balkema, Rotterdam. ISBN 906191985 1. Pp. 187-197.

Hamrin, H. (1998). Choosing an underground mining method. In Techniques in Underground Mining. Edited by R.E. Gertsch and R.L. Bullock. Littleton, CO: SME.

Hane, I. (2015). Caractérisation en laboratoire des remblais en pâte cimentés avec ajout de granulats (stériles concassés). Mémoire de Maitrise en Sciences Appliquées. École Polytechnique de Montréal-Université du Québec en Abitibi.

Hansen, JB. (1968). A revised extended formula for bearing capacity. Danish Geotechnical Institute Bulletin, No. 28.

Hartman, H.L. (1992). SME Mining Engineering Handbook. New York: Wiley.

Hartman, H. L., & Mutmanský, J. M. (2002). Introductory mining engineering. John Wiley & Sons.

Hassani F et Bois D. (1992). Economic and technical feasibility for backfill design in Quebec underground mines. Final report 1/2, Canada-Quebec Mineral Development Agreement,

Research & Development in Quebec Mines. Contract no. EADM 1989-1992, File no. 71226002

Hassani F et Archibald JH. (1998). Mine backfill. CIM, CD-ROM. Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum, Montréal.

Hassani, F. P., Ouellet, J., & Hossein, M. (2001). Strength development in underground high-sulphate paste backfill operation. CIM bulletin, 94(1050). Pp. 57-62.

Herget, G. (1993). Rock stresses and rock stress monitoring in Canada. In Rock Testing and Site Characterization. Vol 3. Edited by Hudson J. A. Pp. 473-496. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-042066-0.50026-4>

Hoek, E., & Brown, E. T. (1980). Underground excavations in rock. Institution of Mining and Metallurgy, CRC Press. London. England.

Hoek, E. (1990). Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion. In International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. 27(3). Pp. 227-229.

Hoek, E., & Brown, E. T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. International journal of rock mechanics and mining sciences, 34(8), 1165-1186. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(97\)80069-X](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(97)80069-X)

Hoek, E., Kaiser, P. K., & Bawden, W. F. (2000). Support of underground excavations in hard rock. CRC Press.

Hornsby, B., and Staff. (1998). Cut and Fill at Mount Isa Mines Ltd. SME in Techniques in underground mining- Selections from Underground Mining Methods Handbook. Edited by Richard et al. 1992.pp. 455-467. ISBNB. 0-87335-163-0.

Hughes, P., Pakalnis, R., Caceres, C., Blake, W., & Brady, T. (2006). Numerical modeling of paste sills in underhand cut & fill stopes. In Third International Seminar on Deep and High Stress Mining, Quebec City, Canada. Pp.1-10.

Hughes, P. B., Pakalnis, R., Hitch, M., & Corey, G. (2010). Composite paste barricade performance at Goldcorp Inc. Red Lake Mine, Ontario, Canada, International Journal of Mining,

Reclamation and Environment, 24(2). Pp.138-150.
<https://doi.org/10.1080/17480930903016260>

- Hughes, P. B., Pakalnis, R., Deen, J., & Ferster, M. (2013). Cemented paste backfill at Stillwater Mine. In 47th US Rock Mechanics/Geomechanics Symposium. American Rock Mechanics Association.
- Hughes, P. (2014). Design guidelines: underhand cut and fill cemented paste backfill sill beams. These de Doctorat, University of British Columbia, Vancouver, Canada.
- Jaeger, J.C., and Cook, N.G.W. (1976). Fundamentals of rock mechanics: New York, John Wiley & Sons, Inc., 585 p.
- Jiang, H. (2018). Simple three-dimensional Mohr-Coulomb criteria for intact rocks. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 105. Pp. 145-159.
- Jordan, J., Langston, R., Kirsten, H., Marjerison, J. A., Jacobs, C., & and Stahlbush, F. (2003). Underhand cut-and-fill mining at the Stillwater mine. Technical Program 2003 SME Annual Meeting and Exhibit, Denver Colorado.
- Keita, A.M.T. (2017). Caractérisation et modélisation d'une phase de creusement d'un tunnel (cas du tunnel d'Ait Yahia Mousa-wilaya de Tizi-Ouzou). Mémoire de Master en Exploitation minière, Université de Bejaia, Bejaia, Algérie.
- Kirsch, G. (1898). Die theorie der elastizität und die bedürfnisse der festigkeitslhre. Veit. Ver. Deut. Ing. Vol. 42, No.28, 797-807.
- Kockler, M., & Jung, S. J. (2007). Study of Cemented Rockfill for Longhole Stopping. In 1st Canada-US Rock Mechanics Symposium. American Rock Mechanics Association.
- Koupouli, N. J., Belem, T., Rivard, P., & Effenguet, H. (2016). Direct shear tests on cemented paste backfill–rock wall and cemented paste backfill–backfill interfaces. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 8(4). Pp. 472-479.
<https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2016.02.001>
- Labuz, J. F., & Zang, A. (2012). Mohr–Coulomb failure criterion. Rock mechanics and rock engineering, 45(6). Pp. 975-979. <https://doi.org/10.1007/s00603-012-0281-7>

- Landriault, D.A., Lidkea, W. (1993). Paste fill and high-density slurry fill. Dans Proceedings of the International Congress on Mine Design, Queens University, Kingston, Ontario, Canada.
- Landriault, D.A. (1995). Paste backfill mix design for Canadian underground hard rock mining. In Proc. 97th Ann. C.I.M. Rock Mech. and Strata Control Session, Halifax, Nova Scotia, May 14-18.
- Landriault, D.A., Tenbergen, R. (1995). The present state of paste fill in Canadian underground mining. In Proc. 97th Ann. CIM Rock Mech. and Strata Control Session, Halifax, Nova Scotia, May 14-18. Pp. 229-238.
- Le Roux, K. A., Bawden, W. F., & Grabinsky, M. W. F. (2002). Comparison of the material properties of in situ and laboratory prepared cemented paste backfill. In Annual conference, BC, Canada. Pp. 201-209.
- Le Roux, K., Bawden, W. F., & Grabinsky, M. F. (2005). Field properties of cemented paste backfill at the Golden Giant mine. *Mining Technology*, 114(2). Pp. 65-80. <https://doi.org/10.1179/037178405X44557>
- Li, L., Aubertin, M., Simon, R., Bussière, B., & Belem, T. (2003). Modeling arching effects in narrow backfilled stopes with FLAC. In Proceedings of the 3rd international symposium on FLAC & FLAC 3D numerical modelling in Geomechanics, Ontario, Canada. Pp. 211-219.
- Li, L., Aubertin, M., Belem, T., Simon, R., James, M., & Bussière, B. (2004). A 3D analytical solution for evaluating earth pressures in vertical backfilled stopes. In Proceedings of 57th Canadian Geotechnical Conference and the 5th Joint CGS–IAH Conference, Quebec City, Que. 24-27.
- Li, L., Aubertin, M., Simon, R., & Bussière, B. (2005a). Formulation and application of a general inelastic locus for geomaterials with variable porosity. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(2). Pp. 601-623. <https://doi.org/10.1139/t04-113>
- Li, L., Aubertin, M., & Belem, T. (2005b). Formulation of a three-dimensional analytical solution to evaluate stresses in backfilled vertical narrow openings. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(6). Pp. 1705-1717. <https://doi.org/10.1139/t05-084>

- Li, L., & Aubertin, M. (2009a). Influence of water pressure on the stress state in stopes with cohesionless backfill. *Geotechnical and Geological Engineering*, 27(1). <https://doi.org/10.1007/s10706-008-9207-2>
- Li, L., & Aubertin, M. (2009b). Numerical investigation of the stress state in inclined backfilled stopes. *International Journal of Geomechanics*, 9(2). Pp. 52-62. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1532-3641\(2009\)9:2\(52\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1532-3641(2009)9:2(52))
- Li, L., & Aubertin, M. (2009d). An elastoplastic evaluation of the stress state around cylindrical openings based on a closed multiaxial yield surface. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 33(2), 193-213. <https://doi.org/10.1002/nag.709>
- Li, L., Aubertin, M. & Shirazi, A. (2010). Implementation and application of a new elastoplastic model based on a multiaxial criterion to assess the stress state near underground openings. *International Journal of Geomechanics*, 10(1), 13-21. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1532-3641\(2010\)10:1\(13\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1532-3641(2010)10:1(13))
- Li, L., & Aubertin, M. (2012). A modified solution to assess the required strength of exposed backfill in mine stopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 49(8). Pp. 994-1002. <https://doi.org/10.1139/t2012-056>
- Li, L., Aubertin, M., & Simon, R. (2017). The $MSDP_u$ multiaxial criterion for the strength of rocks and rock masses. In *Rock Mechanics and Engineering Volume 1*. CRC Press. Pp. 397-423.
- Liu, G., Li, L., Yang, X. & Guo, L. (2016a). Stability analyses of vertically exposed cemented backfill: A revisit to Mitchell's physical model tests. *International Journal of Mining Science and Technology*, 26(6). Pp. 1135-1144. <https://doi.org/10.1016/j.ijmst.2016.09.024>
- Liu, G., Li, L., Yang, X., & Guo, L. (2016b). A numerical analysis of the stress distribution in backfilled stopes considering nonplanar interfaces between the backfill and rock walls. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 10(3). Pp. 271-282. <https://doi.org/10.1080/19386362.2015.1132123>
- Liu, G., Li, L., Yang, X., & Guo, L. (2018). Required strength estimation of a cemented backfill with the front wall exposed and back wall pressured. *International Journal of Mining and Mineral Engineering*, 9(1). P.1-20. <https://doi.org/10.1504/IJMME.2018.091214>

- Maknoon M. (2016). Slope stability analyses of waste rock piles under unsaturated conditions following large precipitations. Doctoral dissertation, Polytechnique Montreal, Montreal, Canada.
- Mangane, M. B. C., Argane, R., Trauchessec, R., Lecomte, A., & Benzaazoua, M. (2018). Influence of superplasticizers on mechanical properties and workability of cemented paste backfill. *Minerals Engineering*, 116. Pp. 3-14. <https://doi.org/10.1016/j.mineng.2017.11.006>
- Marcinyshyn, K.W. (1996). Sill Mat Design for Narrow Vein Mining. Mémoire de maîtrise, University of British Columbia, Vancouver, Canada.
- Martin, C. D., Kaiser, P. K., & Christiansson, R. (2003). Stress, instability and design of underground excavations. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(7-8). Pp.1027-1047. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(03\)00110-2](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(03)00110-2)
- Marx, H., Lack, D., & Krauke, W. (2005). Substantial aspects of the recycling of industrial wastes as backfilling material in salt mines. In 20th World Mining Congress & Expo 2005-Mining and Sustainable Development, Teheran, Iran.7p.
- Masniyom, M. (2009). Systematic Selection and Application of Backfill in Underground Mines. Thèse de Doctorat. Université technique Bergakademie Freiberg. Freiberg. Allemagne.
- Matthews, M. K. (1989). The use of backfill for improved environmental control in South African gold mines. In *Innovation in Mining Backfill Technology. Proceedings 4th International Symposium on Mining with Backfill*, Montreal. Balkema, A.A. Pp. 287-296.
- Mathews, K. E., Hoek, E., Wyllie, D. C., & Steward, S. B. V. (1981). Prediction of stable excavation spans for mining at depths below 1000 metres in hard rock mines. CANMET Report DSS Serial No. 0SQ80-00, 81.
- McCarthy, D.F. (2001). *Essentials of soil mechanics and foundations: basic geotechnics*. 6th ed. Prentice Hall.
- McLeod, P.C., et Schwartz, A. (1970). Consolidated fill at Noranda Mines Limited (Geco Division). *Canadian Institute of Mining and Metallurgy Bulletin*. 63(701). Pp. 1011-118.
- Meyerhof, G.G. (1956). Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 82(1). Pp. 1-19.

- Mitchell, R. J., Olsen, R. S., & Smith, J. D. (1982). Model studies on cemented tailings used in mine backfill. *Canadian Geotechnical Journal*, 19(1), 14-28. <https://doi.org/10.1139/t82-002>
- Mitchell, R.J., & Wong, B.C. (1982). Behaviour of cemented tailings sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 19(3). Pp. 289-295. <https://doi.org/10.1139/t82-035>
- Mitchell, R. J. (1983). *Earth structures engineering*. Springer Science & Business Media. Allen & Unwin, Inc. Winchester, USA. Pp. 219-241.
- Mitchell, R.J. (1989a). Stability of cemented tailings backfill. *Computer and physical modelling in geotechnical engineering*. Balkema, Rotterdam. Pp. 501-507.
- Mitchell, R.J. (1989b). Model studies on the stability of confined fills. In *Canadian Geotechnical Journal*. Vol.26. Pp. 210-216. <https://doi.org/10.1139/t89-030>
- Mitchell, R. J., & Roettger, J. J. (1989). Analysis and modelling of sill pillars. *Innovations in mining backfill technology*. Balkema, Rotterdam. Pp. 53-62.
- Mitchell, R. J. (1991). Sill mat evaluation using centrifuge models. *Mining Science and Technology*, 13(3). Pp. 301-313. [https://doi.org/10.1016/0167-9031\(91\)90542-K](https://doi.org/10.1016/0167-9031(91)90542-K)
- Mohr, O. (1900). Welche Umstände bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines Materials. *Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure*. Vol 44; 1524-1530, 1572-1577.
- Mott, R. (2007) *Applied strength of materials*. CRC press. 5th Edition.
- Nantel, J. (1998). Recent developments and trends in backfill practices in Canada. In *Proceedings of the sixth international symposium on mining with backfill, Minefill*. Vol. 98. Pp. 11-14.
- Nasir, O., & Fall, M. (2010). Coupling binder hydration, temperature and compressive strength development of underground cemented paste backfill at early ages. *Tunneling and Underground Space Technology*, 25(1), 9-20. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2009.07.008>
- O'Heam, B., & Swan, G. (1989). The use of models in sill mat design at Falconbridge. In *Innovations in Mining Backfill Technology, Proceedings of the 4th International Symposium on Mining with Backfill*. Pp. 139-146.
- Ouellet, S., Bussière, B., Aubertin, M., & Benzaazoua, M. (2007). Microstructural evolution of cemented paste backfill: Mercury intrusion porosimetry test results. *Cement and Concrete Research*, 37(12), 1654-1665. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2007.08.016>

- Oulbacha, Z. (2014). Analyse numérique de la stabilité des piliers-dalles en remblai cimenté : une vérification des modèles de Mitchell. Mémoire de Maitrise en Sciences Appliquées. Université de Montréal-École Polytechnique de Montréal. Montréal. Canada.
- Ouchi, A. M., Pakalnis, R., & Brady, T. M. (2008). Empirical design of span openings in weak rock based upon support type employed. In Proceedings of the 99th annual ARMA conference, San Francisco, CA.
- Pagé, P. (2018). Évaluation numérique de la stabilité des chantiers: contraintes élastiques autour des chantiers et résistance nécessaire des piliers semelles en remblai cimenté. Mémoire de Maitrise en Sciences Appliquées. Polytechnique de Montréal. Montréal. Canada.
- Pagé, P., Li, L., Yang, P., & Simon, R. (2019). Numerical investigation of the stability of a base-exposed sill mat made of cemented backfill. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 114. Pp. 195-207. <https://doi.org/10.1016/j.ijrmms.2018.10.008>
- Pakalnis, R. T. (1986). Empirical stope design at the Ruttan Mine, Sherritt Gordon Mines Ltd. Thèse de Doctorat, Université de British Columbia, Vancouver, Canada.
- Pakalnis, R. (2002). Empirical design methods—UBC Geomechanics update. Proceedings of the NARMSTAC 2002: Mining and Tunneling Innovation and Opportunity.
- Pakalnis, R., Caceres, C., Clapp, K., Morin, M., Brady, T., Williams, T., & MacLaughlin, M. (2005). Design spans-underhand cut and fill mining. Communication présentée à Proceedings of 107th CIM-AGM, Toronto, Canada.
- Pakalnis, R. (2015). Empirical design methods in practice. In Proceedings of the International Seminar on Design Methods in Underground Mining. Australian Centre for Geomechanics. Pp. 37-56.
- Pakalnis, R., Brady, T., Hughes, P., Caceres, C., Ouchi, A., & MacLaughlin, M. M. (2007). Weak rock mass design for underground mining operations. In Proceedings of the International Workshop on Rock Mass Classification in Underground Mining. Pittsburgh. Pp. 119-127.
- Pan, X. D. (1988). Numerical modelling of rock movements around mine openings. Thèse de doctorat. Collège impérial, Londres, Angleterre.

- Paroni, W.A. (1992). Excavation Techniques. SME Mining Engineering Handbook. Edited by Hartman Howard L. 1992. Vol.2. Section 19.2. Pp. 1743-1748.
- Piciacchia, L. (1987). Field and laboratory studies of mine backfill design criteria. Thèse de Doctorat, Université McGill, Montréal, Canada.
- Pierce, M. E. (1997). Laboratory and numerical analysis of the strength and deformation behavior of paste backfill. Mémoire de Maitrise, Université Queen's, Kingston, Canada.
- Potvin Y., Thomas E. et Fourie A. (2005). Handbook on Mine Fill. Australian Centre for Geomechanics.
- Quesnel, W. J. F., De Ruiter, H., & Pervik, A. (1989). The assessment of cemented rockfill for regional and local support in a rock burst environment. In Proceedings of the 4th International Symposium on Mining with Backfill, Montreal. Balkema A.A. Pp. 217-224.
- Rankine, K. J., Sivakugan, N., & Cowling, R. (2006). Emplaced geotechnical characteristics of hydraulic fills in a number of Australian mines. Geotechnical & Geological Engineering, 24(1). Pp. 1-14. <https://doi.org/10.1007/s10706-004-1511-x>
- Rocscience 2019. Site web: <https://www.roscience.com/>
- Salençon, J. (1969). Contraction quasi-statique d'une cavité a symétrie sphérique ou cylindrique dans un milieu élastoplastique. Dans Annales des ponts et chaussées. Vol. 4, 231-236.
- Schleicher, F. (1926). Condition of plasticity: tension conditions at the flow limits (Der Spannungszustand an der Fließgrenze: Plastizitätsbedingung). Journal of Applied Mathematics and Mechanics (Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik), 6(3). Pp. 199–216.
- Smith, J.D., De Jongh, C.L., & Mitchell, R.J. (1983). Large scale model tests to determine backfill strength requirements for pillar recovery at the Black Mountain Mine. In Proceedings of the International Symposium on Mining with Backfill, Lulea, 7–9 June 1983. Édité par S. Granholm. A.A. Balkema Publishers. Pp. 413–423.
- Sobhi, A. (2014). Analyse numérique visant l'évaluation du coefficient de pression des terres et des contraintes dans des chantiers remblayés au-dessus d'un pilier-dalle. Mémoire de Maitrise en Sciences Appliquées, Polytechnique Montréal, Montréal, Canada.

- Sobhi, M. A., & Li, L. (2017). Numerical investigation of the stresses in backfilled stopes overlying a sill mat. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 9(3). Pp. 490-501. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2017.01.001>
- Sobhi, M. A., Li, L., & Aubertin, M. (2017). Numerical investigation of earth pressure coefficient along central line of backfilled stopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 54(1). Pp. 138-145. <https://doi.org/10.1139/cgj-2016-0165>
- Sofianos, A. I. (1996). Analysis and design of an underground hard rock voussoir beam roof. In *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts*. 33(2), Pp. 153-166. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(95\)00052-6](https://doi.org/10.1016/0148-9062(95)00052-6)
- Sofianos, A. I., & Kapenis, A. P. (1998). Numerical evaluation of the response in bending of an underground hard rock voussoir beam roof. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 35(8). Pp.1071-1086. [https://doi.org/10.1016/S0148-9062\(98\)00166-1](https://doi.org/10.1016/S0148-9062(98)00166-1)
- Sterling, R. L. (1980). The ultimate load behavior of laterally constrained rock beams. In *The state of the art in rock mechanics*, Proc. 21st US Symposium on Rock Mechanics (USRMS). American Rock Mechanics Association. D.A. Summers (ed.), Rolla: Univ. Missouri. Pp. 533-542.
- Stone, D. M. R. (1993). The optimization of mix designs for cemented rockfill. Communication présentée à Minefill 93. Proc. 5th Int. Symp. On Mining with Backfill, SAIMM, Johannesburg, Afrique du Sud. Pp. 249-253.
- Swan, G., & Brummer, R. K. (2001). Backfill design for deep, Underhand drift-and-fill mining. In *Minefill 2001: 7 th International Symposium on Mining with Backfill*. Pp. 359-368.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley & Sons. New York. Pp. 11-15.
- Tesarik, D. R., Seymour, J. B., & Jones, F. M. (2003). Determination of in situ deformation modulus for cemented rockfill. In *10th ISRM Congress*. International Society for Rock Mechanics.
- Tesarik, D.R., Seymour, J.B., Martin, L.A., & Jones, F.M (2007). Numeric model of a cemented rockfill span test at the Turquoise Ridge Mine, Golconda, Nevada, USA. *Minefill 2007*. Montreal, 2007. P. 8.

- Thomas, E.G., Nantel, J., & Notley, K. R. (1979). Fill technology in underground metalliferous mine. Kingston, Ont.: International Academic Services.
- Ting, C. H., Sivakugan, N., Read, W., & Shukla, S. K. (2014). Analytical expression for vertical stress within an inclined mine stope with non-parallel walls. *Geotechnical and Geological Engineering*, 32(2). Pp. 577-586. <https://doi.org/10.1007/s10706-014-9735-x>
- Trotter, D. A. (1991). Vertical crater retreat mining in the Sudbury Basin. *Mining Science and Technology*, 13(2), 131-143. [https://doi.org/10.1016/0167-9031\(91\)91301-W](https://doi.org/10.1016/0167-9031(91)91301-W)
- Udd J.E., & Annor A. (1993). Backfill research in Canada. Minefill 93. The South African Institute of Mining and Metallurgy. Symposium Series S13, Johannesburg. Pp. 361-368.
- Villaescusa, E. (1996). Excavation design for bench stoping at Mount Isa mine, Queensland, Australia. *Transactions of the Institution of Mining and Metallurgy-Section A-Mining Industry*, 105, A1.
- Villaescusa, E., & Kuganathan, K. (1998). Backfill for bench stoping operations. In *Minefill*. Vol. 98, 179-184.
- Wang, J.H., Pan, J., & Li, Y.H. (1978) Méthodes de minage avec remblai. Maison d'édition de l'Industrie de Métallurgie, Chine.
- Waterland, J. K. (1998). Cut and Fill Stoping: An introduction. *SME-Techniques in underground Mining- Selections from Underground Mining Methods Handbook*. Edited by Richard et al. 1992. Pp. 439-444. ISBNB. 0-87335-163-0.
- Weaver, W.S., & R. Luka. (1970). Laboratory studies of cement-stabilized mine tailings. *Canadian Institute of Mining and Metallurgical Bulletin*. 63 (701). Pp. 988-1001.
- Werner, M. A. (1992). The Lucky Friday Underhand Longwall Mining Method. Thèse de Doctorat, Université d'Idaho, Idaho, USA.
- White, B.G., & Whyatt, J.K. (1999). Role of fault slip on mechanisms of rock burst damage, Lucky Friday Mine, Idaho, USA. In 2nd Southern African Rock Engineering Symposium, Implementing Rock Engineering Knowledge, Johannesburg, South Africa.
- Whyatt, J. K., Board, M. P., & William, T. J. (1989). Examination of the support potential of cemented fills for rock burst control. In *Paper in Innovation in Mining Backfill Technology*:

- Proceedings of the 4th International Symposium on Mining with Backfill, Montreal (Canada). Balkema, A.A. Pp. 209-215.
- Williams, T. J., Whyatt, J. K., & Poad, M. E. (1992a). Rock mechanics investigations at the Lucky Friday Mine (in three parts): 1. Instrumentation of an experimental underhand longwall stope.
- Whyatt, J. K., Williams, T. J., & Board, M. P. (1992). Rock mechanics investigations at the Lucky Friday Mine (in three parts): 2. Evaluation of underhand backfill practice for rock burst control.
- Williams, T. J., Denton, D. K., Larson, M. K., Rains, R. L., Seymour, J. B., Tesarik, D. R., & Spokane, W. A. (2001). Mining Publication: Geomechanics of reinforced cemented backfill in an underhand stope at the Lucky Friday Mine, Mullan, Idaho. Report of Investigations.
- Williams, T. J., Brady, T. M., Bayer, D. C., Bren, M. J., Pakalnis, R. T., Marjerison, J. A., & Langston, R. B. (2007). Underhand cut and fill mining as practiced in three deep hard rock mines in the United States. In Proceedings of the CIM conference exhibition, Montreal. Pp. 1-11.
- Yang, X., Yin, J. H., & Li, L. (2003). Influence of a nonlinear failure criterion on the bearing capacity of a strip footing resting on rock mass using a lower bound approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(3). Pp. 702-707. <https://doi.org/10.1139/t03-010>
- Yang, P.Y., Li, L., & Aubertin, M. (2017a). A new solution to assess the required strength of mine backfill with a vertical exposure. *International Journal of Geomechanics*, 17(10), 04017084. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000975](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000975)
- Yang, P., Li, L., Aubertin, M., Brochu-Baekelmans, M., & Ouellet, S. (2017b). Stability analyses of waste rock barricades designed to retain paste backfill. *International Journal of Geomechanics*, 17(3), 04016079. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000740](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000740)
- Yilmaz, E. (2011). Advances in reducing large volumes of environmentally harmful mine waste rocks and tailings. *Gospodarka Surowcami Mineralnymi*, 27. Pp. 89-112.
- Yilmaz, E., Belem, T., & Benzaazoua, M. (2014). Effects of curing and stress conditions on hydromechanical, geotechnical and geochemical properties of cemented paste backfill. *Engineering Geology*, 168. Pp. 23-37. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2013.10.024>

- Yilmaz, E., Benzaazoua, M., Belem, T., & Bussière, B. (2009). Effect of curing under pressure on compressive strength development of cemented paste backfill. *Minerals Engineering*, 22(9-10). Pp. 772-785. <https://doi.org/10.1016/j.mineng.2009.02.002>
- Yilmaz, E., Belem, T., & Benzaazoua, M. (2014). Effects of curing and stress conditions on hydromechanical, geotechnical and geochemical properties of cemented paste backfill. *Engineering Geology*, Vol. 168. Pp. 23-37. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2013.10.024>
- Yilmaz, E., Belem, T., Bussière, B., Mbonimpa, M., & Benzaazoua, M. (2015). Curing time effect on consolidation behaviour of cemented paste backfill containing different cement types and contents. *Construction and Building Materials*, 75. Pp. 99-111. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.11.008>
- Yu, T. R. (1989). Some factors relating to the stability of consolidated rockfill at Kidd Creek. In *Proceedings of the 4th International Symposium on Mining with Backfill*, Montreal. Balkema. Pp. 279-286.
- Yu, T. R., Counter, D. B. (1983) Backfill practice and technology at Kidd Creek Mines. *CIM Bulletin* 76, N  856. Pp. 56-65.
- Yu, T. R., Counter, D. B. (1988). Use of Fly Ash in backfill at Kidd Creek Mines. *Canadian Institute of Mining and Metallurgy Bulletin* 81, N  909:44-50.
- Zheng, J., Li, L., Mbonimpa, M. & Pabst, T. (2018a). An analytical solution of Gibson's model for estimating the pore water pressures in accreting deposition of slurried material under one-dimensional self-weight consolidation. Part I: Pervious base. *Indian Geotechnical Journal*, 48(1). Pp. 72-83. <https://doi.org/10.1007/s40098-017-0234-x>
- Zheng, J., Li, L., Mbonimpa, M. & Pabst, T. (2018b). An analytical solution of Gibson's model for estimating pore water pressures in accreting deposition of slurried material under one-dimensional self-weight consolidation. Part II: Impervious base. *Indian Geotechnical Journal*, 48(1). Pp. 188-195. <https://doi.org/10.1007/s40098-017-0242-x>

ANNEXE A VALIDATION DU LOGICIEL RS2 (VERSION 9.0)

RS2 (Rocscience 2019, V 9.0) est un logiciel de modélisation numérique utilisant la méthode des éléments finis pour résoudre des problèmes complexes d'ingénierie. Il est utilisé dans les conceptions de digues et barrages, d'excavations souterraines et de murs de rétention. Il est également utilisé pour l'étude de stabilité des pentes et talus des excavations à ciel ouvert, des tunnels ou pour l'étude des écoulements souterrains. L'utilisation de ce logiciel pour tous ces différents types d'ouvrages nécessite un apprentissage rigoureux du code et une vérification de la fiabilité du code numérique à partir de solutions analytiques simples. La validation des codes numériques (logiciels) nécessite parfois une vérification de leurs puissances par comparaison à des essais en laboratoire. Cependant, dans le cadre de cette annexe, cette dernière étape ne sera pas abordée.

Pour les massifs rocheux, les remblais et les roches, les modèles de comportement les plus utilisés sont le modèle élastique linéaire et le modèle élastoplastique. Des propriétés géomécaniques typiques pour ces deux modèles sont présentées dans le Tableau A.1.

Tableau A.1: Paramètres géomécaniques des roches

	Données		
	Appellation	Symbole (Unité)	Valeur
Modèle Elastique linéaire	Module de cisaillement	G (GPa)	2.8
	Module d'élasticité isostatique	K (GPa)	3.9
	Coefficient de poisson	ν	0.21
	Module d'élasticité ou de Young	E (GPa)	6.78
Modèle Elasto-plastique	Cohésion	c (MPa)	3.45
	Angle de frottement interne	ϕ (°)	30
	Angle de dilataance	ψ (°)	0
Générales	Masse volumique des roches	ρ (kg/m ³)	2500
	Poids volumique des roches	γ (kN/m ³)	24.53
	Contraintes verticales	σ_1 (MPa)	30
	Contraintes horizontales	σ_3 (MPa)	30
	Rayon du trou de forage	r (m)	1
	Coefficient de poids des terres au repos	K_0	0.5
	Coefficient de pr	K_p	3

A.1 Validation du modèle élastique linéaire du code RS2 V 9.0

Ce modèle de comportement est très utilisé dans l'étude de stabilité des structures conçues dans les massifs rocheux. Pour vérifier la fiabilité de ce modèle intégré dans le code numérique RS2, une excavation circulaire sera étudiée. Les valeurs des contraintes et déformations en plusieurs points donnés seront comparées à celles obtenues par la solution analytique de Kirch (Jaeger and Cook 1976) pour les mêmes coordonnées. Cette comparaison permettra d'apprécier la fiabilité de ce logiciel pour ce type de comportement.

A.1.1 Solution analytique de Kirch (1898)

Kirch (1898) a développé des solutions analytiques simples en se basant sur la méthode de Lamé. Ces solutions permettent de déterminer les contraintes et les déplacements en un point en fonction de ses coordonnées polaires (r, θ) . Pour une excavation circulaire (Figure A.1) réalisée dans un massif rocheux obéissant à la loi élastique linéaire, les contraintes (σ) et les déplacements (u) radiales et axiales s'expriment comme suit :

$$\sigma_r = \frac{p_1+p_2}{2} \left[1 - \frac{a^2}{r^2} \right] + \frac{p_1-p_2}{2} \left[1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right] \cos 2\theta \quad (\text{A.1})$$

$$\sigma_\theta = \frac{p_1+p_2}{2} \left[1 + \frac{a^2}{r^2} \right] - \frac{p_1-p_2}{2} \left[1 + \frac{3a^4}{r^4} \right] \cos 2\theta \quad (\text{A.2})$$

$$u_r = \frac{p_1+p_2}{4G} \frac{a^2}{r} + \frac{p_1-p_2}{4G} \frac{a^2}{r} \left[4(1-\nu) - \frac{a^2}{r^2} \right] \cos 2\theta \quad (\text{A.3})$$

$$u_\theta = -\frac{p_1-p_2}{4G} \frac{a^2}{r} \left[2(1-2\nu) - \frac{a^2}{r^2} \right] \sin 2\theta \quad (\text{A.4})$$

Avec:

- σ_r : contrainte radiale
- σ_θ : contrainte orthoradiale
- u_r et u_θ : respectivement les composantes radiales et angulaires des déplacements.
- a est le rayon du cylindre,
- ν est le coefficient de Poisson
- r et θ sont les coordonnées cylindriques

- p_1 et p_2 les composantes du champ de contraintes à l'infini
- G est le module de cisaillement

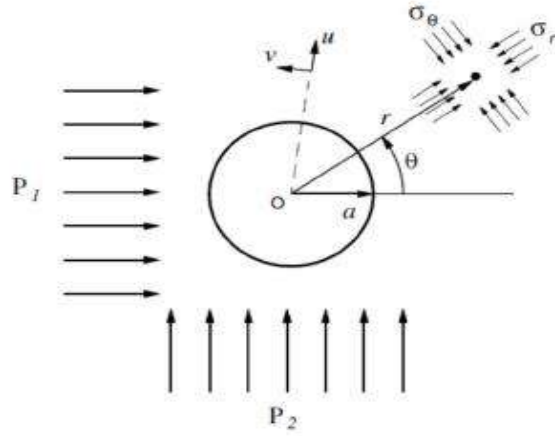


Figure A.1: Modèle d'excavation circulaire de Kirsch (1898)

Dans RS2, les contraintes et les déplacements sont exprimés en fonction des coordonnées cartésiennes (x et y). Pour arriver à une comparaison entre les résultats analytiques et numériques pour certaines positions ($\theta \neq 0^\circ, 90^\circ$), une conversion sera nécessaire. Les expressions analytiques présentées ci-dessous permettent de parvenir à cette conversion :

$$\sigma_{xx} = \frac{\sigma_r + \sigma_\theta}{2} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} \cos 2\theta - \tau_{r\theta} \sin 2\theta \quad (\text{A.5})$$


$$\sigma_{yy} = \frac{\sigma_r + \sigma_\theta}{2} - \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{2} \cos 2\theta - \tau_{r\theta} \sin 2\theta \quad (\text{A.6})$$


$$u_{xx} = u_r \cos \theta - u_\theta \sin \theta \quad (\text{A.7})$$

$$u_{yy} = u_r \sin \theta - u_\theta \cos \theta \quad (\text{A.8})$$

6.1.2 Modélisation numérique du comportement élastique linéaire

La modélisation numérique nécessite l'apprentissage du logiciel. Cela est possible en se servant des tutoriels proposés par Rocscience accessible à partir du lien [RS2 tutorial Link](#) .

À partir de l'interface input (Figure A.2), le modèle et ses paramètres sont définis. Par la suite les calculs () sont lancés afin de réaliser la simulation numérique. Une fois les calculs terminés,

les résultats peuvent être consultés en cliquant sur le bouton " Interpret " ().

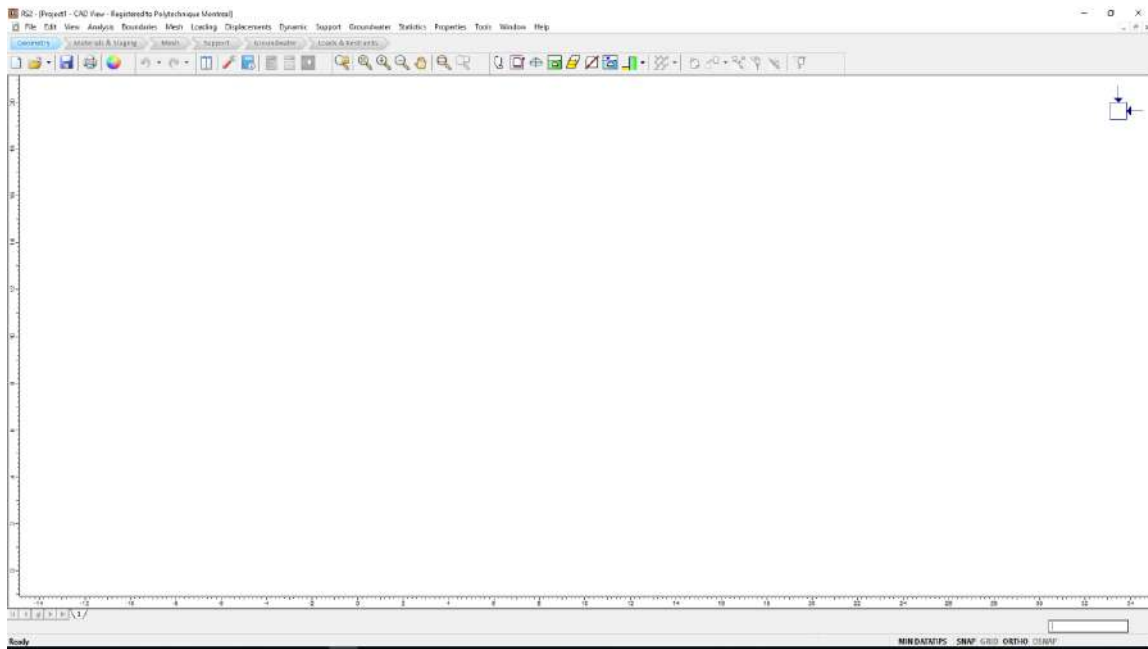


Figure A.2: Interface “input” de RS2 pour l'introduction des données

Pour le modèle élastique linéaire étudié dans cette étape, le type de matériel choisi dans RS2 sera “Elastic” (Figure A.3).

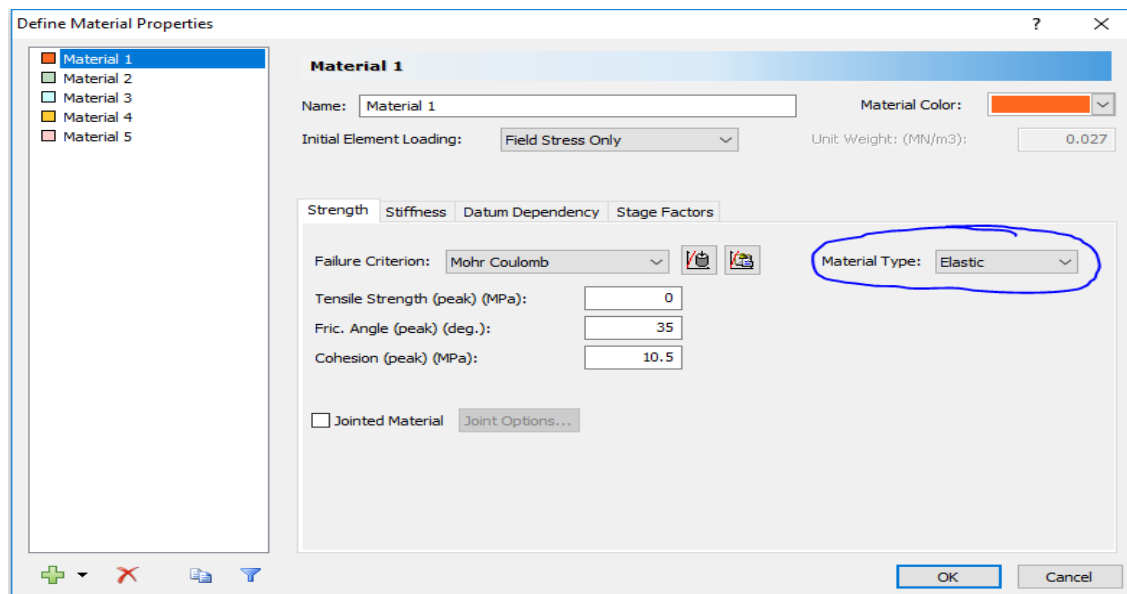


Figure A.3: Choix du modèle élastique linéaire dans RS2

Pour obtenir des résultats stables et fiables, deux tâches ardues et liées doivent être réalisées : la recherche du domaine optimal et celle du maillage optimal.

A.1.2.1 Analyse de sensibilité du domaine

La définition des limites externes du modèle à étudier a une grande influence sur la stabilité et la fiabilité des résultats donnés par le logiciel. Un domaine trop grand conduit à des calculs très lents ou à des calculs inutiles dans les zones non ciblées par l'étude. Par contre un domaine très petit donne des résultats instables et non fiables. Afin de définir ce domaine optimal, les frontières du modèle ont été progressivement agrandies en fonction d'un multiple du diamètre du cercle ($d = 2$ m). Cet agrandissement des frontières externes du modèle se fera jusqu'à la stabilité des valeurs des contraintes et déplacements aux points A (1, 0), B (1.30, 0) et C (1.7, 0).

Figure A.4 présente un exemple d'agrandissement des frontières extérieures d'un modèle numérique. Dans Figure A.4a, l'éloignement de la frontière extérieure est égal au diamètre (d) du cercle tandis que dans Figure A.4b, l'éloignement est de $7d$. Durant cette étape, le maillage est laissé par défaut dans le logiciel. Ce qui explique la densité des nœuds dans Figure A.4b. Néanmoins, pour la taille de ce modèle, un maillage assez dense ne constitue pas un grand problème. Par contre, dans des ouvrages de grandes dimensions (exemple : chantiers souterrains à des centaines de mètres sous terre), un maillage aussi fin pourrait entraîner des temps de calcul élevés ; un agrandissement de ce maillage à l'extérieur aurait été nécessaire.

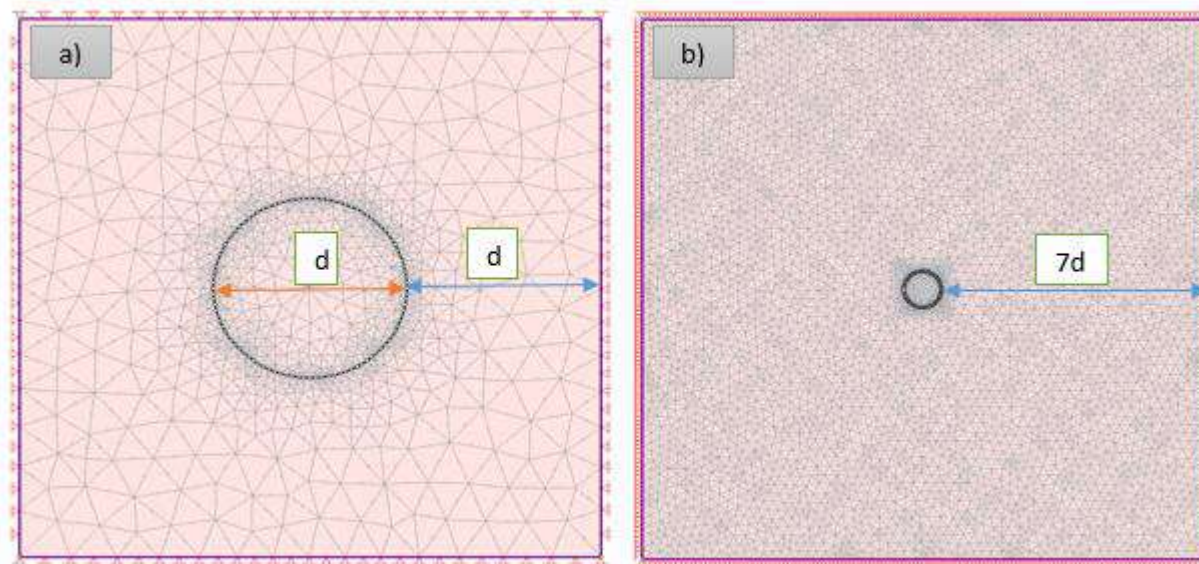


Figure A.4: Identification du domaine optimal par élargissement des frontières extérieures du modèle numérique.

Figure A.5 à Figure A.8 présentent les contraintes et déplacements obtenus aux points A, B et C pour un agrandissement des frontières extérieures du modèle de $1d$ à $9d$. Ces courbes montrent une stabilisation des résultats lorsque la frontière extérieure du modèle atteint $6d$. Cette valeur constitue le domaine optimal pour la modélisation numérique de cette excavation circulaire.

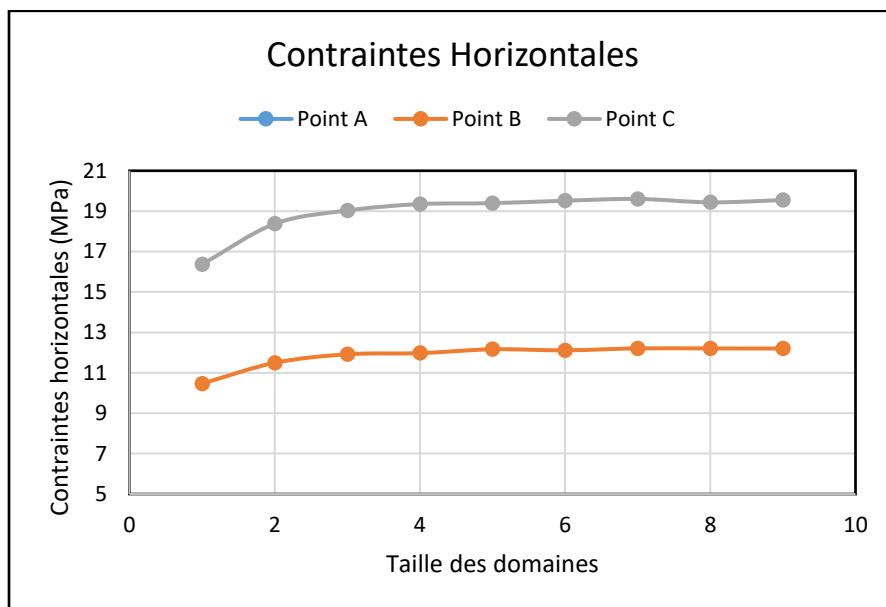


Figure A.5: Variation des contraintes horizontales en A, B et C en fonction du domaine

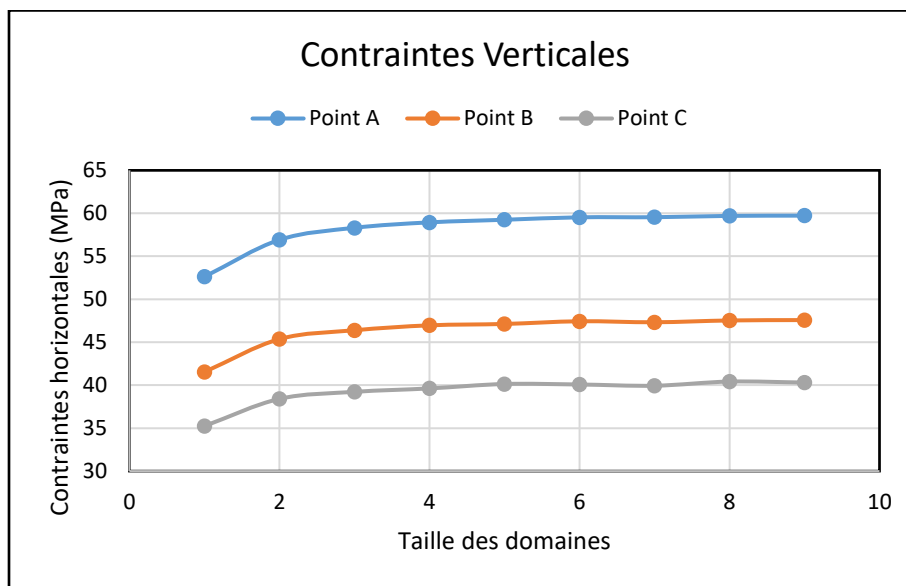


Figure A.6: Variation des contraintes verticales en A, B et C en fonction du domaine

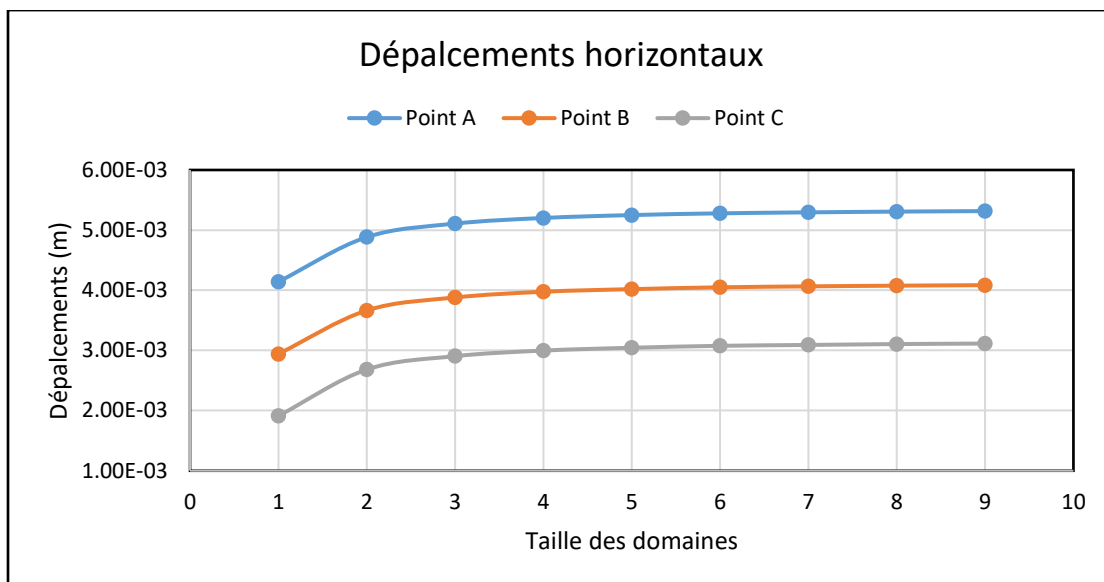


Figure A.7: Variation des déplacements horizontaux en A, B et C en fonction du domaine

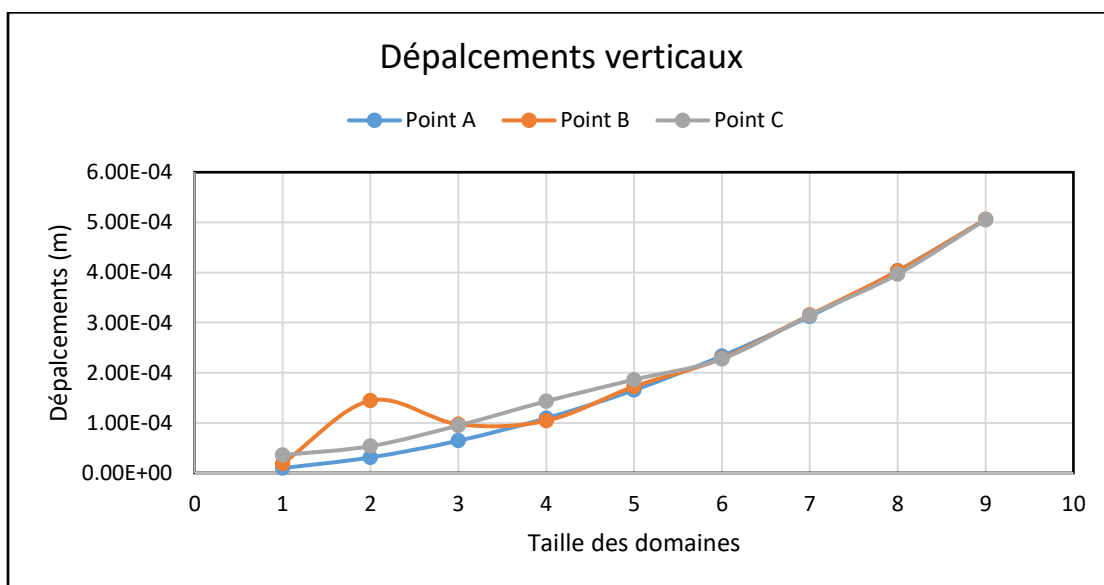


Figure A.8: Variation des déplacements verticaux en A, B et C en fonction du domaine

A.1.2.2 Analyse de sensibilité du maillage

Le maillage constitue un paramètre clé lors de la modélisation numérique avec un code numérique basé sur les éléments finis. La surface du modèle est discrétisée en plusieurs nœuds formant le maillage. Le code calcule les contraintes et les déplacements au niveau de chaque nœud pour ensuite définir des valeurs moyennes au niveau de chaque polygone (souvent des triangles). De ce fait, l'utilisant d'un maillage très fin et non ciblé peut entraîner un temps de calcul énorme et même

le plantage du logiciel. Trouver le maillage optimal pour éviter ces inconvénients s'avère donc nécessaire.

Les cercles représentés dans RS2 sont formés à partir de plusieurs petits segments de longueurs identiques. Pour faire varier le maillage autour de l'excavation, le nombre de segments constituant le cercle (Figure A.9) sera augmenté progressivement jusqu'à l'obtention de résultats stables pour les contraintes et les déformations. Trois points témoins ont été choisis au hasard pour vérifier la variation des résultats : E (1.24, 0), F (2 ; 1.5) et G (3 ; 2.7). Le modèle dont les frontières extérieures sont à $6d$ a été reconduit pour l'analyse de sensibilité du maillage.

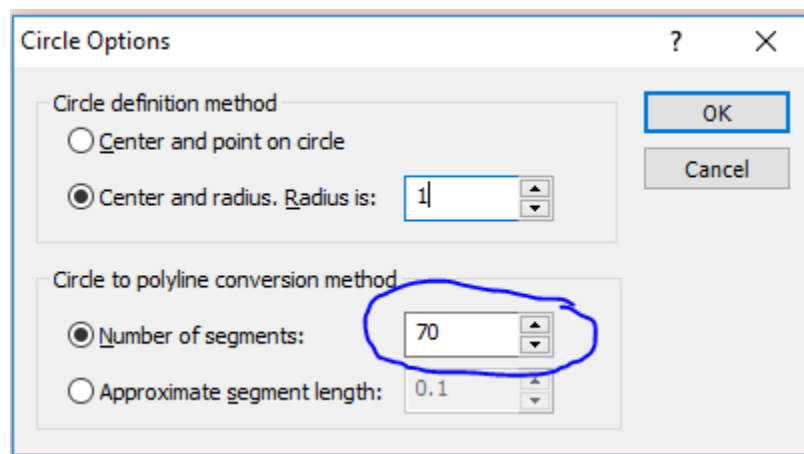


Figure A.9: Amélioration du maillage dans RS2

Figure A.10 à Figure A.13 présentent les variations des contraintes et déplacements aux points E, F et G en fonction du nombre de segments constituant l'excavation circulaire. On constate une stabilisation des résultats lorsque le maillage atteint 80 segments. Pour la comparaison des résultats numérique aux valeurs analytiques, le nombre de segments a été volontairement fixé à 110.

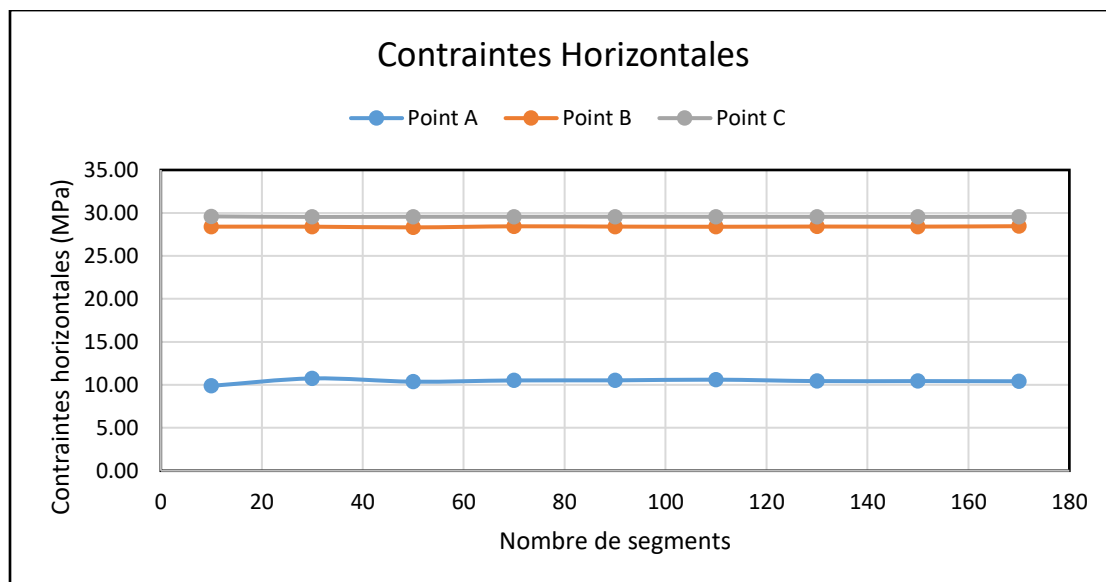


Figure A.10: Variation des contraintes horizontales en E, F et G en fonction du nombre de segments

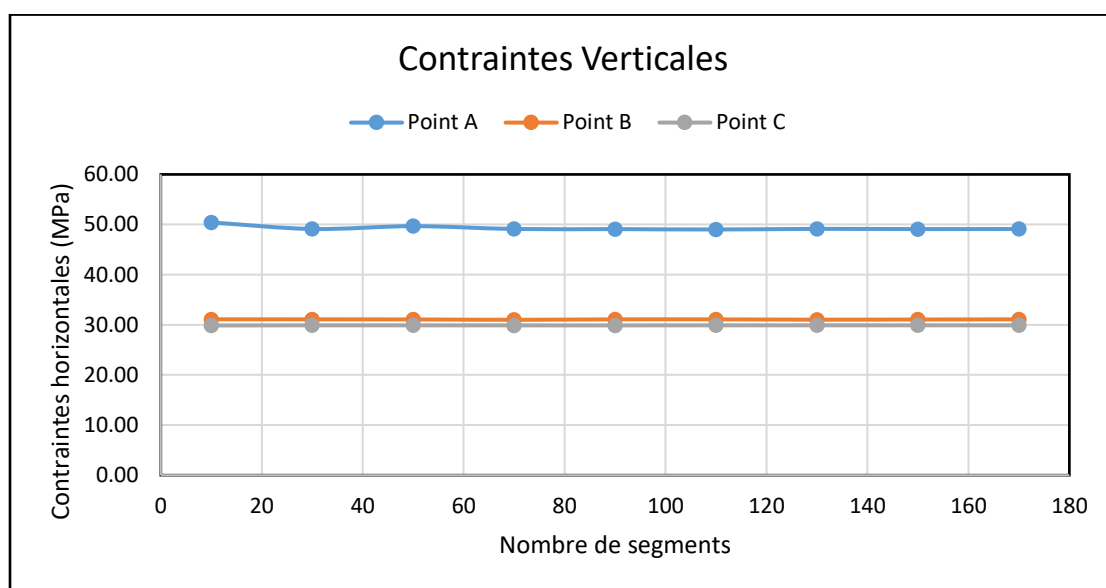


Figure A.11: Variation des contraintes verticales en E, F et G en fonction du nombre de segments

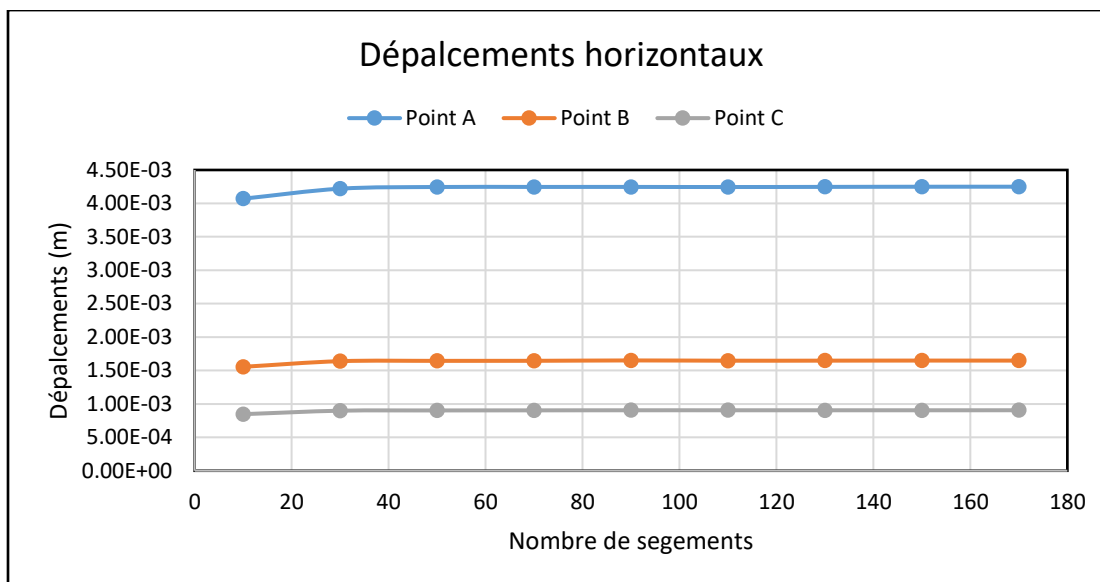


Figure A.12: Variation des déplacements horizontaux en E, F et G en fonction du nombre de segments

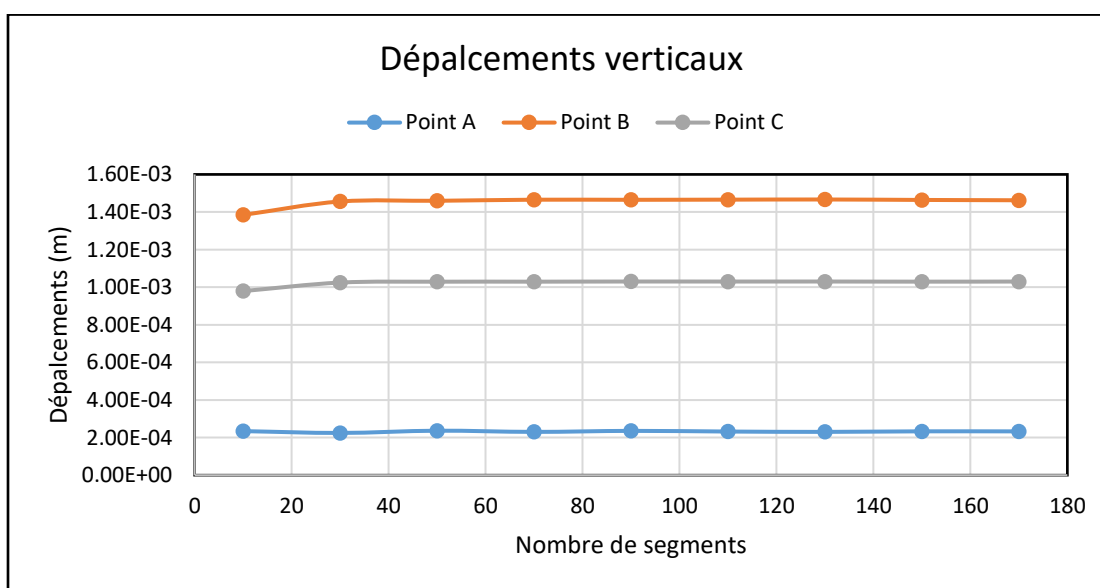


Figure A.13: Variation des déplacements verticaux en E, F et G en fonction du nombre de segments

A.1.3 Comparaison entre les solutions analytiques de Kirch et des solutions numériques

Pour cette comparaison, les contraintes et déformations obtenues numériquement et analytiquement seront représentées dans les mêmes graphes. Une superposition des courbes traduira l'efficacité du logiciel à étudier un matériau ayant un comportement élastique linéaire.

Pour simplifier l'obtention des solutions analytiques, les points de référence choisis se trouvent le long du profil $\theta = 0^\circ$. Figure A.14 présente cette disposition du profil dans le modèle numérique.

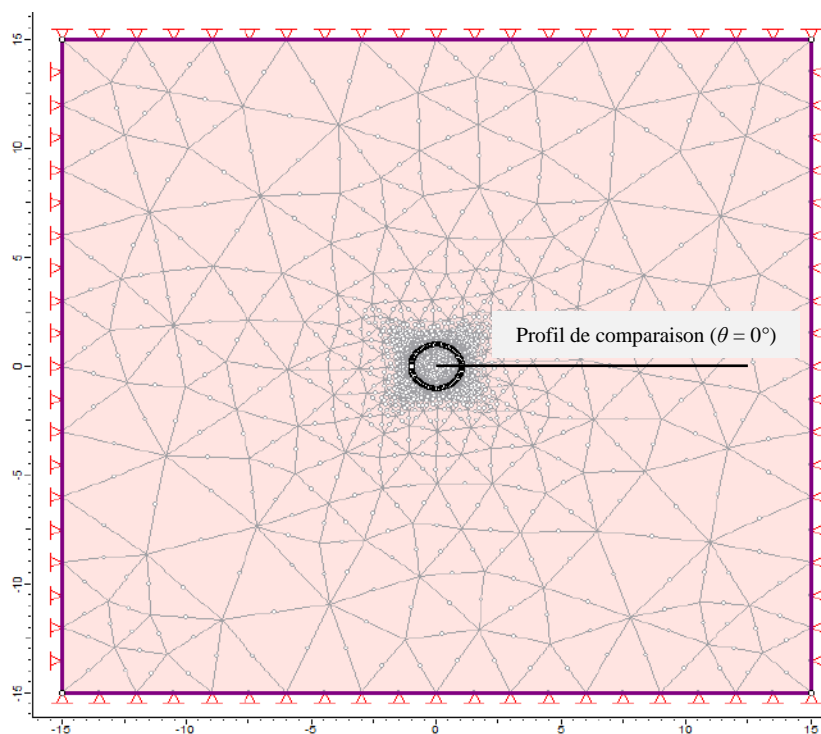


Figure A.14: Profil des points de comparaison entre la solution analytique et la solution numérique

Compte tenu de la différence des systèmes de représentation (polaire et cartésienne) entre les deux solutions, les valeurs radiales obtenues par la solution analytique seront comparées aux valeurs horizontales données par la solution numérique. Les valeurs orthoradiales de la solution analytique seront quant à elles comparées aux valeurs verticales données par la solution numérique. Cette superposition des résultats est présentée dans les figures A.15 à A.18.

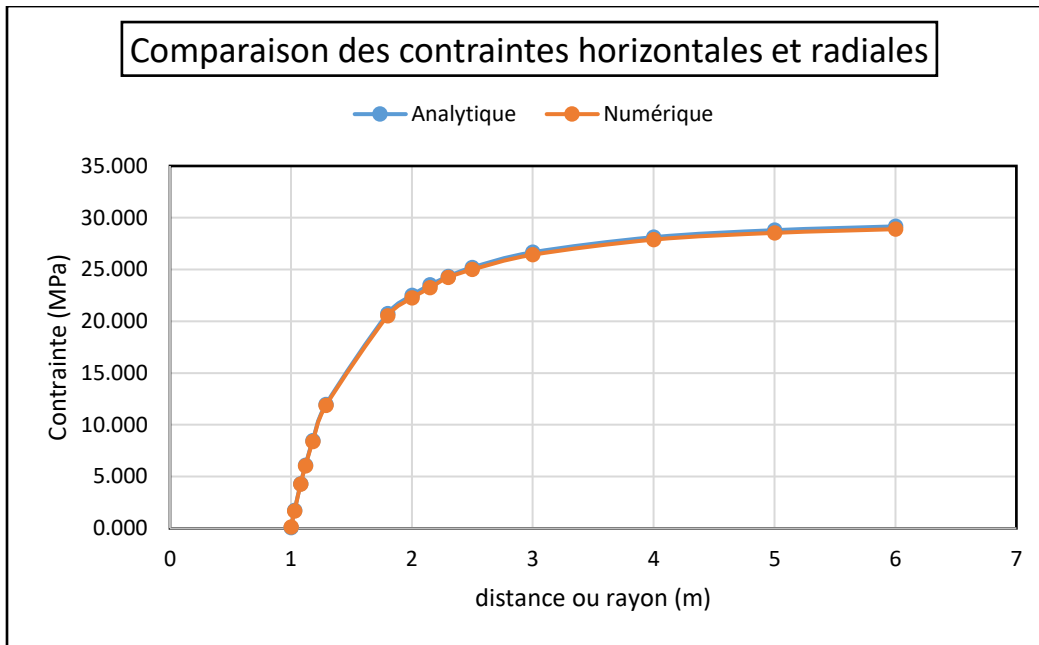


Figure A.15: Contraintes horizontales et radiales pour le modèle élastique linéaire

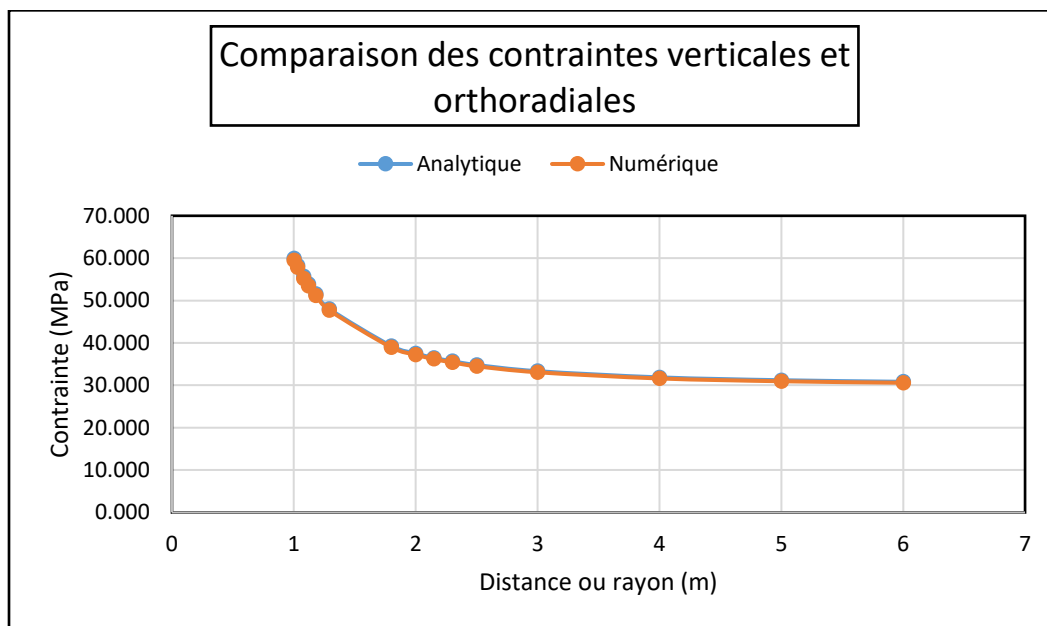


Figure A.16: Contraintes verticales et orthoradiales pour le modèle élastique linéaire

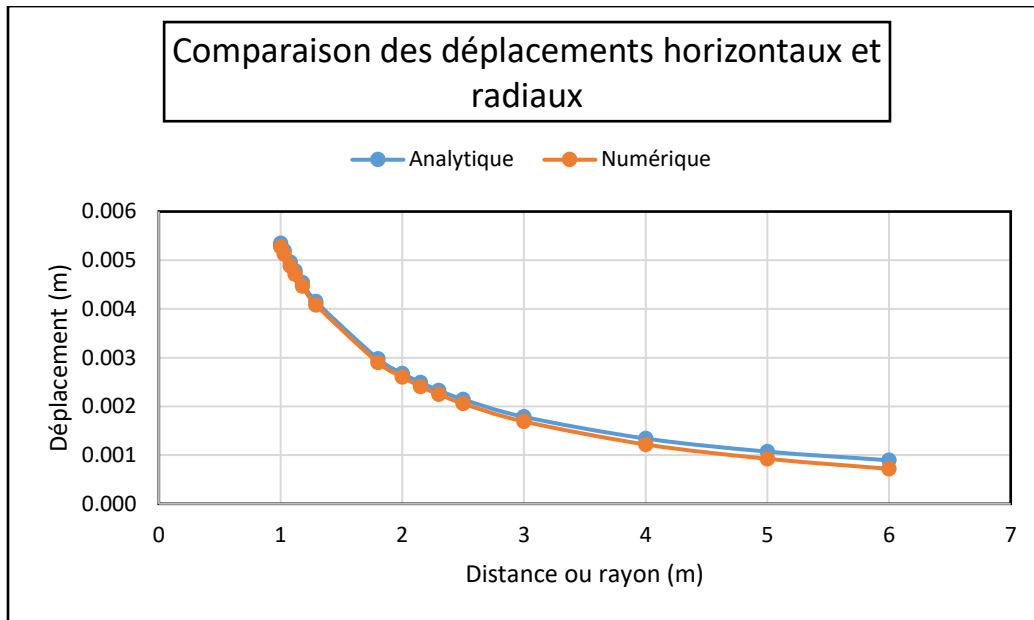


Figure A.17: Déplacements horizontaux et radiaux pour le modèle élastique linéaire

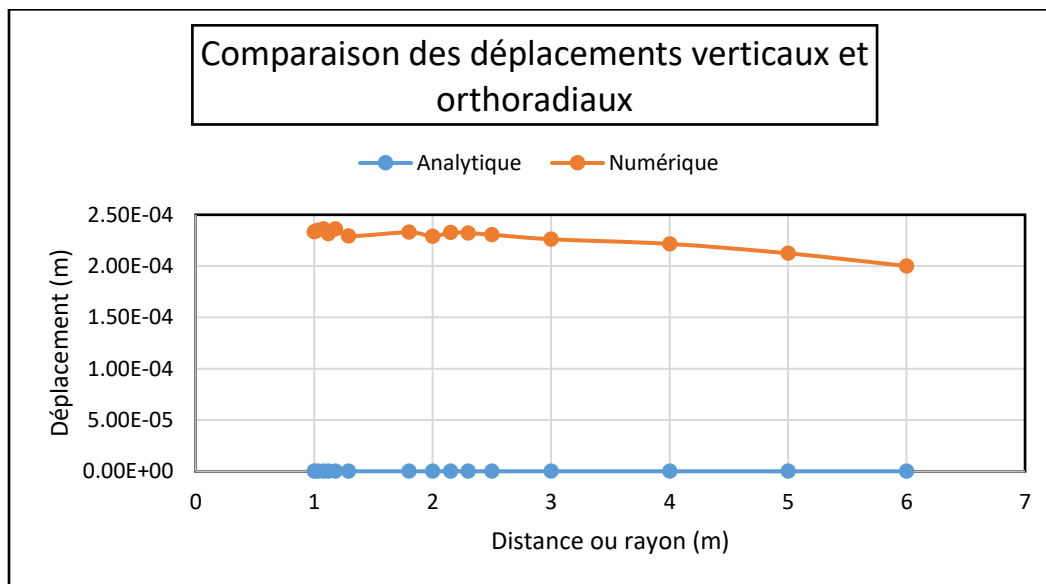


Figure A.18: Déplacements verticaux et orthoradiaux pour le modèle élastique linéaire

Ces différentes figures montrent une superposition entre les solutions analytiques et numériques. Cela confirme l'aptitude de RS2 à étudier des matériaux avec le modèle de comportement élastique linéaire.

A.2 Validation du modèle élastoplastique du code RS2 V 9.0

Une excavation dans un massif rocheux crée une perturbation de l'équilibre initial des contraintes en son sein. Il se crée alors deux zones distinctes : une zone dite plastique, avec des déformations et une zone intacte, plus éloignée de l'excavation (Figure A.19).

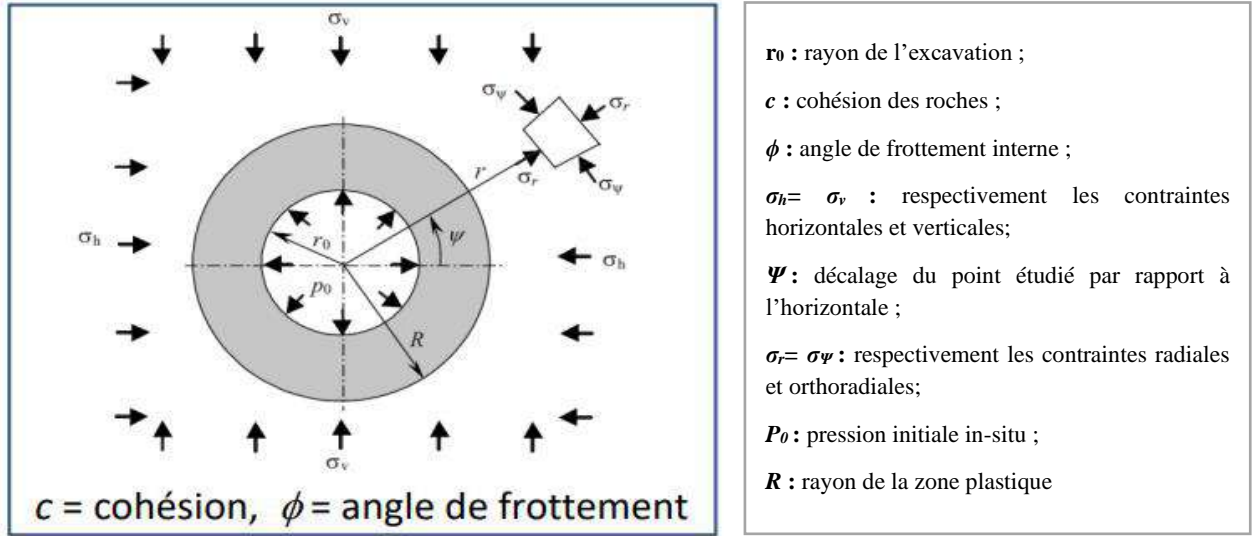


Figure A.19: Modèle 2D identifiant les zones d'un comportement élastoplastique

A.2.1 Solutions analytiques de Salençon (1969)

Les solutions analytiques proposées par Salençon (1969) permettent de délimiter la zone de plasticité et la zone intacte créées après l'excavation dans un massif rocheux. Elles permettent également de calculer les contraintes dans le massif rocheux autour de l'excavation.

Le rayon de la zone plastique (R) :

$$R = r_0 \left[(1 - \sin\phi) \times \frac{\sigma_h + c(\tan\phi)^{-1}}{P_0 + c(\tan\phi)^{-1}} \right]^{(1-\sin\phi)/(2\sin\phi)} \quad (\text{A.9})$$

La contrainte radiale à l'interface entre les zones intacte et plastique :

$$\sigma_R = (1 - \sin\phi) \left[\sigma_h - c \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \right] \quad (\text{A.10})$$

Les contraintes dans la zone intacte :

$$\sigma_r = \sigma_h - (\sigma_h - \sigma_R) \left(\frac{R}{r} \right)^2 \quad (\text{A.11})$$

$$\sigma_{\psi} = \sigma_h + (\sigma_h - \sigma_R) \left(\frac{R}{r} \right)^2 \quad (\text{A.12})$$

Les contraintes dans la zone de plasticité :

$$\sigma_r = \left(p_0 + \frac{c}{\tan \phi} \right) \left(\frac{r}{r_0} \right)^{2 \sin \phi / (1 - \sin \phi)} - \frac{c}{\tan \phi} \quad (\text{A.13})$$

Et

$$\sigma_{\psi} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \left(p_0 + \frac{c}{\tan \phi} \right) \left(\frac{r}{r_0} \right)^{2 \sin \phi / (1 - \sin \phi)} - \frac{c}{\tan \phi} \quad (\text{A.14})$$

A.2.2 Modélisation numérique du comportement élastoplastique

Dans cette section, le domaine et le maillage optimums obtenus pour le modèle élastique linéaire seront reconduits. Le modèle élastoplastique est choisi en sélectionnant l'option 'Plastic' (Figure A.20). Le critère de rupture est celui de Mohr Coulomb. Les paramètres géomécaniques introduits sont mentionnés dans le Tableau A.1.

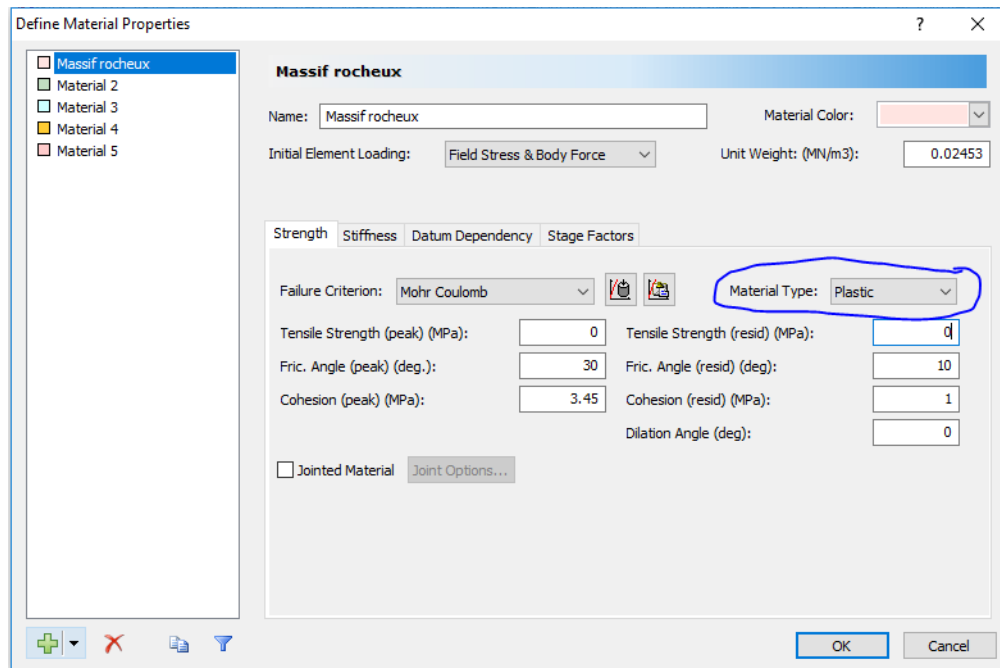


Figure A.20: Choix du modèle élastoplastique dans RS2

A.2.3 Comparaison entre les solutions analytiques de Salençon (1969) et les solutions numériques de RS2

Tableau A.1 présente les coordonnées des points de référence choisis pour cette comparaison ainsi que les résultats obtenus des solutions analytiques et numériques.

Tableau A.1: Résultats des solutions analytiques et numériques pour le modèle élastoplastique

					Solution analytique		Solution numérique	
					Rayon de plasticité	Interface σ_R	Contraintes	
					1.73499814	12.0122124	Contrainte radiale (Mpa)	Contrainte orthoradiale (Mpa)
							Contrainte σ_{xx}	Contrainte σ_{yy}
	Points	x (m)	y (m)	Distance				
Zone plastique	I	1.1	0	1.1	1.255	15.716	1.32848578	15.7653089
	J	1.2	0	1.2	2.629	19.839	2.61078303	19.6712539
	K	1.3	0	1.3	4.123	24.321	4.10493682	24.269895
	L	1.4	0	1.4	5.737	29.161	5.73207134	29.2674836
	N	1.5	0	1.5	7.469	34.360	7.52683025	34.7731016
	O	1.61	0	1.61	9.514	40.492	9.62041426	40.6707697
	P	1.63	0	1.63	9.901	41.654	9.99074494	41.7592014
	Q	1.65	0	1.65	10.293	42.830	10.3610756	42.847633
	R	1.69	0	1.69	11.091	45.225	11.0459178	45.0244964
	S	1.7	0	1.7	11.294	45.833	11.2016	45.5687122
	T	1.73	0	1.73	11.909	47.677	11.6686465	46.2627991
Zone intacte	U	1.76	0	1.76	12.520	47.480	12.1356931	45.9185157
	V	1.8	0	1.8	13.288	46.712	12.7960865	45.4594711
	W	1.9	0	1.9	15.001	44.999	14.7780288	43.9575595
	X	2	0	2	16.463	43.537	16.1596318	42.6105362
	Y	2.3	0	2.3	19.764	40.236	19.7678682	39.5350842
	Z	2.5	0	2.5	21.336	38.664	21.1175074	37.9339559
	Z1	2.8	0	2.8	23.093	36.907	22.8443637	36.1080211
	Z2	2.9	0	2.9	23.562	36.438	23.2334655	35.699158
	Z3	3	0	3	23.984	36.016	23.6616682	35.2902948
	Z4	3.5	0	3.5	25.580	34.420	25.2518931	33.643202
	Z5	3.7	0	3.7	26.045	33.955	25.6746914	33.2409712
	Z6	4.2	0	4.2	26.930	33.070	26.5354953	32.3784692
	Z7	5	0	5	27.834	32.166	27.410396	31.5302747
	Z8	6	0	6	28.496	31.504	28.0409646	30.8967266
	Z9	7	0	7	28.895	31.105	28.4142432	30.518962

Les figures A.21 et A.22 présentent les courbes des contraintes et déformations des deux solutions. On remarque une superposition de ces courbes ; cela traduit la fiabilité du logiciel pour l'étude d'un matériau au comportement élastoplastique.

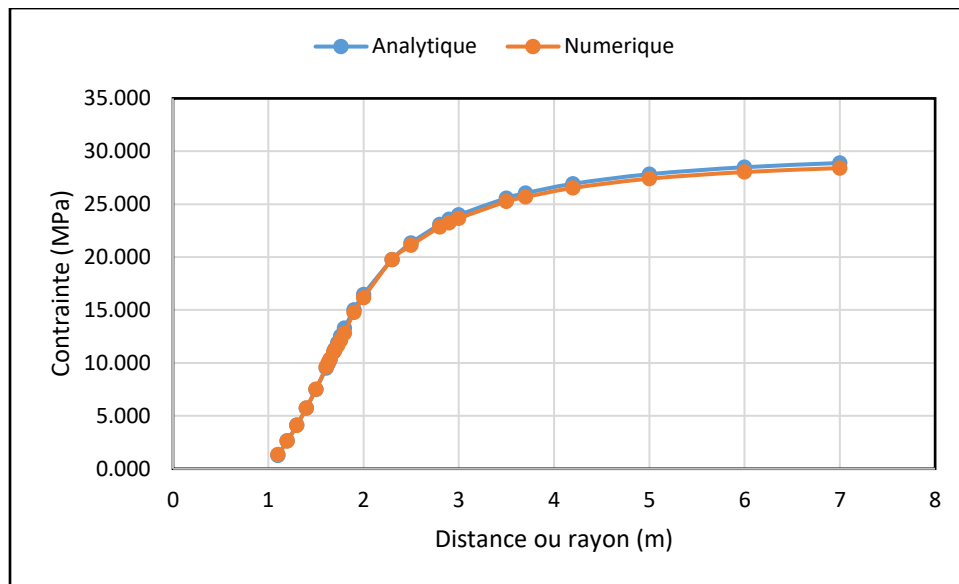


Figure A.21: Contraintes horizontales et radiales pour le modèle élastoplastique

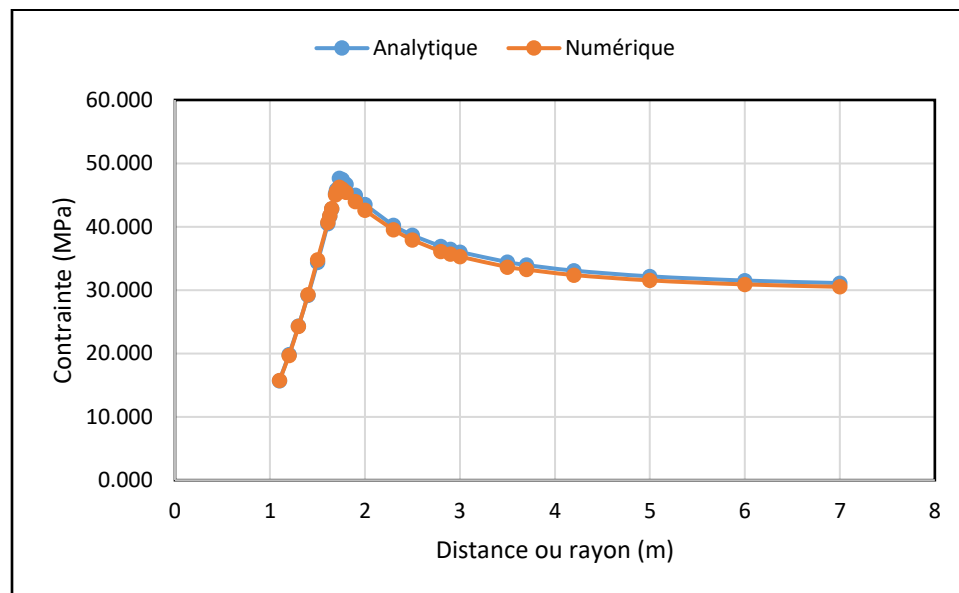


Figure A.22: Contraintes verticales et orthoradiales pour le modèle élastoplastique

La superposition des courbes dans Figure A.21 et Figure A.22 permet d'affirmer que le logiciel RS2 est bien fiable pour l'étude d'un matériau au comportement élastoplastique.

A.3 Discussion et Conclusion

Pour modéliser le comportement des roches et semelles en remblai dans la méthode de minage par coupe et remblai, la validation des modèles de comportement élastique linéaire et élastoplastique du logiciel RS2 a été faite en considérant une excavation circulaire de longueur infinie.

L'analyse de sensibilité de domaine et de maillage a montré que des limites situées à 6 fois la taille de l'ouvrage (excavation) et un maillage de l'ordre de $(6.28/110 = 6 \text{ cm})$ donnent des résultats stables. Néanmoins, avant chaque modélisation numérique, lorsque la géométrie change, il est recommandé de refaire ces analyses de sensibilité. Pour des ouvrages ayant des côtés à dimensions inégales, le domaine optimal sera exprimé en fonction de la plus grande dimension.

RÉFÉRENCES

- Jaeger, J.C., and Cook, N.G.W. (1976). Fundamentals of rock mechanics: New York, John Wiley & Sons, Inc., 585 p.
- Kirsch, G. (1898). Die theorie der elastizität und die bedürfnisse der festigkeitslhre. Veit. Ver. Deut. Ing. Vol. 42, No.28, 797-807.
- Salençon, J. (1969). Contraction quasi-statique d'une cavité a symétrie sphérique ou cylindrique dans un milieu élastoplastique. Dans *Annales des ponts et chaussées*. Vol. 4, 231-236.

ANNEXE B ESSAI DE COMPRESSION UNIAXIAL

La mise en place d'un diagramme de design des semelles nécessite un critère de rupture qui permet d'identifier l'état critique des matériaux. Dans les cas des semelles construites dans des chantiers étroits avec la méthode de minage par coupe et remblai, l'effet d'arche réduit considérablement la charge verticale liée au remblai non cimenté placé au-dessus de la semelle. De là, principale contrainte déstabilisatrice provient de la convergence des épontes. La nature critique des contraintes de convergence est présentée dans de nombreuses publications dont Hughes (2014), Pagé et al. (2019). L'essai de compression uniaxiale proposé dans cette annexe permet d'identifier numériquement à quel moment, la contrainte horizontale entraîne la rupture du matériau. Les modèles de laboratoire 3D sont convertis en modèles 2D dans le logiciel RS2 (Rocscience 2019).

B.1 Configuration des modèles numériques

Les modèles étudiés représentent des cylindres de hauteur $H_c = 4$ m et de diamètre $d_c = 2$ m. Avec le mode axisymétrique, cela correspond à des rectangles de hauteur $H_r = 4$ m et de largeur $l_r = 1$ m (Figure B.1). La limite verticale de gauche sera fixée en x et libre en y, la limite inférieure (base) sera fixée en x et en y, la limite verticale de droite sera libre en x et en y. Le déplacement appliqué sur la limite supérieure est orienté dans la direction (-y). Le maillage optimal de 5 cm a été obtenu. Les matériaux sont homogènes, isotropes et élastoplastiques, obéissent au critère de rupture de Mohr-Coulomb. Les propriétés géomécaniques de ces matériaux (remblai) sont présentées dans le Tableau B.1.

Tableau B.1 présente les deux séries d'échantillons testés. Les valeurs résiduelles et de pic sont supposées identiques compte tenu du critère de rupture utilisé. La résistance en traction est estimée à 1/10 de la résistance à la compression uniaxiale (e.g., Stone 1993 ; Caceres 2005).

Tableau B.1 : Propriétés géomécaniques des modèles étudiés

Paramètres	Echantillons			
	Série A		Série B	
	Pic	Résiduel	Pic	Résiduel
c (MPa)	4	4	1	1
g	0.3	/	0.3	/
φ (°)	30	30	30	30
γ (MN/m ³)	0.019	/	0.019	/
E (Mpa)	1000	/	1000	/
UCS(Mpa)	13.856	/	3.464	/
σ_t (Mpa)	1.386	1.386	0.346	0.346

La contrainte de compression lors d'un essai uniaxiale à 3D sera représentée dans RS2 par une augmentation progressive du déplacement appliquée dans la partie supérieure de l'échantillon entre la phase initiale (Stage 1) et la phase finale (Stage 3000).

L'augmentation progressive de la force de compression dans un essai uniaxiale à 3D sera représentée dans RS2 par une augmentation progressive du déplacement entre la phase initiale (Stage 1) et la phase finale (Stage 300). Figure B.3 présente la procédure à suivre et les paramètres requis pour l'application de la contrainte de compression sur les modèles 2D dans RS2 (Rocscience 2019).

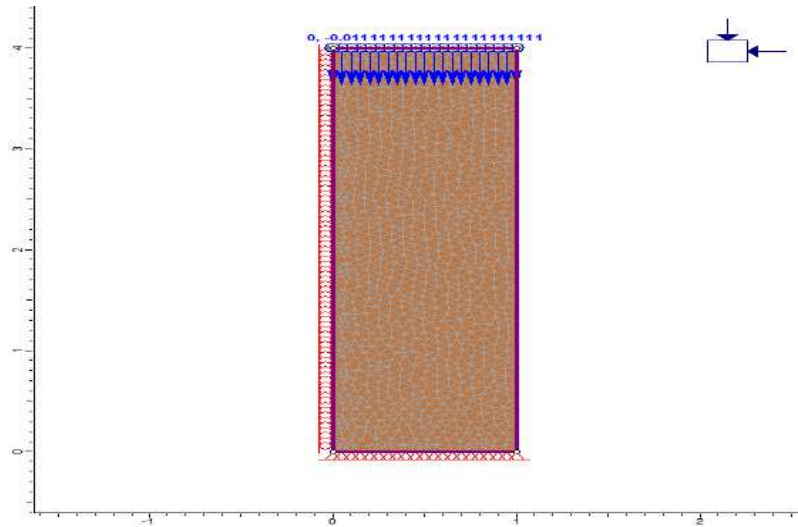


Figure B.1: Vue axisymétrique du cylindre modélisé dans RS2

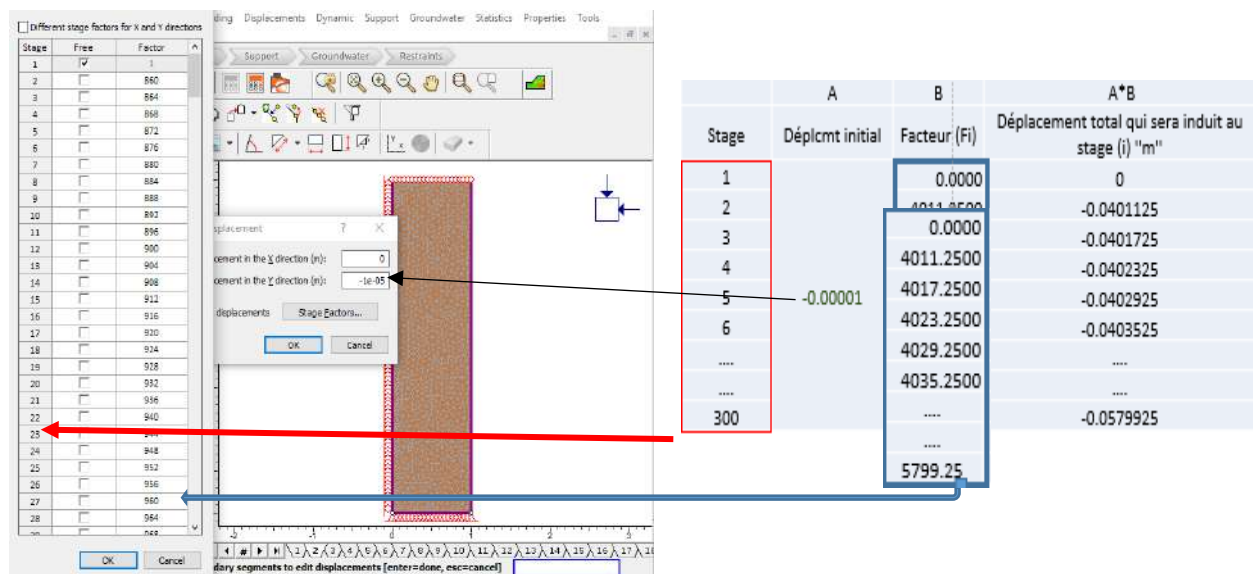


Figure B.2: Définition des paramètres du déplacement dans RS2

Figure B.3 représente l'affectation de la charge initiale dans les échantillons. L'option "Body Force Only" permet d'affecter le poids propre des matériaux comme charge initiale.

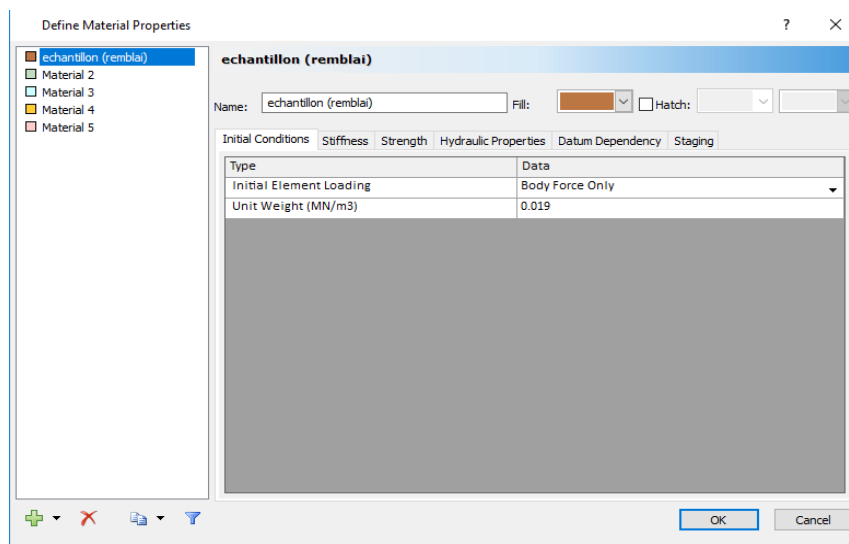


Figure B.3: Choix de la charge initiale des modèles numériques.

Pour chacune des séries présentées dans le Tableau B.1, 3 simulations numériques ont été réalisées. Tableau B.2 présente le déplacement minimal et maximal pour chacune des simulations. Le stage1 est considéré comme stage initial, correspondant à un déplacement nul.

Tableau B.2: Déplacements induits pour chaque simulation

Séries	Simulation N°	Déplacement induit (ΔY) en "m"	
		Stage 2 (ΔY_{\min})	Stage 300 (ΔY_{\max})
A	1	-0.01025	-0.056142
	2	-0.02361	-0.056032
	3	-0.02361	-0.055436
B	1	-0.0086	-0.02201
	2	-0.0086	-0.021116
	3	-0.0086	-0.02052

B.2 Résultats et discussion

Plusieurs points de références ont été choisis pour suivre l'évolution des contraintes et des déformations dans les échantillons : I (0.5, 1), J (0.5, 2) et K (0.5, 3.5). L'évolution de l'état de plasticité dans les matériaux est également analysée et discutée.

B.2.1 Série A

B.2.1.1 Simulation N° 1

Figure B.4 et Figure B.5 présentent respectivement l'évolution des contraintes effectives et l'évolution des déplacements horizontaux en fonction du stage. On constate une modification de la trajectoire des courbes autour du Stage 280. La Figure B.6 montre également un brusque saut de l'état de plasticité dans le matériau à ce stage. Le suivi de l'évolution du cisaillement dans le matériau, résumé pour quelques stages à la Figure B.7 montre que le stage 280 correspond au moment où le cisaillement provenant de deux côtés opposés de l'échantillon se rejoignent. Pour cette simulation, le Stage 280 peut être considéré comme phase de rupture du matériau.

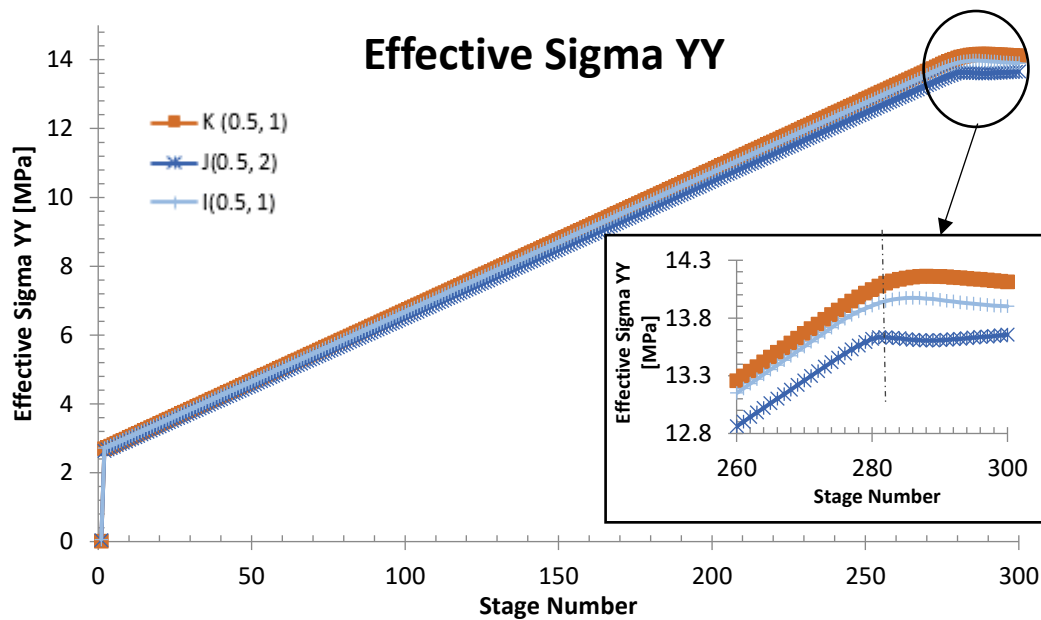


Figure B.4: Contraintes verticales en fonction du stage pour la simulation N°1 de la série A

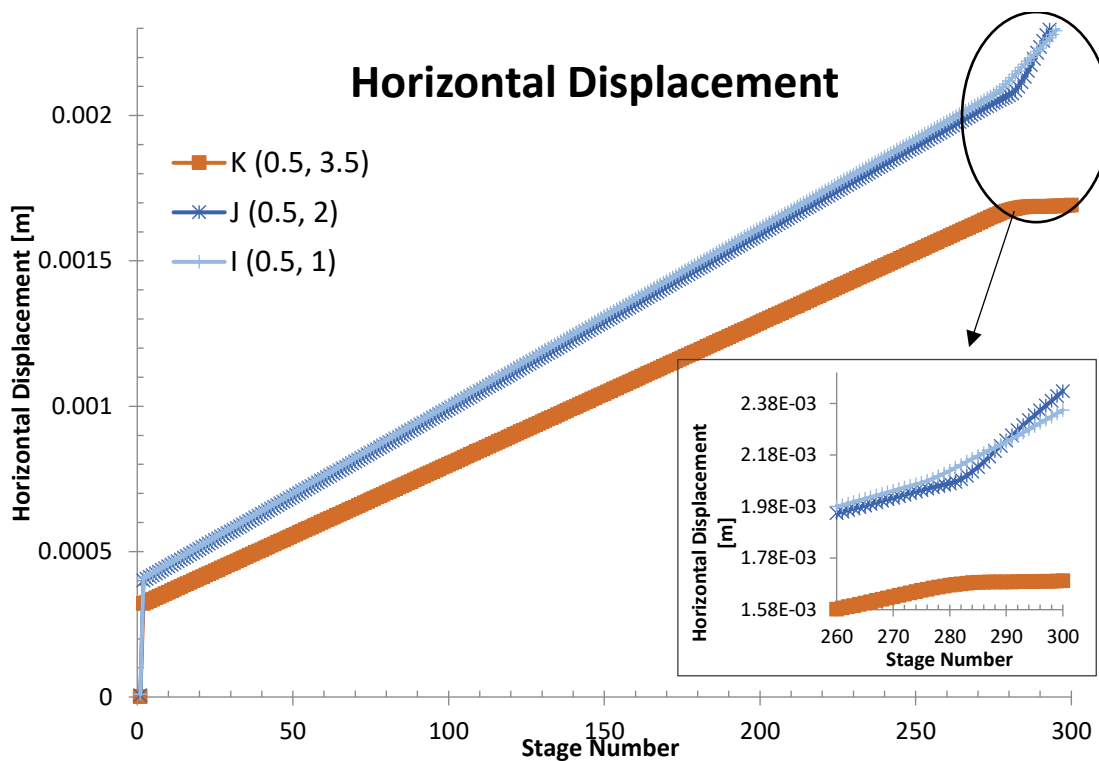


Figure B.5: Déplacement horizontal en fonction des stages pour la simulation N°1 de la série A

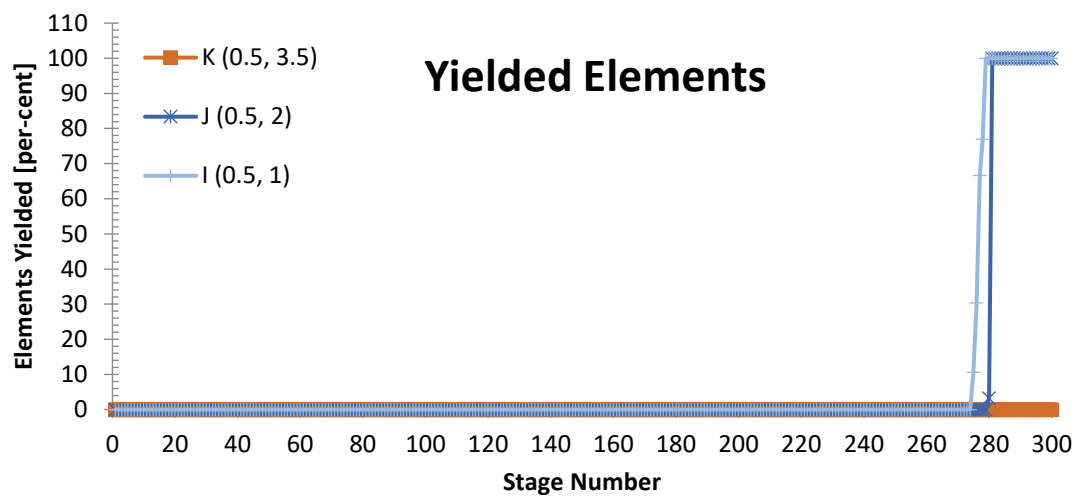


Figure B.6: Étatstat de plasticité en fonction des stages pour simulation N°1 de la série A

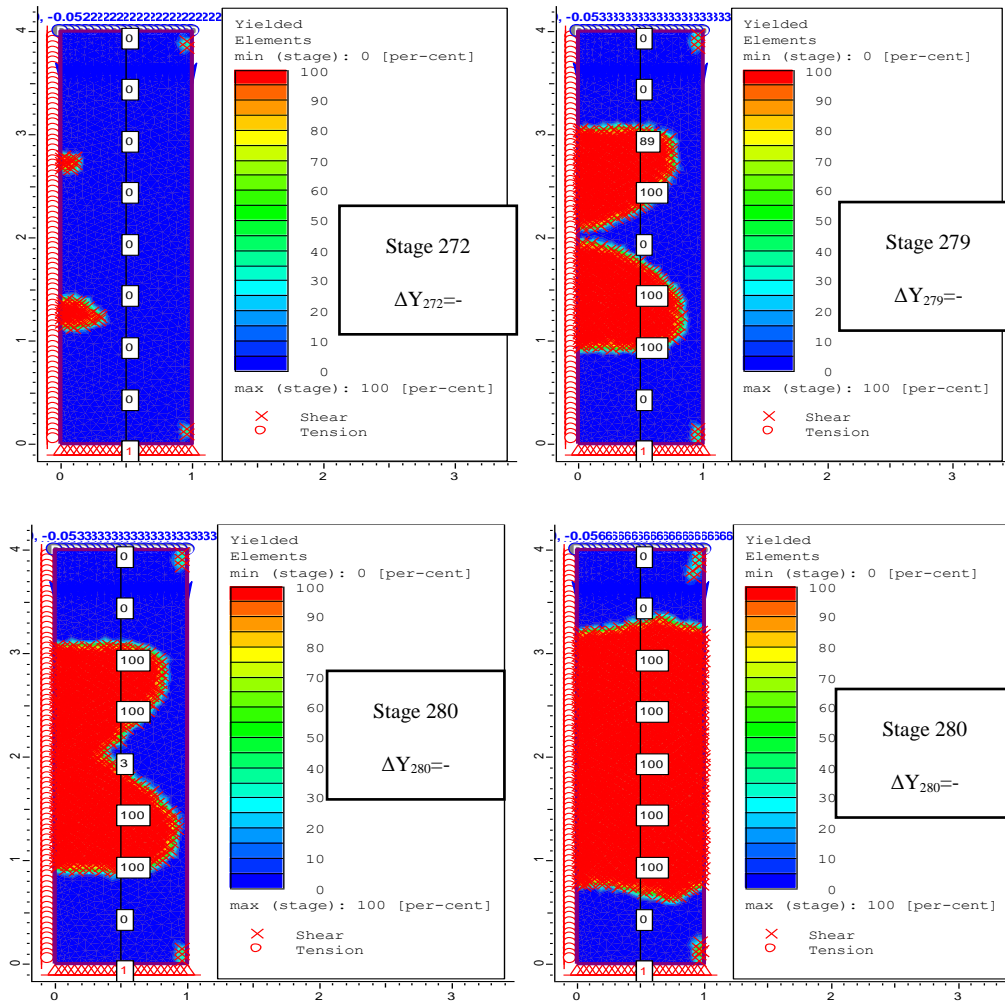


Figure B.7: Étatst de plasticité aux stages 272, 279, 280, et 300 de la simulation N°1 de la série A

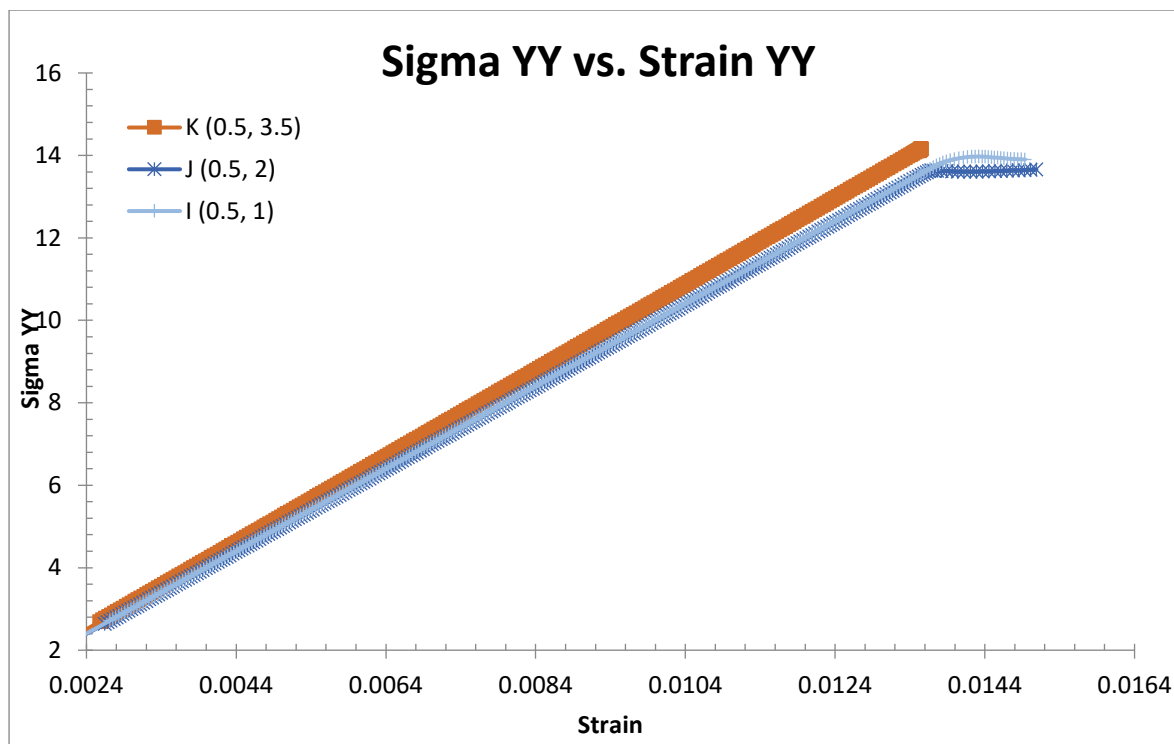


Figure B. 8 : Diagramme des contraintes verticales effectives en fonction de la déformation dans le matériau (Simulation N°1 de la Série A dans Tableau B.2)

B.2.1.2 Simulation N°2

Figure B.9, Figure B.10 et Figure B.11 montrent respectivement les variations des contraintes verticales, des déplacements totaux et de l'état de plasticité dans l'échantillon en fonction du Stage. Figure B.12 montre l'état de plasticité à plusieurs stages. Figure B.13 présente l'évolution des contraintes verticales en fonction de la déformation. On constate que la rencontre des zones de cisaillement provenant de part et d'autre du centre de l'échantillon entraîne un grand changement au sein du matériau. Le matériau passe de sa phase élastique à la phase plastique ; ce qui représente la rupture de l'échantillon. Pour cette simulation, la rupture est observée au Stage 272.

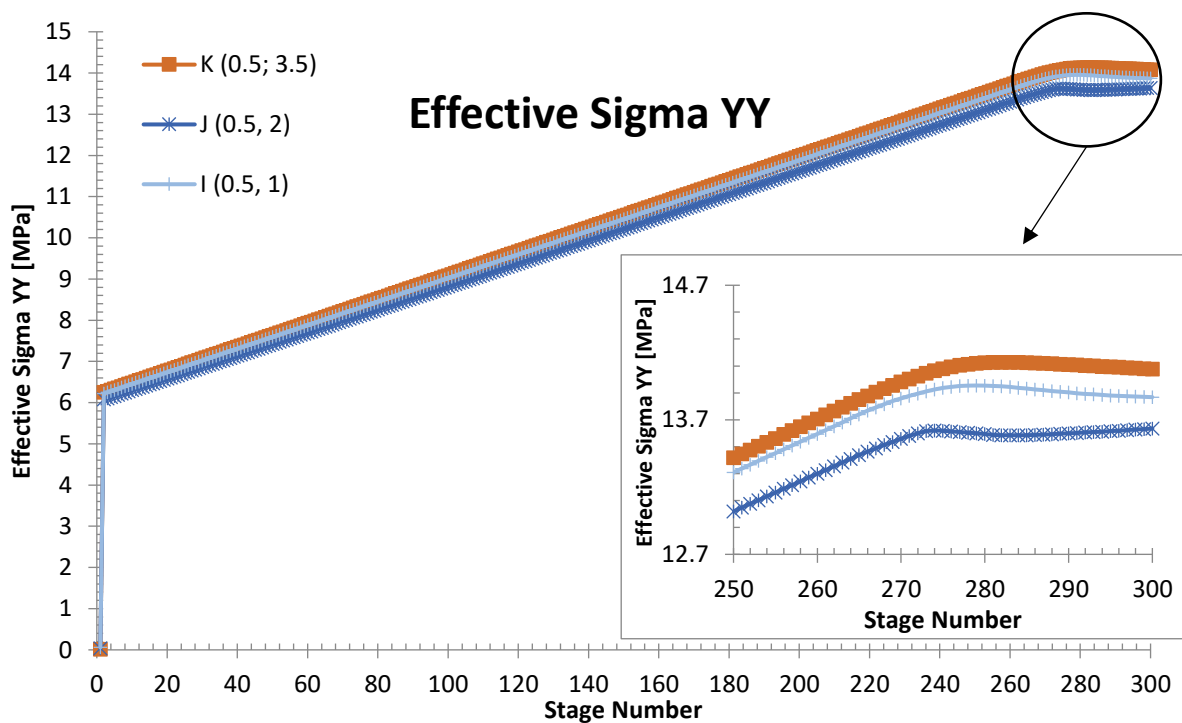


Figure B.9: Contraintes verticales en fonction des stages pour la simulation N°2 de la série A

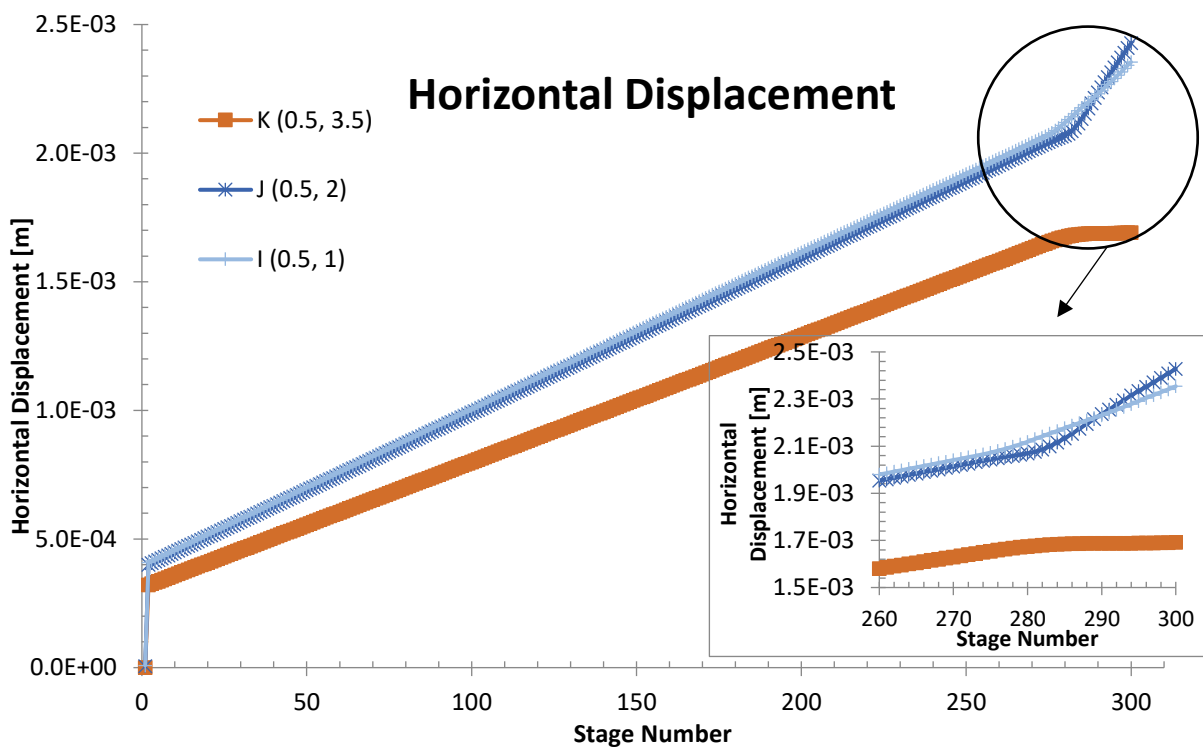


Figure B.10: Déplacement horizontal en fonction des stages pour la simulation N°1 de la série A

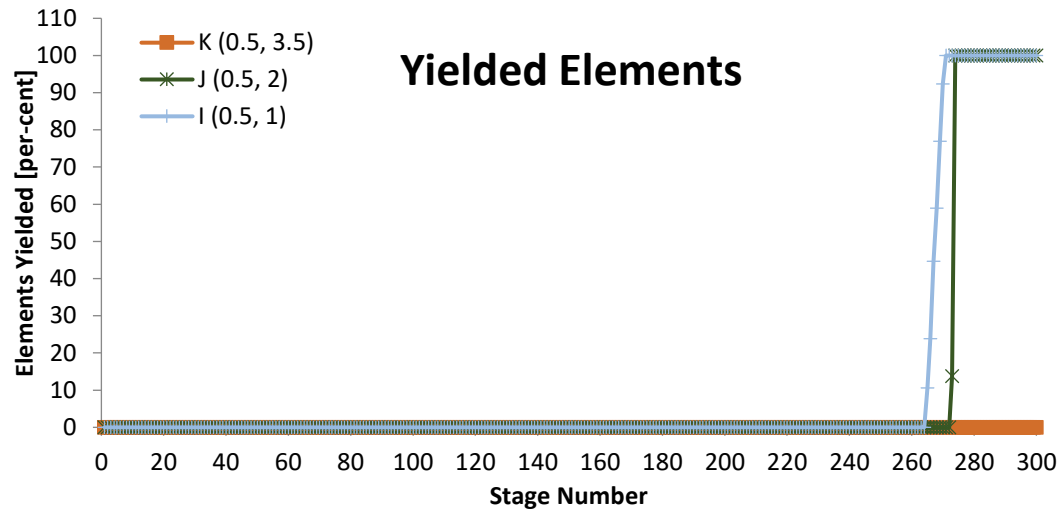


Figure B.11: État de plasticité en fonction des stages pour la simulation N°2 de la série A

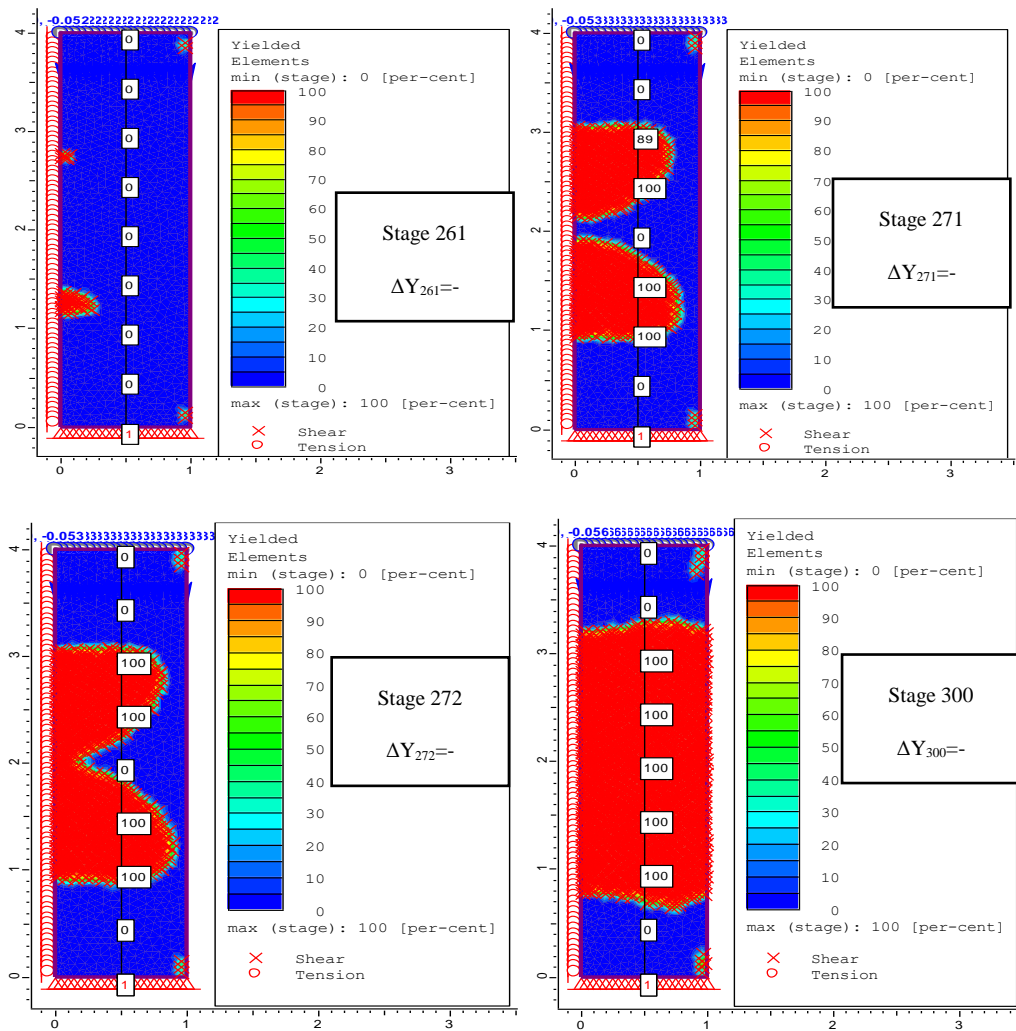


Figure B. 12: États de plasticité aux stages 261, 271, 272 et 300 de la simulation 2 de la série A

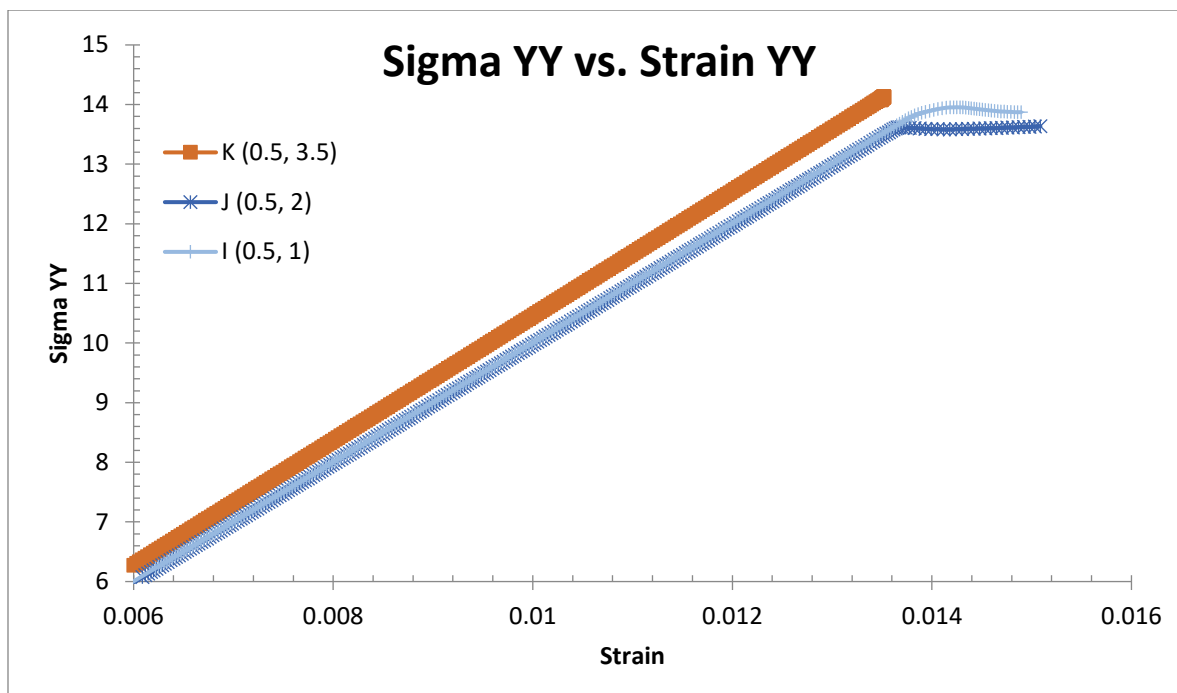


Figure B.13: Diagramme des contraintes verticales effectives en fonction de la déformation dans le matériau (Simulation N°2 de la Série A dans Tableau B.2)

B.2.1.3 Simulation N°3

Figure B.17, Figure B.15 et Figure B.16 montrent un changement de direction des courbes en I, J et K entre le stage 276 et 282. La superposition des zones de plasticité au stage 277 (Figure B.17) permet de considérer ce stage comme phase critique entre le comportement élastique et plastique du matériau. Une rupture peut être obtenue au à ce stage. La Figure B.18 présente montre un saut de la déformation lorsque la contrainte verticale atteint l'UCS de l'échantillon.

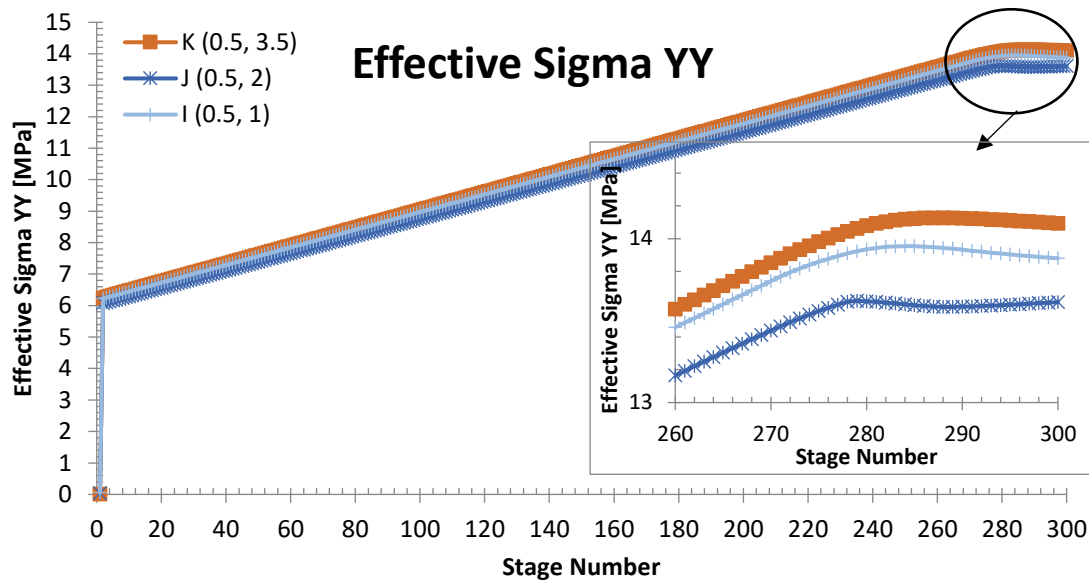


Figure B.14: Contraintes verticales en fonction des stages pour la simulation 3 de la série A

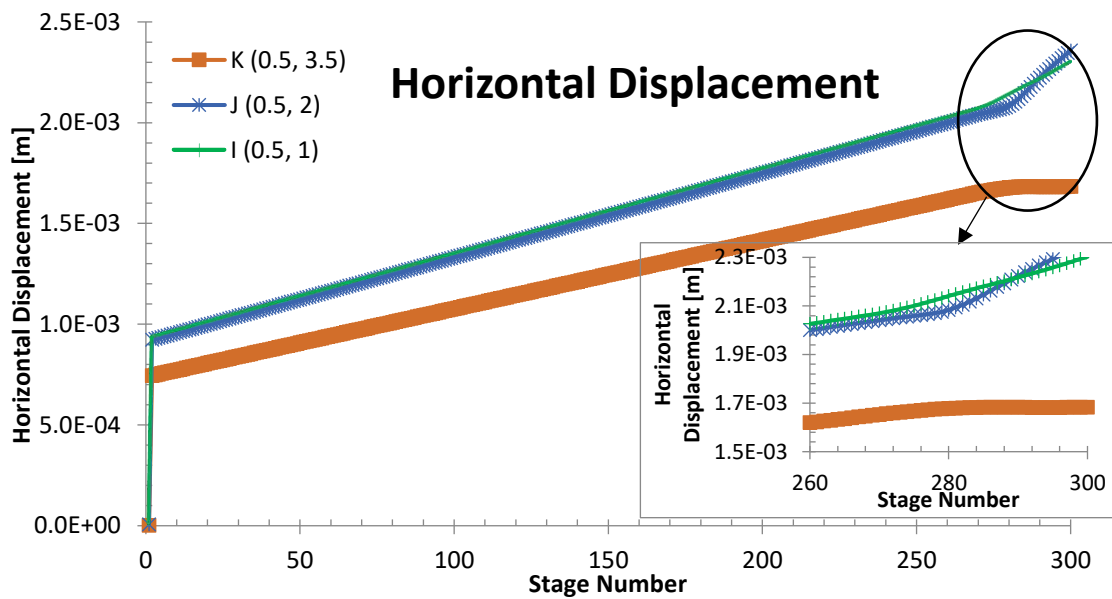


Figure B.15: Déplacements horizontaux en fonction des stages pour la simulation 3 de la série A

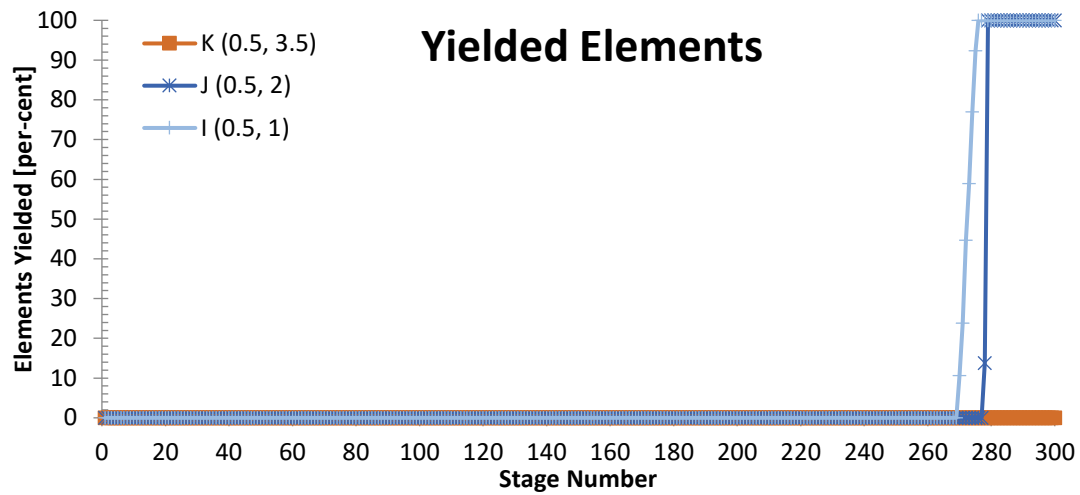


Figure B.16: État de plasticité en fonction des stages pour la simulation 3 de la série A

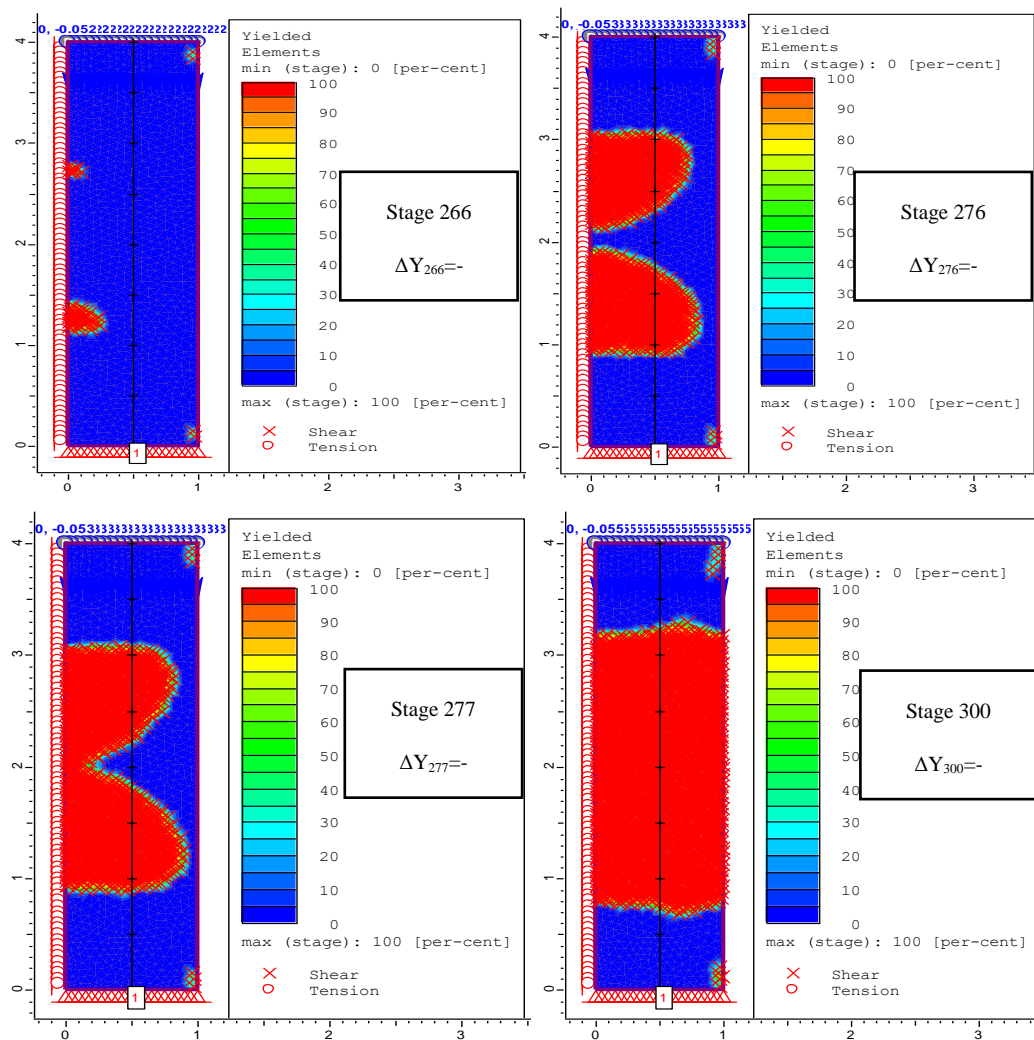


Figure B.17: État de plasticité aux stages 266, 276, 277 et 300 de la simulation 3 de la série A

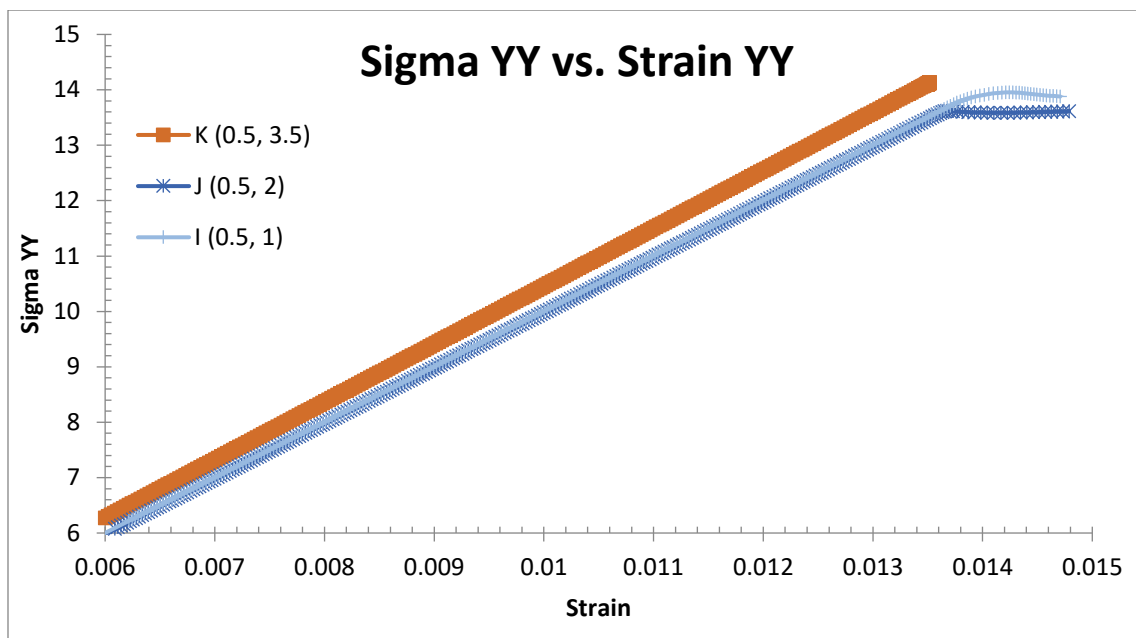


Figure B. 18: Diagramme des contraintes verticales effectives en fonction de la déformation dans le matériau (Simulation N°3 de la Série A dans Tableau B.2)

B.2.2 Série B

B.2.2.1 Simulation N°1

Figure B.19, Figure B.20 et Figure B.21 permettent d'observer le passage du comportement purement élastique à celui parfaitement plastique entre les stages 100 et 110. Le croisement des zones de plasticités au stage 106 (Figure B.22) permet de maintenir cette étape comme stage de rupture des matériaux sous l'effet de la compression axiale exercée. Figure B.23 montre un saut de la déformation du matériau lorsque la contrainte verticale exercée atteint l'UCS du matériau défini.

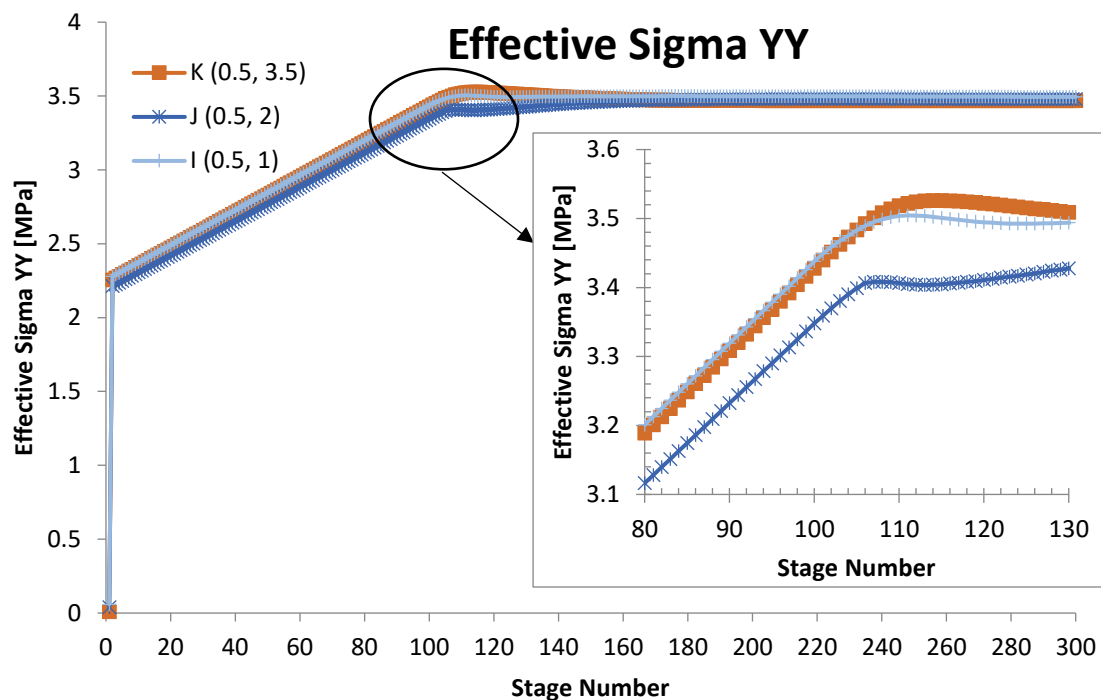


Figure B.19: Contraintes verticales en fonction des stages pour la simulation N°1 de la série B

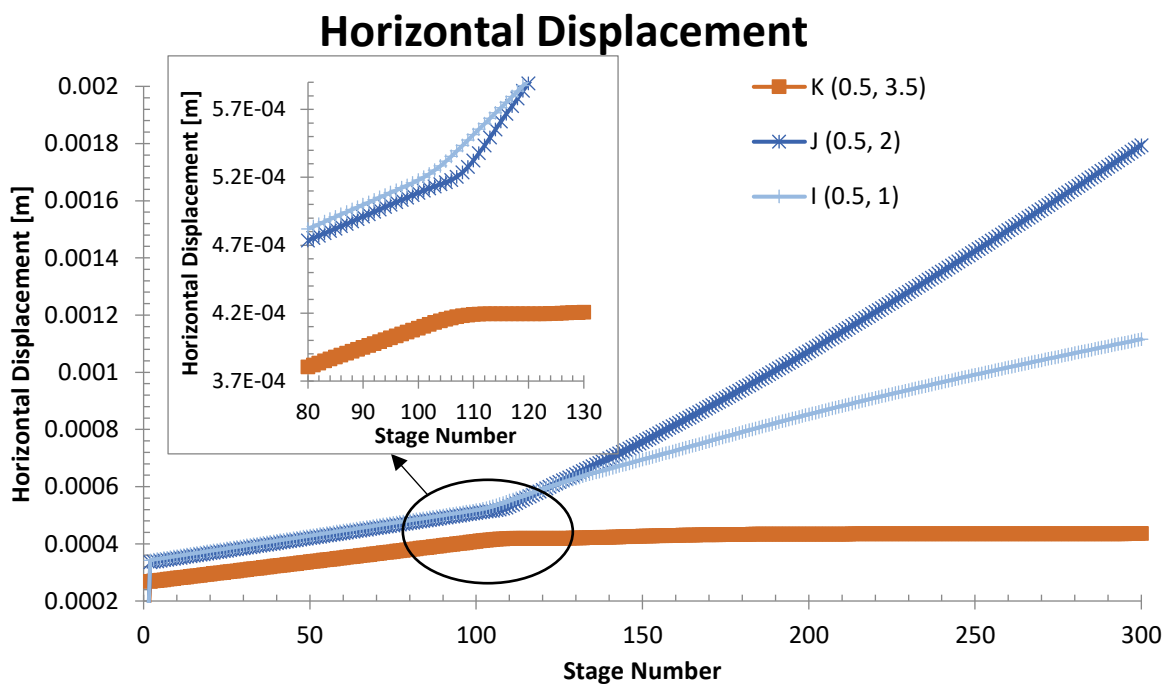


Figure B.20: Déplacements horizontaux en fonction des stages pour la simulation N°1 de la série

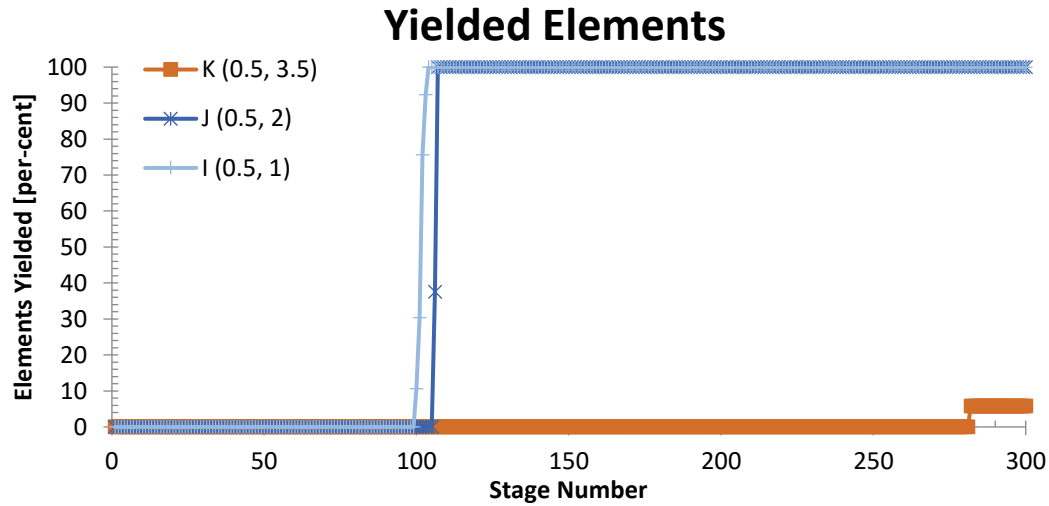


Figure B.21: État de plasticité en fonction des stages pour la simulation N°1 de la série B

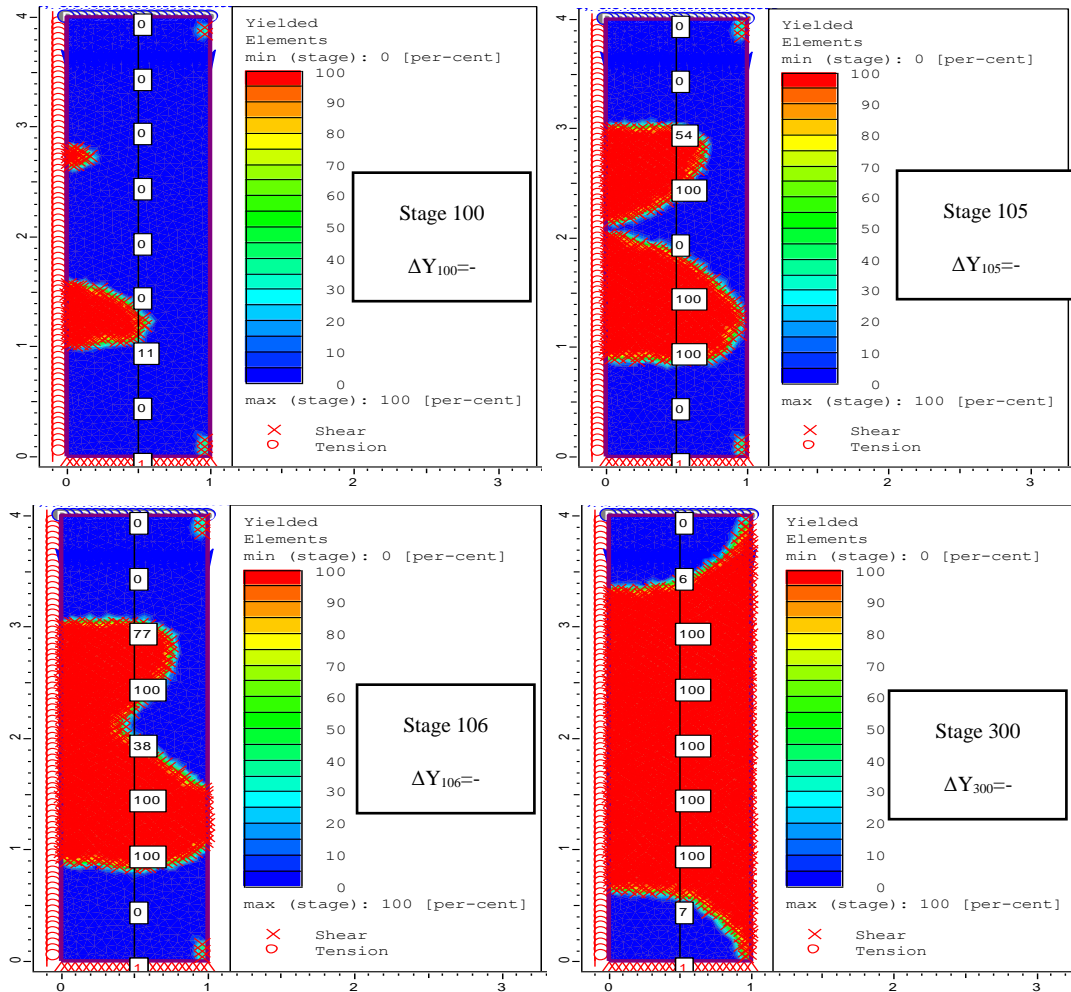


Figure B.22: État de plasticité aux stages 100, 105, 106 et 300 de la simulation N°1 de la série B

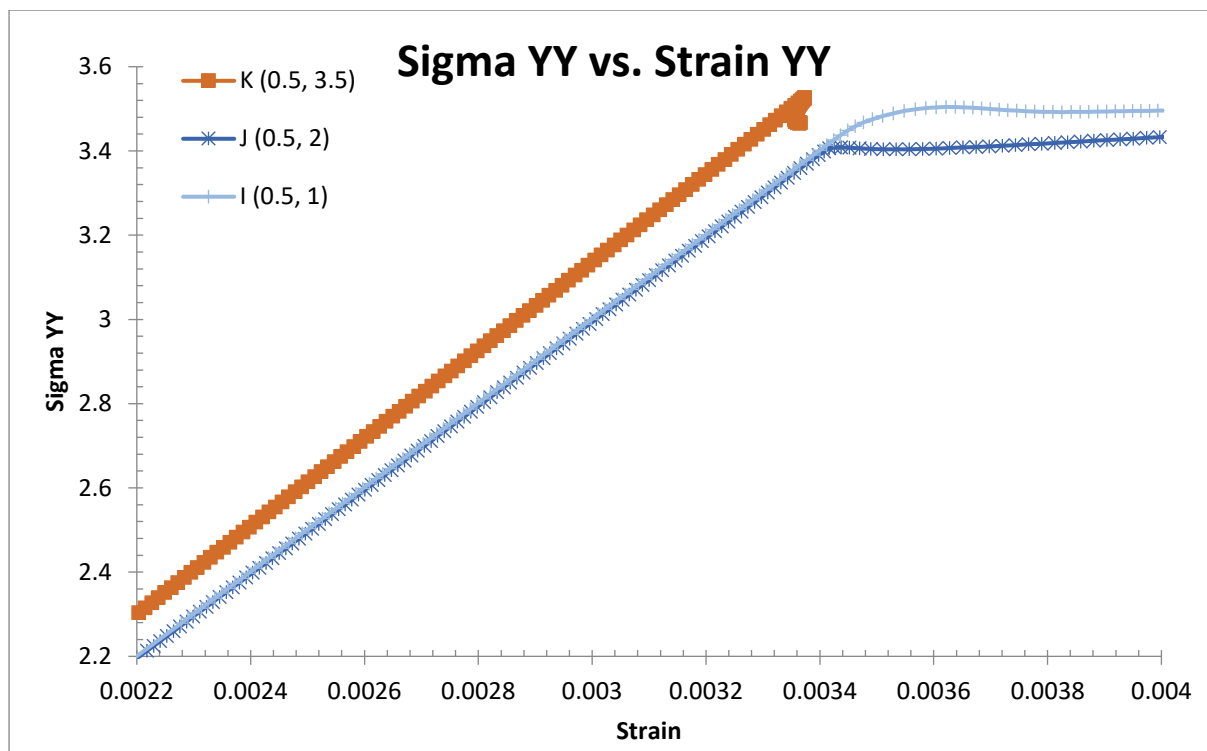


Figure B. 23: Diagramme des contraintes verticales effectives en fonction de la déformation dans le matériau (Simulation N°1 de la Série B dans Tableau B.2)

B.2.2.2 Simulation N°2

Figure B.24, Figure B.25 et Figure B.26 montrent un changement de comportement dans les matériaux entre le stage 110 et 116. La superposition des deux zones de plasticité en propagation permet au stage 113 (Figure B.27) permet de considérer ce dernier comme stage ultime de déformation au-delà duquel les matériaux adoptent un comportement parfaitement plastique. Ce stage désigne également la rupture du matériau. Figure B.28 présente la variation de la déformation en fonction de la contrainte verticale appliquée. On constate un saut de la déformation lorsque la contrainte verticale atteint l'UCS de l'échantillon. L'échantillon devient instable, il y a rupture.

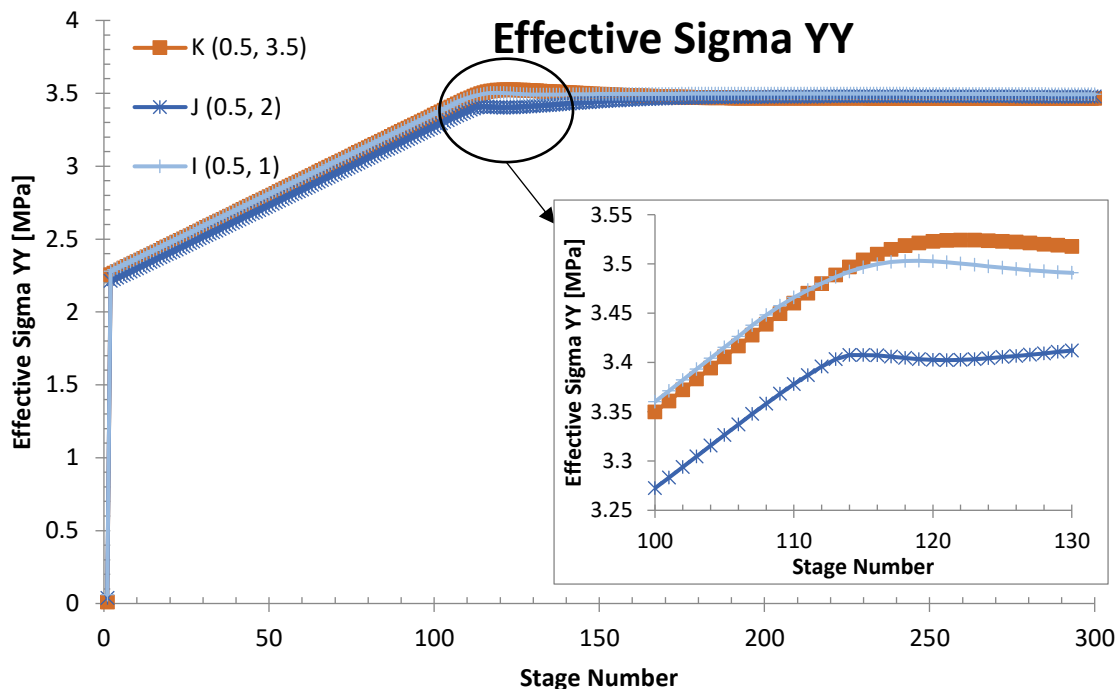


Figure B.24: Contraintes verticales en fonction des stages pour la simulation N°2 de la série B

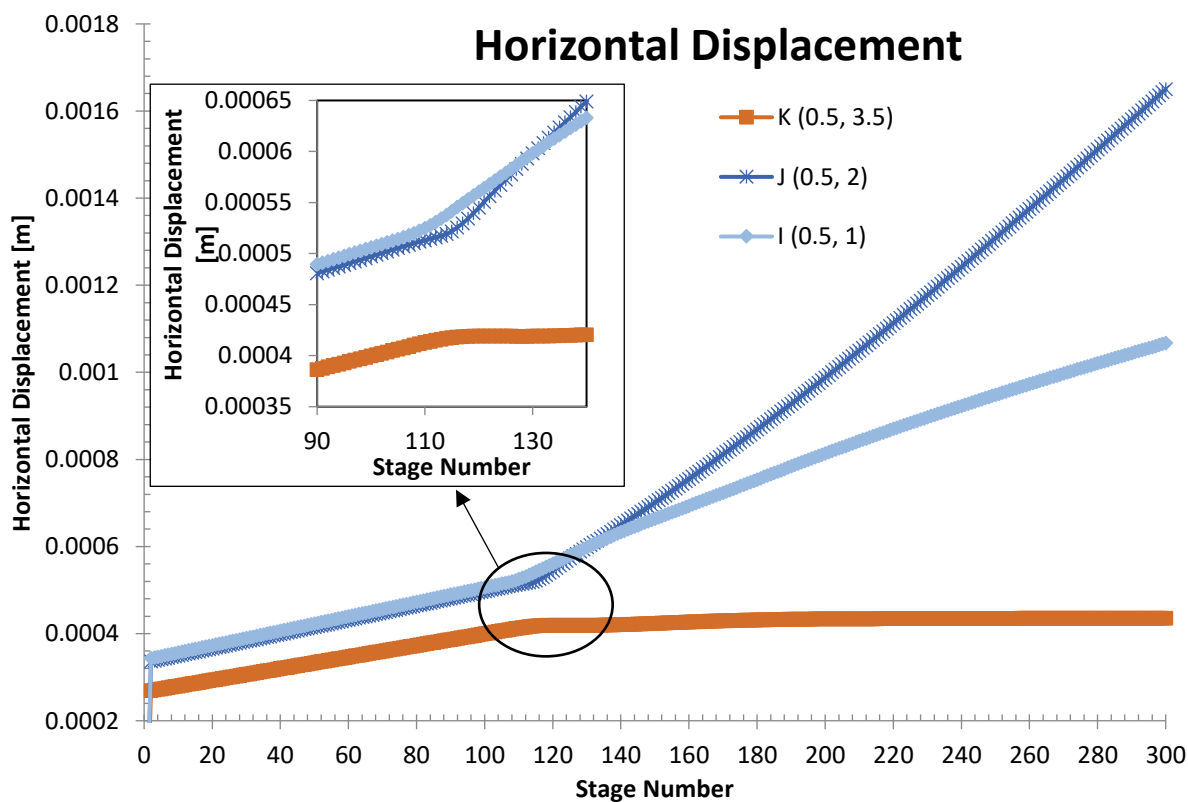


Figure B.25: Déplacements horizontaux en fonction des stages pour la simulation N°2 de la série

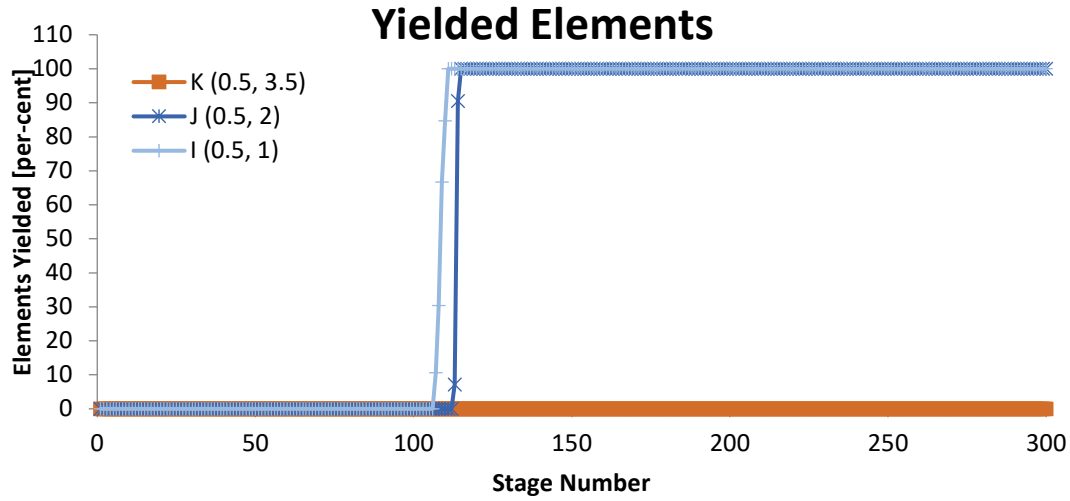


Figure B.26: État de plasticité en fonction des stages pour la simulation N°2 de la série B

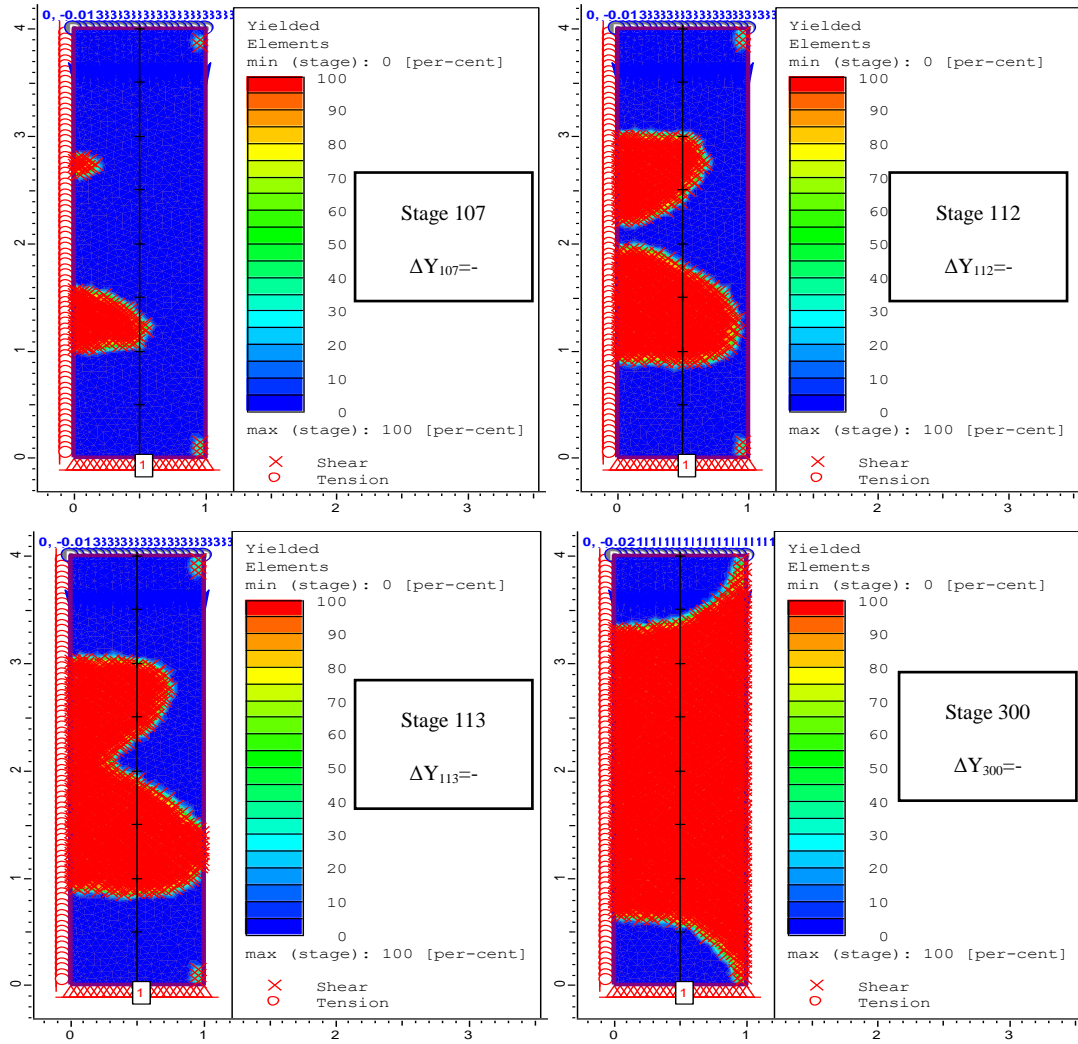


Figure B.27: État de plasticité aux stages 107, 112, 113 et 300 de la simulation N°2 de la série B

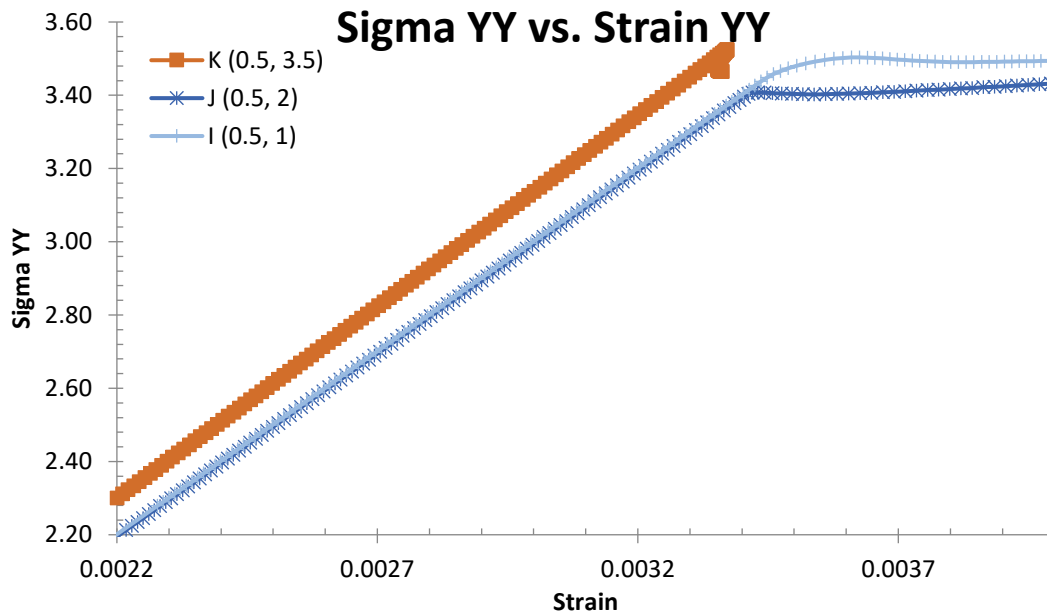


Figure B.28: Diagramme des contraintes verticales effectives en fonction de la déformation dans le matériau (Simulation N°2 de la Série B dans Tableau B.2)

B.2.2.3 Simulation N°3

Les courbes des contraintes, de plasticité et des déplacements horizontaux présentées respectivement dans Figure B.29, Figure B.30 et Figure B.31 changent de direction entre les stages 106 et 124. Ce changement traduit le passage des matériaux du comportement élastique linéaire à un comportement parfaitement plastique. A partir de la Figure B.32, la rencontre des zones de plasticité en propagation provenant de part et d'autre du milieu de la semelle au stage 119 permet d'attribuer à ce stage comme state ultime de changement de comportement des matériaux. Figure B.33 montre la rupture du matériau lorsque la contrainte verticale appliquée atteint l'UCS.

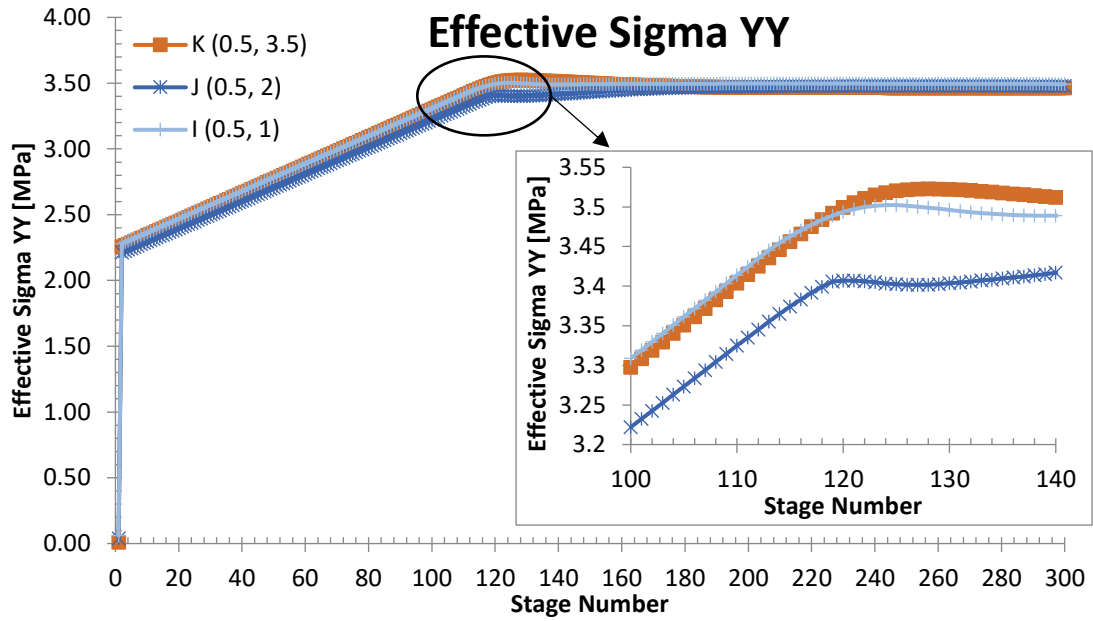


Figure B.29: Contraintes verticales en fonction des stages pour la simulation N°3 de la série B

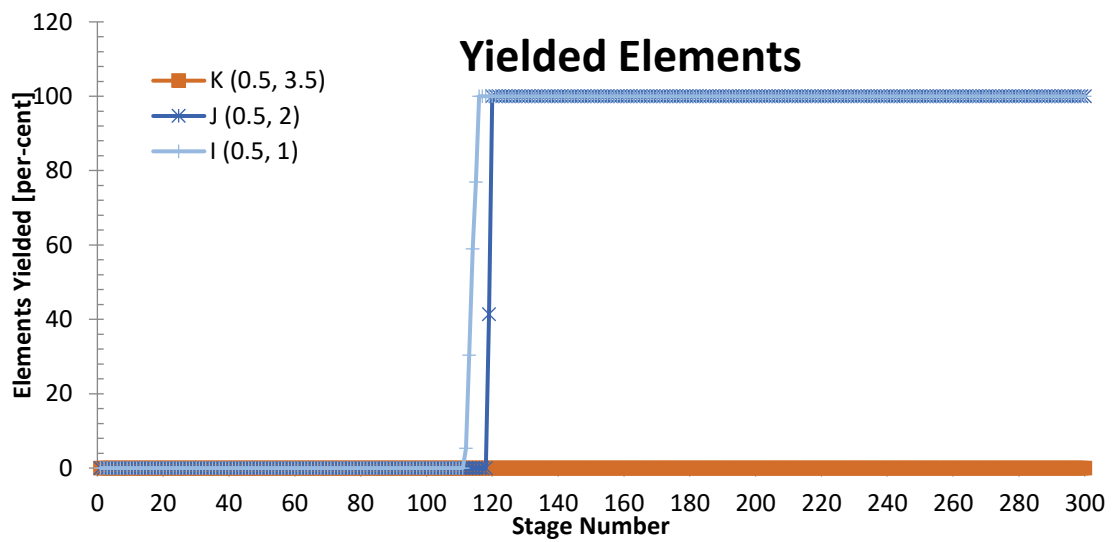


Figure B.30: État de plasticité en fonction des stages pour la simulation N°3 de la série B

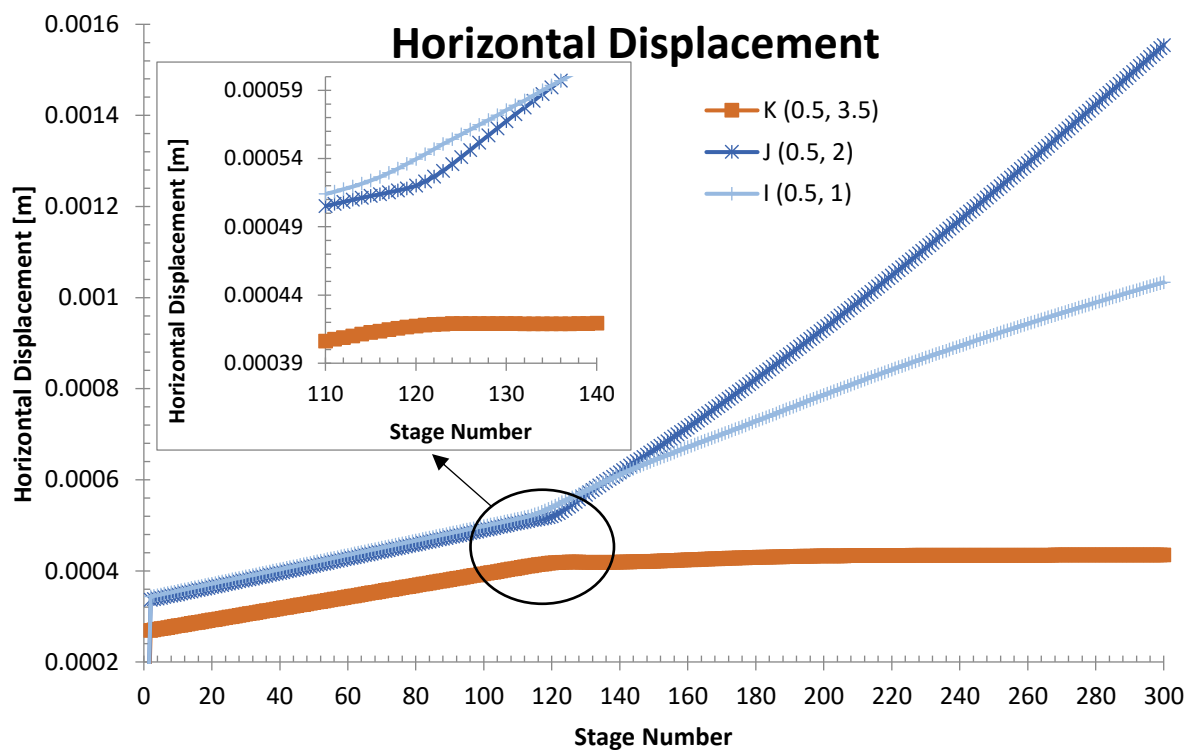


Figure B.31: Déplacements totaux en fonction des stages pour la simulation N°3 de la série B

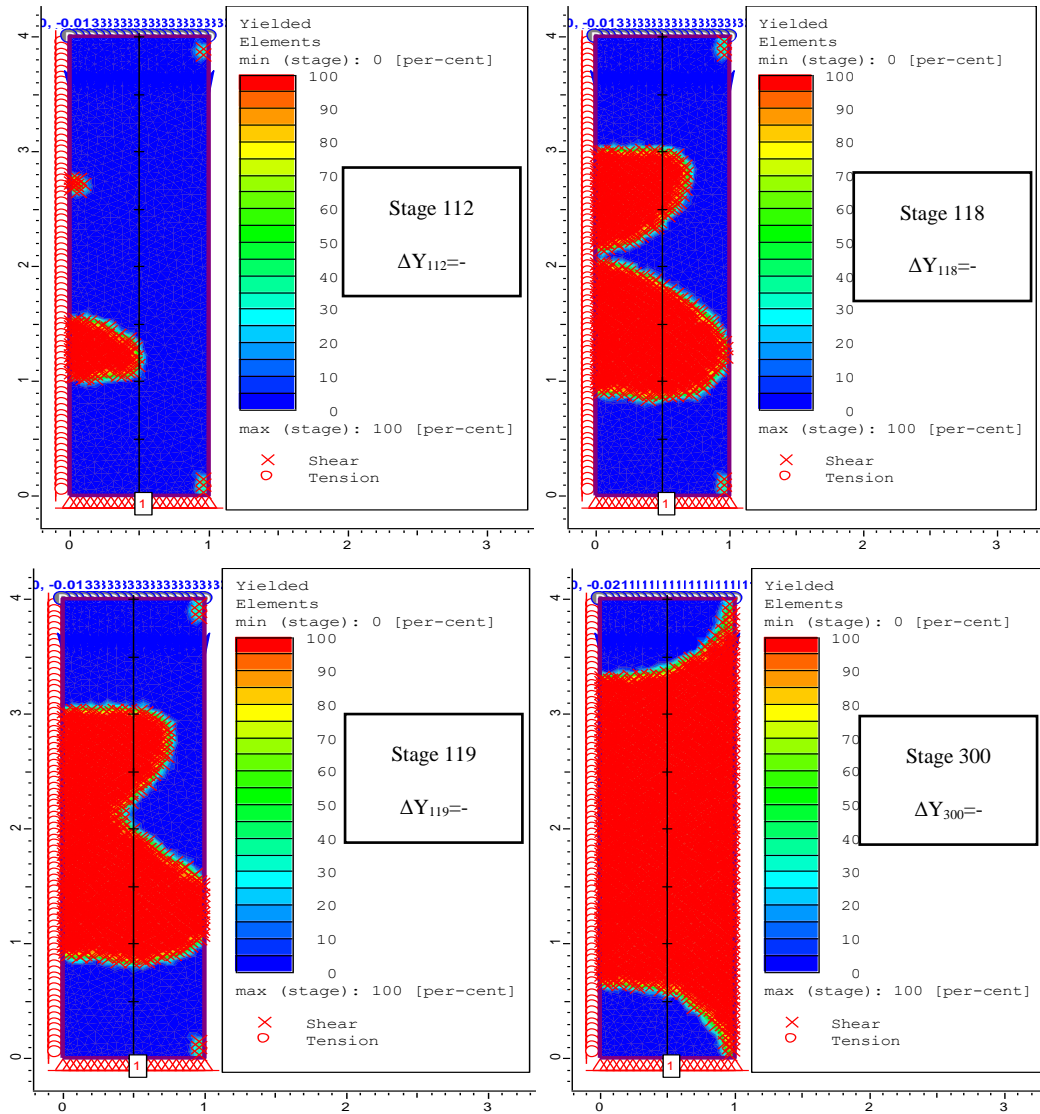


Figure B.32: État de plasticité aux stades 112, 118, 119 et 300 de la simulation N°3 de la série B

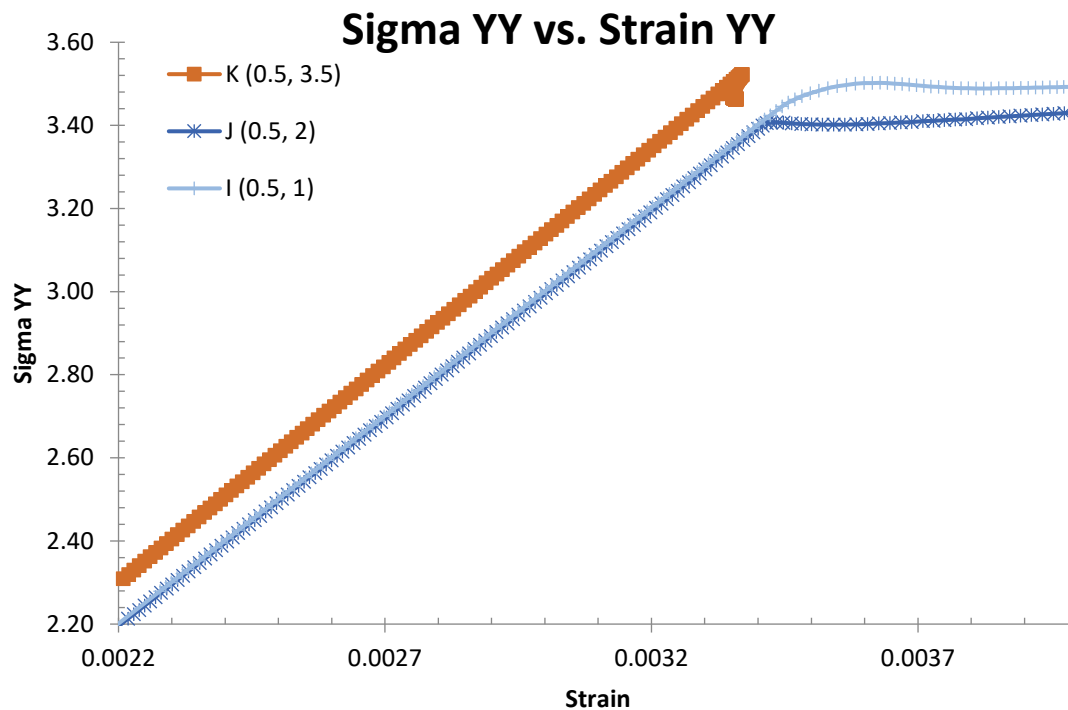


Figure B.33: Diagramme des contraintes verticales effectives en fonction de la déformation dans le matériau (Simulation N°3 de la Série B dans Tableau B.2)

B.3 Conclusion

L'essai de compression uniaxiale reproduit sur RS2 permet d'observer la variation des contraintes et des déplacements dans le matériau. Dans la phase élastique, les contraintes augmentent jusqu'à atteindre approximativement l'UCS estimé dans le Tableau B.1. Par la suite, les courbes des contraintes restent stationnaires, traduisant ainsi un comportement parfaitement plastique des matériaux. La rencontre des zones de plasticité initiées de part et d'autre du centre de l'éprouvette au stage de changement de comportement des matériaux permet de considérer ce phénomène comme indicateur de la rupture sous l'effet de la compression uniaxiale.

ANNEXE C RESULTATS COMPLEMENTAIRES À L'ARTICLE 1

Dans le chapitre 3, une analyse de stabilité est réalisée afin de donner une meilleure compréhension des mécanismes de rupture critique des semelles ainsi que des résistances minimales nécessaire pour une construction sécuritaire. Les mécanismes de rupture critiques sont identifiés à partir de plusieurs indicateurs de déformation ou de fragilisation des semelles pour des cohésions très faibles, en dessous desquelles on atteint la non-convergence numérique des modèles. A ce stade, les semelles sont non sécuritaires et présentent de risques élevés de rupture en tout temps. Pour une conception sécuritaire, un second concept est abordé : l'état de stabilité critique permettant d'obtenir la résistance minimale de design.

En effet, une résistance trop élevée n'est pas idéale compte tenu des dépenses excédentaires inutiles en liant ou en matériels de renforcement. Cependant, il est non admissible de sous-estimer la résistance des structures (ou la quantité de liant) au risque d'avoir des instabilités pouvant engendrer des dégâts importants tant humains que matériels.

La réduction progressive de la cohésion à partir de valeurs très élevées, pour lesquelles les semelles sont très compétentes et sécuritaires permet à partir de certaines valeurs de cohésion plus faibles, d'observer une fragilisation de la structure. Cette fragilisation se traduit par l'augmentation de la déformation (déplacements) mais aussi par l'accroissement de la plasticité dans la structure.

Contrairement au domaine du génie civil, disposant de plusieurs normes sur des paramètres tels que les déformations admissibles, le domaine minier ne dispose pas de norme permettant d'identifier une valeur particulière de déformation admissible pour les semelles. Cela peut s'expliquer par la complexité des structures construites et de l'environnement de travail, la variabilité très élevée des caractéristiques des matériaux. Par exemple, les remblais utilisés pour la conception des semelles dans deux mines différentes peuvent avoir de nombreuses différences du point de vue de la composition (pourcentage de liant, de solide ou d'eau, granulométrie) mais aussi des différences importantes du point de vue géochimique et de la minéralogique. Il est difficile dans ces conditions de fixer une norme générale pour toutes les structures à base de remblai. Cependant, il est possible d'anticiper l'instabilité des structures lorsque les déformations commencent à être très élevées pour de faibles réductions de la cohésion. L'intervalle dans lequel

la déformation (déplacement) dans la structure commence à devenir très importante est désigné par l'expression “ zone critique”.

D'un autre côté, il est clair qu'une structure souterraine peut présenter des signes de fragilisation mineurs sans que cela soit absolument destructeur (déstabilisateur) pour l'ensemble de la structure. Toutefois, certaines fragilisations à des endroits critiques (exemple : traction au centre de la base des semelles de grandes portées) ou en des ampleurs critiques peuvent conduire à une instabilité générale de toute la structure.

Les indicateurs de plasticité (cisaillement et traction) se propagent différemment dans les structures, selon le mode de rupture critique. La figure C.1 présente les caractéristiques typiques de quelques principaux modes de rupture des semelles en remblai cimenté. Sur cette figure, L (m) et d (m) représentent respectivement la portée et l'épaisseur des semelles, W (kPa) représente la charge verticale due au poids propre de la semelle, σ_v et σ_c représentent respectivement la contrainte verticale (surcharge) au-dessus de la semelle et la contrainte de confinement latérale liée à la convergence des parois rocheuses.

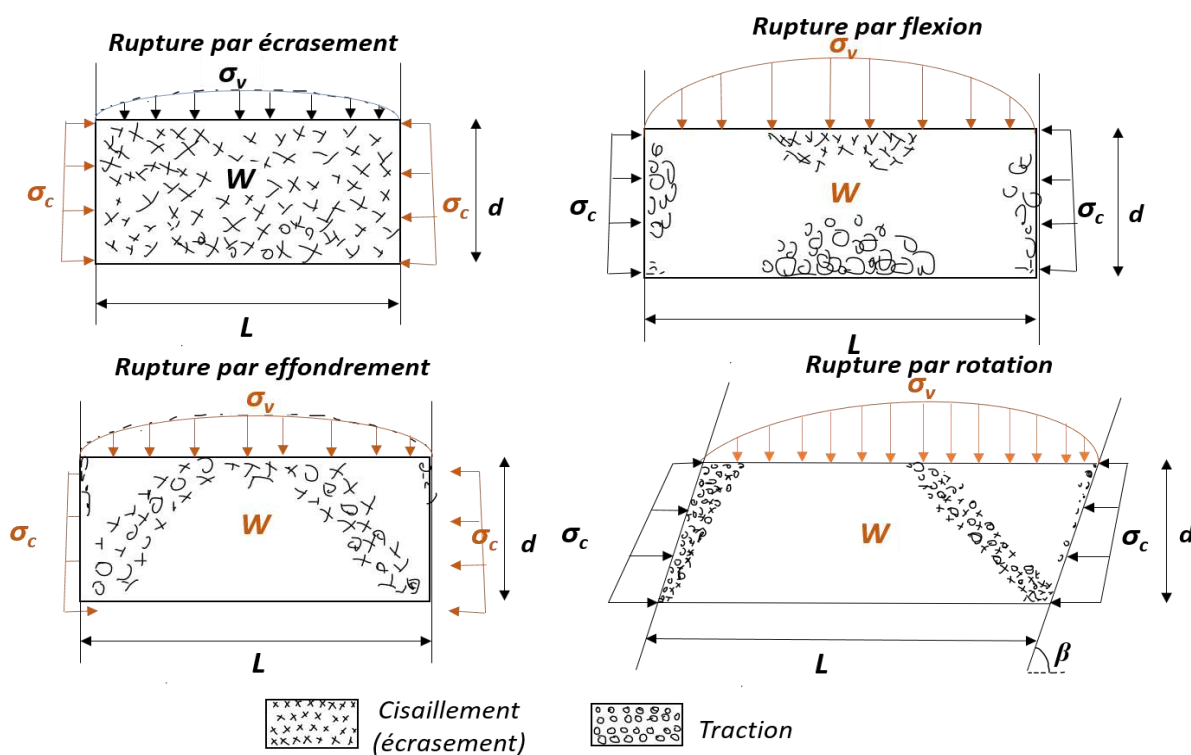






Figure C.1: Modes de rupture critiques des semelles en remblai cimenté

Dans le cas particulier de la rupture critique par écrasement, le cisaillement se propage progressivement depuis les coins inférieurs aux extrémités de la semelle vers le centre. Pour de faibles écrasements aux coins inférieurs, la structure peut être considérée stable et toujours sécuritaire. Cependant, lorsque le cisaillement est présent dans toute la structure, cette dernière peut être considérée non sécuritaire voir instable. L'état de plasticité critique doit être identifié entre ces deux phases. Pour ce faire, l'annexe B indique que la rupture par écrasement devient critique lorsque les zones de cisaillement se joignent au centre de la structure (semelle). Une présentation plus détaillée de ce mode de rupture est présentée plus bas.

Pour réduire la subjectivité dans l'identification de la résistance minimale de design, les deux critères (déplacement et état de plasticité) seront combinés.

C.1 Identification des différents mécanismes de rupture dans RS2

L'identification des mécanismes de rupture critiques se fait par combinaison et analyse de plusieurs paramètres disponibles dans RS2 lorsque la cohésion des structures (semelles) est très faible. Ces paramètres sont :

- l'état de plasticité (« yield state » en anglais) et la distribution des éléments de plasticité dans la semelle ;
- les valeurs des déplacements totaux, horizontaux et verticaux;
- les vecteurs de déformation dans la semelle ;
- les isocontours des déplacements;
- la trajectoire des contraintes principales dans la semelle ;
- la déformation du maillage dans les matériaux ;
- la distribution des déformations plastiques dans la semelle;
- le facteur de sécurité dans la semelle (Strength Factor).

Un modèle spécifique de semelle sera considéré pour chacun des mécanismes de rupture critiques identifiés dans le chapitre 3. Les paramètres géomécaniques utilisés sont des valeurs typiques des géomatériaux tirées de la littérature (p. ex., Sobhi et Li 2017; Pagé et al. 2019)

C.1.1 Rupture par écrasement

La rupture par écrasement est due aux contraintes de confinement (horizontales) très élevées exercées sur la semelle à la suite de la convergence des épontes rocheuses. Cette convergence dépend de plusieurs paramètres tels que la rigidité des roches, la hauteur de l'excavation ou la profondeur du chantier. Le cisaillement apparaît ainsi lorsque la résistance en compression de la semelle est inférieure à la contrainte de convergence exercée par la roche.

La figure C.1 présente le modèle 1 de semelle utilisé comme exemple pour présenter la rupture critique par écrasement. La semelle est située à une profondeur de $z = 300$ m avec une portée $W = 6$ m, une épaisseur $e_s = 3$ m, une cohésion $c_s = 0.1$ MPa, une résistance en traction $\sigma_t = 0.0346$ MPa, un module de Young $E_s = 1$ GPa. L'excavation du chantier sous-jacent est réalisée en 6 couches d'environ 1.7 m d'épaisseur. Les remblais sont homogènes, isotropes, élastoplastiques et obéissent au critère de Mohr-Coulomb tandis que la roche est considérée homogène, isotrope et élastoplastique obéissant au critère de Hoek-Brown. Les paramètres géomécaniques du remblai non cimenté et des roches sont présentées à la section 3.2.1 (Chapitre 3- Article 1).

L'état de plasticité dans figure C.2a à C.2c indique une prédominance de l'écrasement dans la semelle. De plus, les déplacements horizontaux sont plus importants que les déplacements verticaux.

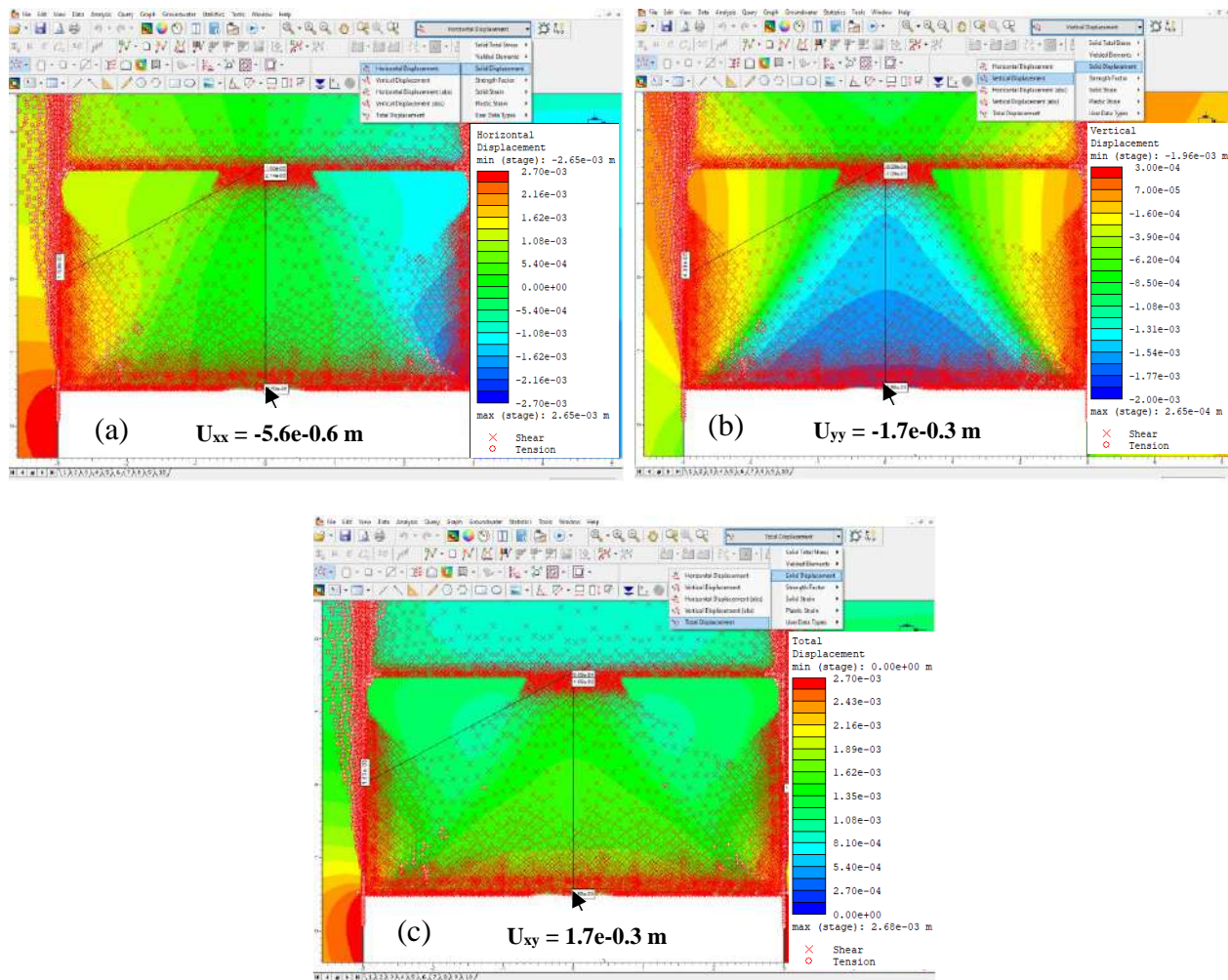


Figure C.2 : États de plasticité et déplacements (a) horizontal, (b) vertical et (c) total dans une semelle en remblai cimenté excavée à la base en 6 couches d'épaisseur $H' = 1.7 \text{ m}$ avec $z = 300 \text{ m}$, $W = 6 \text{ m}$, $e_s = 3 \text{ m}$, $H_t = 23 \text{ m}$ (Cas 5, Tableau 3.1)

La figure C.3 montre la trajectoire des contraintes principales dans la semelle après la première excavation d'environ 1.7 m d'épaisseur dans le chantier sous-jacent. On constate une distribution quasi horizontale des contraintes principales dans la semelle, cela traduit la prédominance des contraintes horizontales liées à la convergence par rapport aux contraintes verticales liées à la charge verticale (poids propre de la semelle + poids du remblai non cimenté). Le mode de rupture critique dans ces conditions est l'écrasement par la convergence des épontes rocheuses.

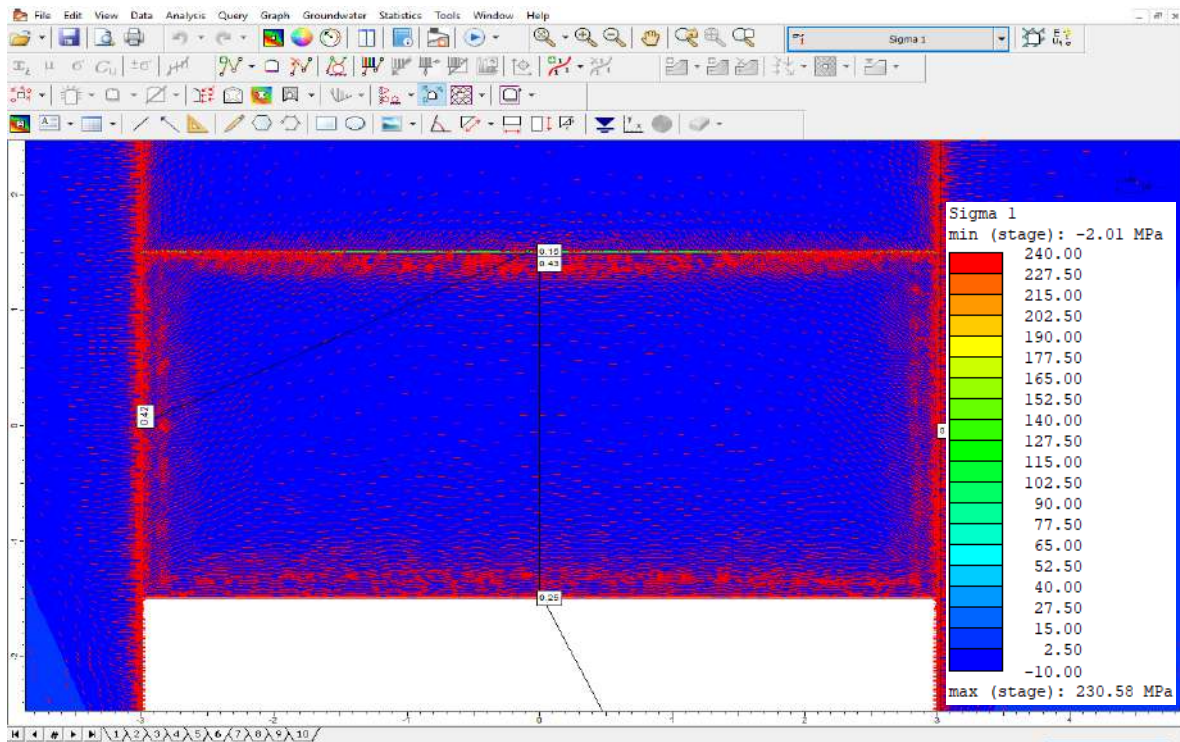


Figure C.3: Trajectoire des contraintes principales dans une semelle en remblai cimenté excavée à la base en 6 couches d'épaisseur $H' = 1.7$ m avec $z = 300$ m, $W = 6$ m, $e_s = 3$ m, $H_t = 23$ m (Cas 5, Tableau 3.1)

Les vecteurs de déformation présentés à la figure C.4 montrent une convergence des parois dans la direction de la semelle. Cela explique également l'écrasement dû à la contrainte de compression entraînée par la convergence des épontes.

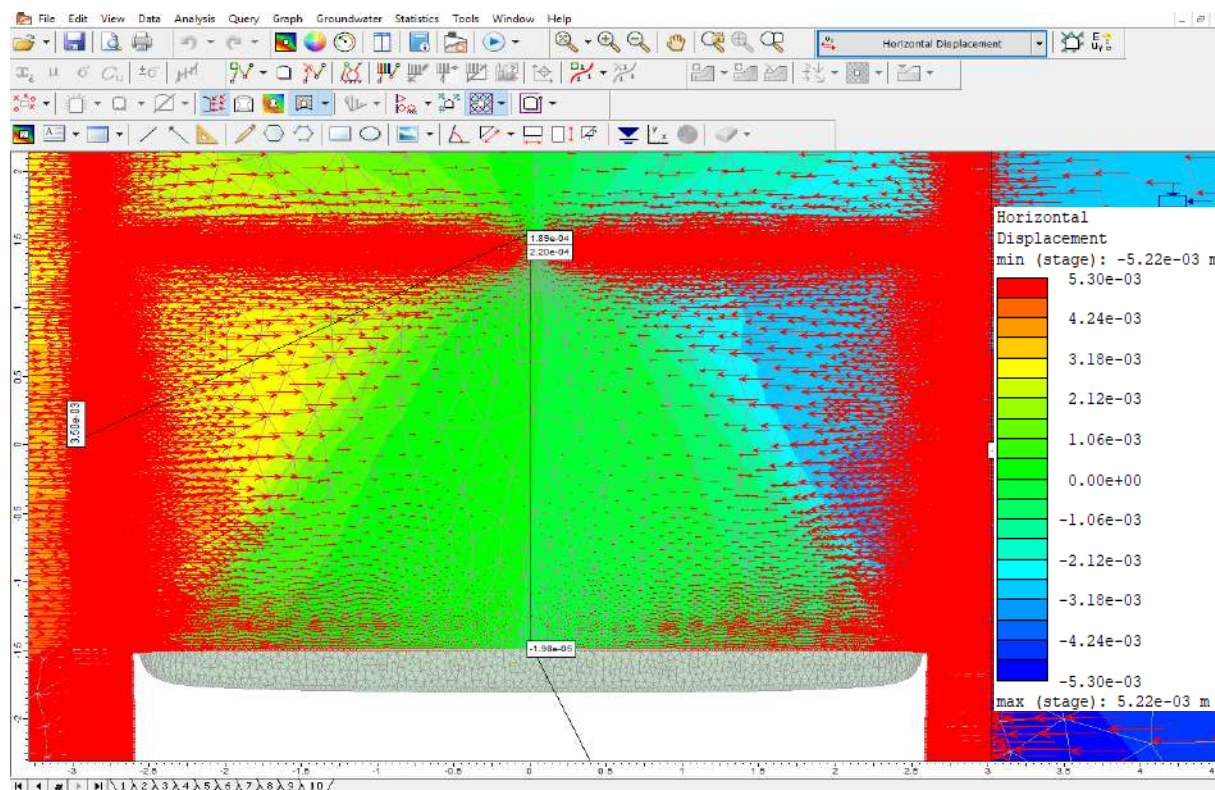


Figure C.4: Vecteurs de déformation dans la semelle en remblai cimenté du Modèle 1 (Cas 5, Tableau 3.1)

La combinaison des résultats obtenus dans les figures C.2 à C.4 montre que l'écrasement est un mode de rupture critique identifiable à partir de plusieurs paramètres disponibles dans RS2.

C.1.2 Rupture par effondrement

L'effondrement est un mode de rupture critique des semelles obtenu lorsque l'épaisseur des semelles est très élevée, ou lorsque la résistance en traction est faible pour une résistance élevée à l'interface semelle-roche. Elle est simultanément due à l'effet de la convergence et de la charge verticale. La surface de rupture peut être circulaire (Mitchell 1991) ou sous forme d'un bloc trapézoïdal (Oulbacha 2014).

Le modèle 2 utilisé pour montrer les différentes caractéristiques d'une rupture par traction est situé à une profondeur $z = 300$ m avec $W = 8$ m, $e_s = 3$ m, $H' = 2$ m et $c_s = 0.14$ MPa. Les caractéristiques

géomécaniques supplémentaires des matériaux (remblais, roches) sont présentées dans le Tableau 3.1 (Cas 2 et 5, Tableau 3.1).

La figure C.5 montre un écrasement suivi d'une traction le long de deux lignes inclinées joignant le centre supérieur de la semelle aux deux coins inférieurs au niveau des interfaces semelle-roches. L'écrasement est dû aux contraintes de compression latérales tandis que la traction qui indique un détachement du bloc dû à la charge verticale (incluant le poids propre de la semelle et le poids du remblai non cimenté). Au centre de la semelle, on observe un bloc intact et instable caractérisant la rupture par effondrement. A noter que ce logiciel ne permet pas d'observer le détachement ou l'étirement du matériau sous traction.

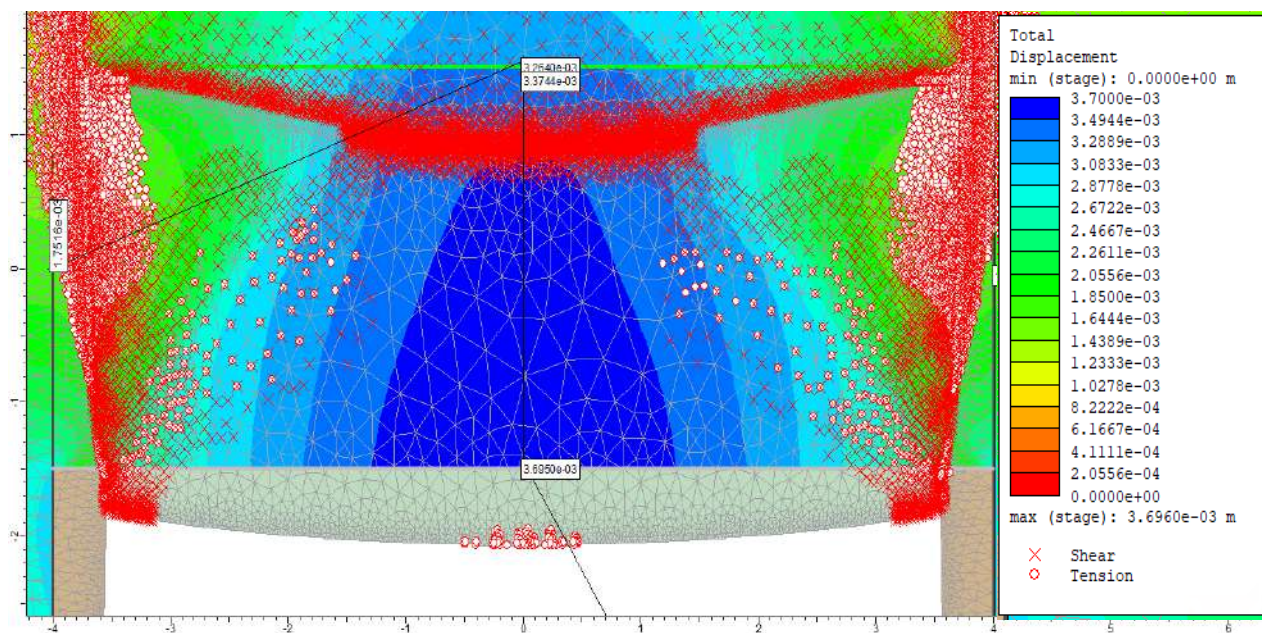


Figure C.5: États des déformations et de la plasticité dans le modèle 2 pour une rupture critique par effondrement avec $c_s = 0.14$ MPa, $z = 300$ m, $W = 8$ m, $e_s = 3$ m, $H' = 2$ m (Cas 2 et 5, Tableau 3.1)

La figure C.6 montre la trajectoire des contraintes principales. On observe une distribution horizontale dans la zone des grands déplacements 'zone en bleue' tandis que dans la zone où les déplacements sont moins importants, la trajectoire des contraintes principales est inclinée. Cela explique l'effet de la convergence sur l'écrasement observé le long de la ligne de rupture.

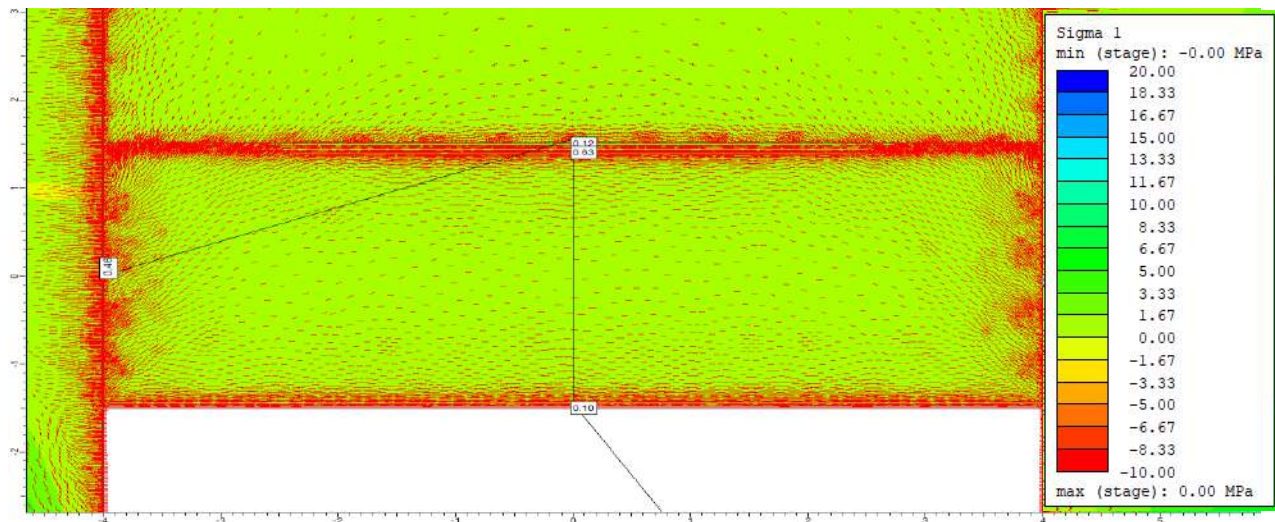


Figure C.6: Trajectoire des contraintes principales dans le modèle 2 pour une rupture critique par effondrement avec $c_s = 0.14$ MPa, $z = 300$ m, $W = 8$ m, $e_s = 3$ m, $H' = 2$ m (Cas 2 et 5, Tableau 3.1)

La figure C.7 montre les zones de faiblesse dans la structure ayant le plus faible facteur de sécurité. On remarque que ces zones (potentiellement instables) se trouvent le long des axes de traction et de cisaillement présentés dans la figure C.4. Ceci confirme de plus que la rupture obtenue est l'effondrement caractérisée par le détachement d'un bloc trapézoïdal.

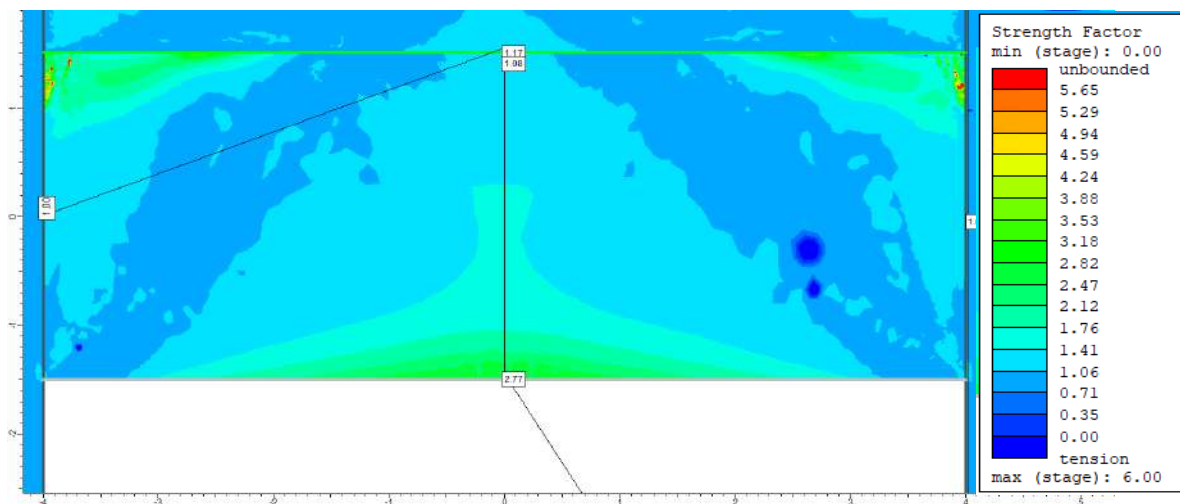


Figure C.7. Facteur de sécurité dans le modèle 2 pour une rupture critique par effondrement avec $c_s = 0.14$ MPa, $z = 300$ m, $W = 8$ m, $e_s = 3$ m, $H' = 2$ m (Cas 2 et 5, Tableau 3.1)

La figure C.8 montre la distribution des déformations principales majeures dans la semelle. Cette distribution suit les lignes d'écrasement et de traction présentées dans la figure C.5. Cela soutient de plus la rupture critique par effondrement obtenue dans ce modèle de semelle en remblai cimenté.

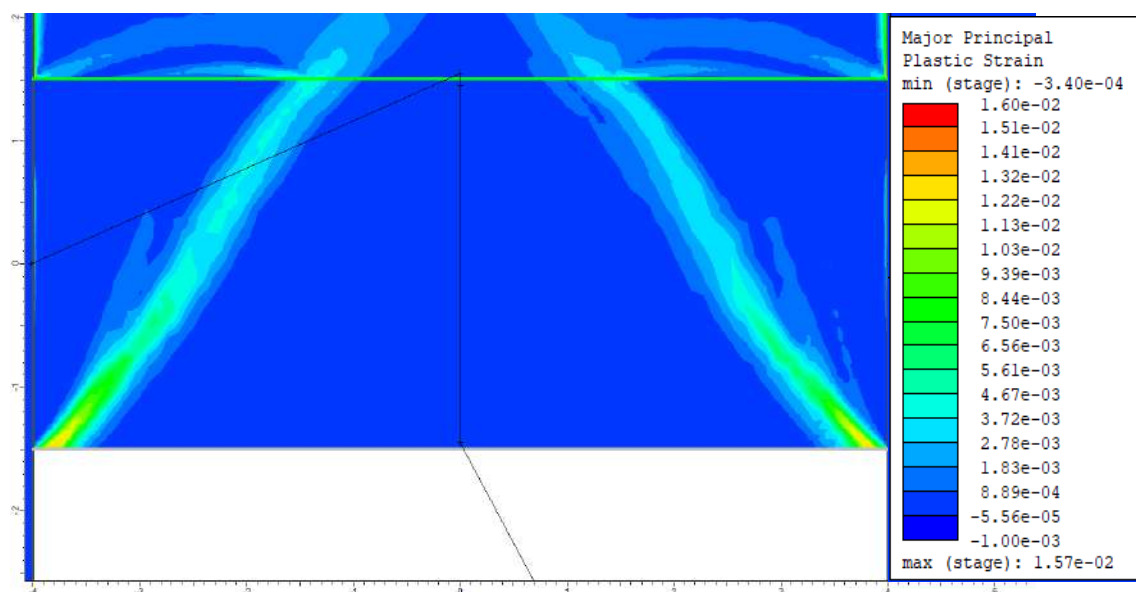


Figure C.8: Distribution de la déformation plastique majeure dans le modèle 2 pour une rupture critique par effondrement avec $c_s = 0.14$ MPa, $z = 300$ m, $W = 8$ m, $e_s = 3$ m, $H' = 2$ m (Cas 2 5, Tableau 3.1)

A partir des figures C.5 à C.8, on identifie l'effondrement comme mode de rupture critique du modèle 2.

C.1.3 Rupture par flexion

La flexion est un mode de rupture dû à la charge verticale agissant sur semelle de faible épaisseur par rapport à sa portée. Cette charge verticale inclut le poids propre de la semelle et le poids du remblai non cimenté. Une charge verticale trop élevée provoque une importante traction au centre de la base de la semelle, ce qui mène par la suite à l'instabilité de la structure.

Pour illustrer ce mode de rupture, le modèle 3 a été choisi. Ce modèle est situé à une profondeur $z = 300$ m avec $W = 12$ m, $H' = 2.5$ m, $e_s = 3$ m, $c_s = 0.27$ MPa. Les informations supplémentaires sur les propriétés géomécaniques des matériaux (remblais, roches) sont présentées dans le Tableau 3.1.

La figure C.9 montre l'apparition de la traction à la base du modèle 3 dès après l'excavation de la première couche de 2.5 m d'épaisseur à la base de la semelle. L'intensité de la traction devient plus importante après l'excavation des autres couches à la base. La traction à la base et le long des côtés latéraux de la semelle combinée à l'écrasement au centre de la partie supérieure de la semelle indique clairement une rupture critique par flexion. A cela s'ajoute l'apparition de la plus importante déformation au centre de la semelle. Contrairement au cas du modèle 2 où la distribution des déplacements avait l'allure d'un triangle, cette figure-ci montre une distribution presque rectangulaire, dénotant cette déflexion ciblée et importante au centre de la semelle. De plus, on observe une déformation plus importante du maillage au centre de la base de la semelle.

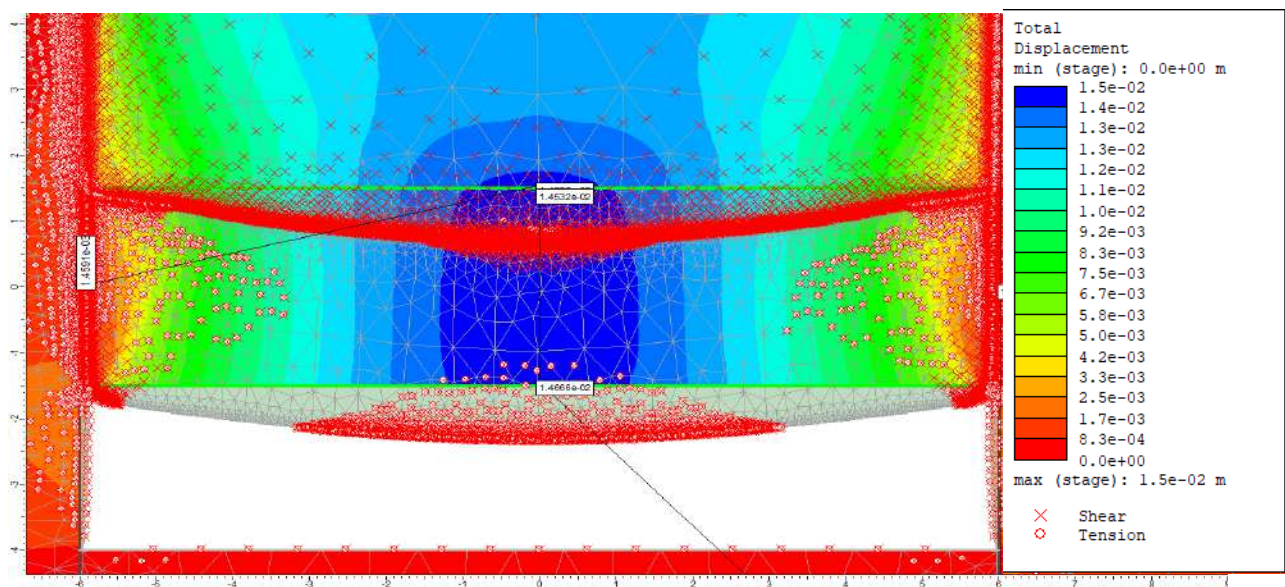


Figure C.9: Répartition des éléments de plasticité et déformation du maillage dans le modèle 3 pour une rupture critique par flexion avec $c_s = 0.27$ MPa, $z = 300$ m, $W = 12$ m, $e_s = 3$ m, $H' = 2.5$ m (Cas 2 5, Tableau 3.1)

La figure C.10 illustre explicitement le sens des déformations horizontales dans la semelle. On observe une convergence dans la partie supérieure tandis que la base est soumise à une déformation par traction. Cela indique une rupture critique de la semelle par flexion.

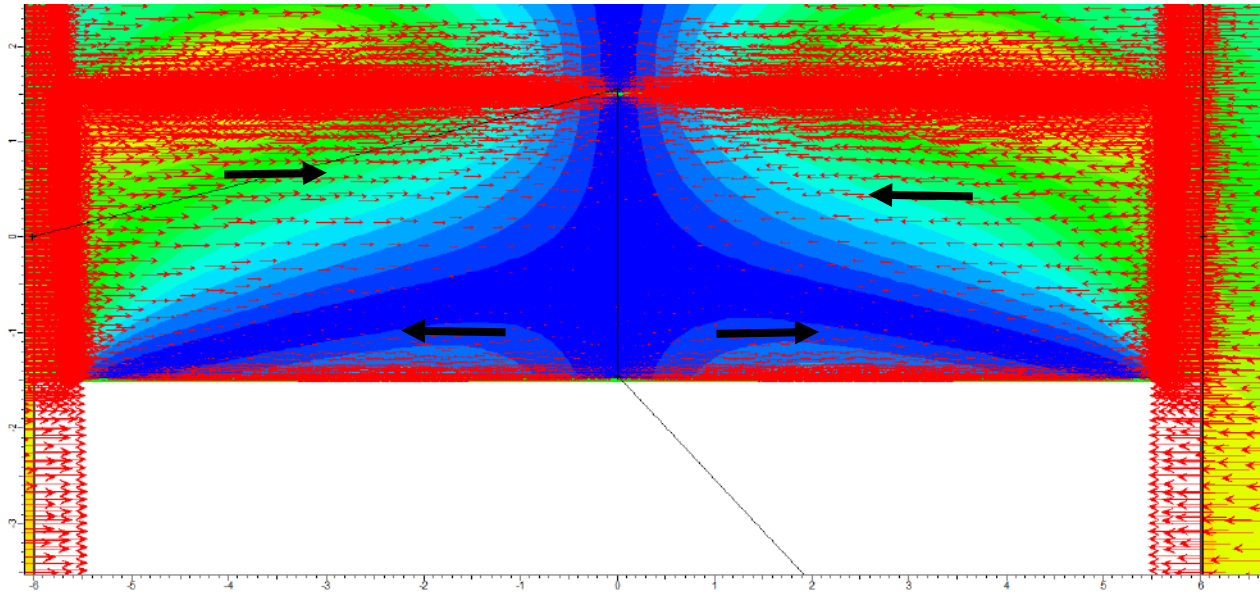


Figure C.10: Orientation des déformations horizontales dans le modèle 3 pour une rupture critique par flexion avec $c_s = 0.27$ MPa, $z = 300$ m, $W = 12$ m, $e_s = 3$ m, $H' = 2.5$ m (Cas 2 et 5, Tableau 3.1)

L'état de plasticité importante développée à la base de la semelle et sur les côtés latéraux de la semelle est présenté à la figure C.11. Cela montre le potentiel de rupture critique par traction élevé dans les semelles de grandes portées exposées à la base.

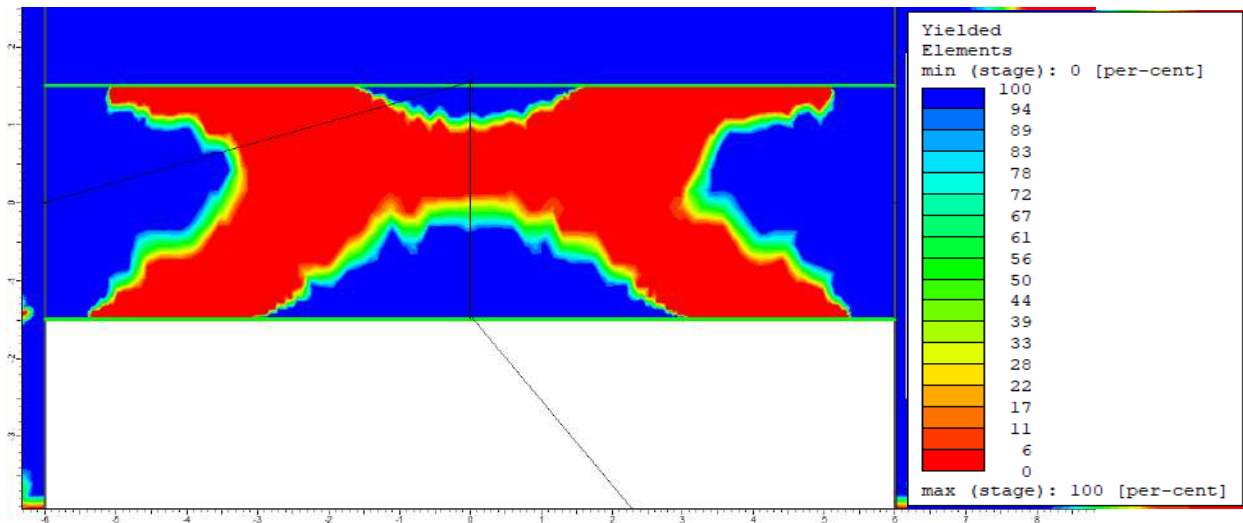


Figure C.11: État de plasticité dans le modèle 3 pour une rupture critique par flexion avec $c_s = 0.27$ MPa, $z = 300$ m, $W = 12$ m, $e_s = 3$ m, $H' = 2.5$ m (Cas 2 et 5, Tableau 3.1)

La combinaison des différents éléments présentés dans les figures C.9 à C.11 permet d'identifier une rupture critique par flexion des semelles en remblai cimenté de grandes portées exposées à la base après l'excavation du chantier sous-jacent.

C.1.4 Rupture par rotation

La rupture par rotation des semelles exposées à la base se développe dans les chantiers inclinés lorsque les propriétés de résistance à l'interface supérieure entre la semelle et la roche sont mauvaises. L'inclinaison élevée des parois conduit donc à un déplacement plus élevé du côté de l'éponte supérieure.

Pour illustrer ce mode de rupture critique, le modèle 4 a été choisi. Ce modèle est défini par les paramètres suivants : $z = 300$ m, $W = 10$ m, $\beta = 60^\circ$, $H' = 2.5$ m, $e_s = 3$ m, $c_s = 0.12$ MPa. Les caractéristiques supplémentaires des remblais et des roches sont présentées dans le tableau 3.1 (Chapitre 3).

La figure C.12 illustre la déformation du maillage et la répartition des éléments de plasticité dans la semelle en remblai cimenté. On observe une traction et une déformation du maillage plus importants du côté de l'éponte supérieure. De plus, les isocontours des déplacements indiquent une amplitude des déplacements plus importante du côté de l'éponte supérieure. Cela traduit le risque plus élevé de détachement au niveau de cette interface. Cela correspond également aux caractéristiques d'une rupture par rotation. La ligne de traction partant de la base de la semelle du côté de l'éponte inférieure correspond aux indications présentées dans Mitchell (1991) et Caceres (2005).

La figure C.13 montre des déformations verticales de sens opposées entre la partie droite de la semelle et la partie gauche. Cela explique la rotation de la semelle autour de l'axe de cisaillement et de traction passant par le coin inférieur droit de la semelle.

La figure C.14 présente les isocontours des facteurs de sécurité dans la semelle. On remarque que les zones les plus à risques d'être instables sont réparties le long de l'éponte supérieure et le long de la ligne en cisaillement et en traction partant de la pointe inférieure droite vers le centre de la partie supérieure de la semelle.

La combinaison de tous ces indicateurs présentés dans les figures C.12 à C.14 permet d'identifier une rupture critique par rotation d'un modèle numérique de semelle en remblai cimenté dans RS2.

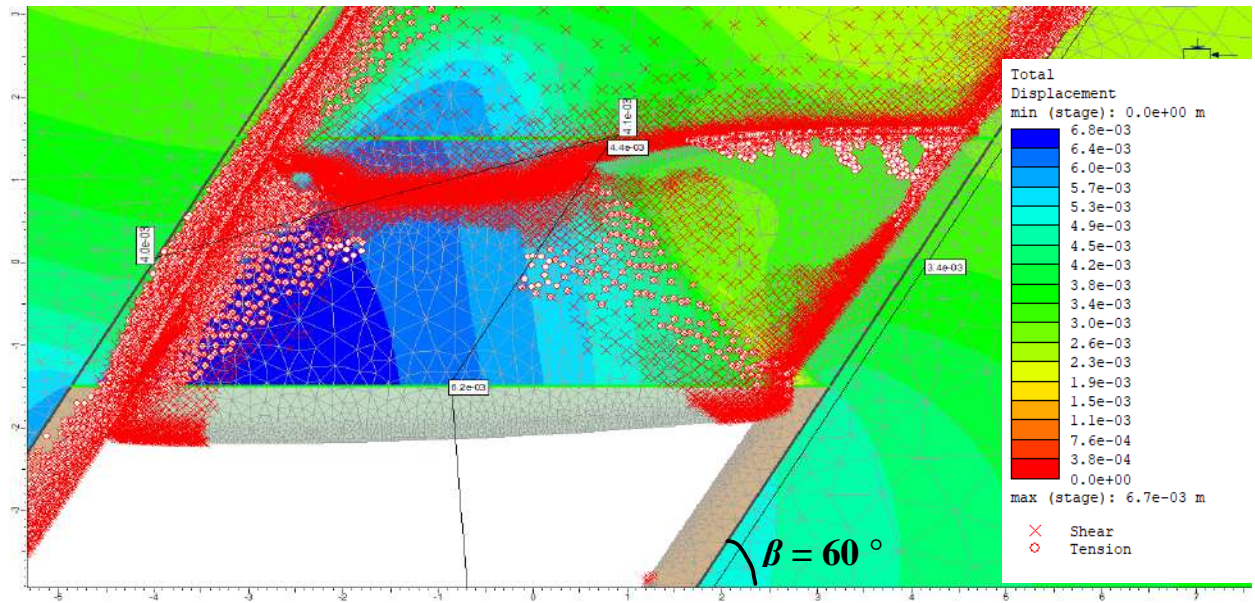


Figure C.12: Déplacements et distribution des éléments de plasticité dans le modèle 4 pour une rupture critique par rotation avec $c_s = 0.12$ MPa, $z = 300$ m, $W = 8$ m, $\beta = 60^\circ$, $e_s = 3$ m, $H' = 2.5$ m (Cas 1, 2 et 5, Tableau 3.1)

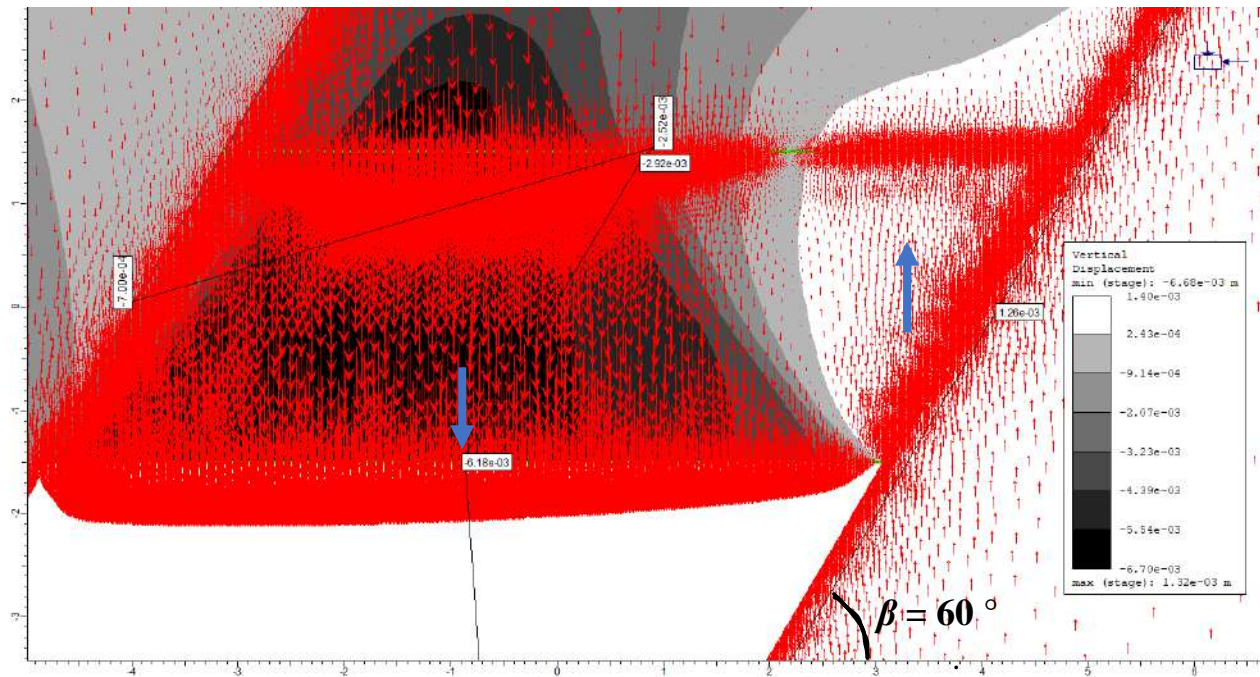


Figure C. 13: Vecteurs des déformations verticales dans le modèle 4 pour une rupture critique par rotation avec $c_s = 0.12$ MPa, $z = 300$ m, $W = 8$ m, $\beta = 60^\circ$, $e_s = 3$ m, $H' = 2.5$ m (Cas 1, 2 et 5, Tableau 3.1)

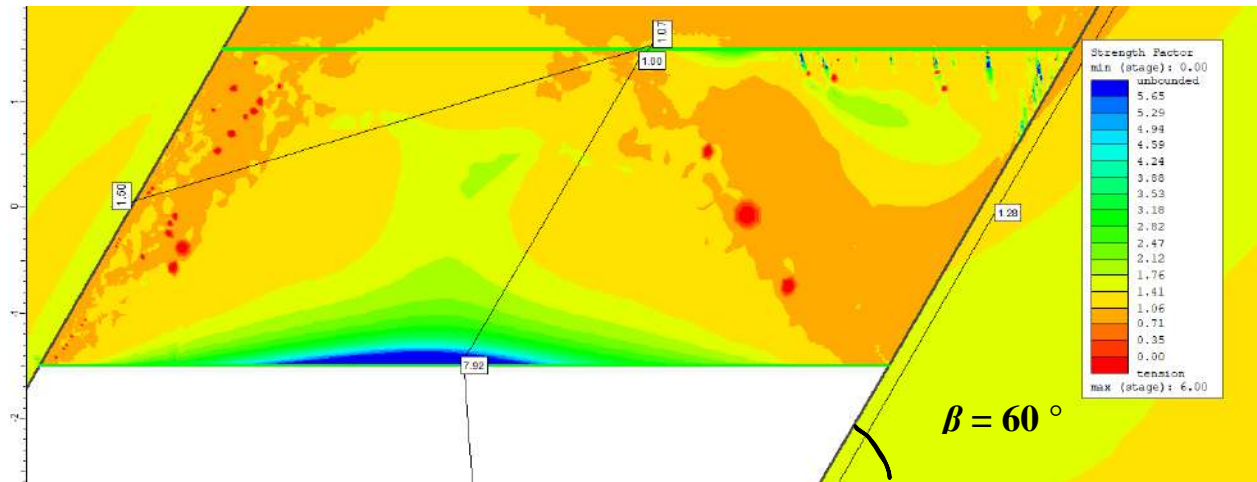


Figure C.14: Facteur de sécurité dans le modèle 4 pour une rupture critique par rotation avec $c_s = 0.12$ MPa, $z = 300$ m, $W = 8$ m, $\beta = 60^\circ$, $e_s = 3$ m, $H' = 2.5$ m (Cas 1, 2 et 5, Tableau 3.1)

C.2 Identification de l'état critique des semelles dans les chantiers étroits

Dans cette étude, le critère d'instabilité a été identifié à partir des résultats des essais de compression uniaxiale présentés dans l'annexe B. Dans cette section, un exemple concret de modèle de semelle permet de suivre l'évolution des déplacements à la base et l'évolution de l'état de plasticité en fonction de la réduction de la cohésion.

L'exemple choisi pour cette démonstration est le modèle de référence (cas 0) présenté dans le tableau 3.1 (Chapitre 3). L'excavation du chantier sous-jacent est réalisée en trois étapes avec des couches dont l'épaisseur avoisine 3.3 m.

C.2.1 Effet des séquences d'excavation à la base

Selon les 7 phases d'excavation de ce modèle présentées à la figure 3.3 (chapitre 3), la figure C.15 (ci-dessous) montre la distribution des contraintes principales dans les matériaux et l'évolution des déplacements totaux à la base de la semelle. On remarque une augmentation des déplacements totaux U_{xy} mesurés à la base de la semelle en fonction de la progression de l'excavation à la base. Les déplacements totaux sont nuls dans la phase initiale tandis qu'ils ont été réinitialisés à la phase 2. De plus, on remarque que les contraintes principales dans la semelle sont largement inférieures

à celles initialement mesurées au même endroit avant l'excavation. A la fin de l'excavation du chantier sous-jacent (Phase 7), les contraintes principales sont horizontales, traduisant une prédominance des contraintes de compressions latérales dans la structure (semelle).

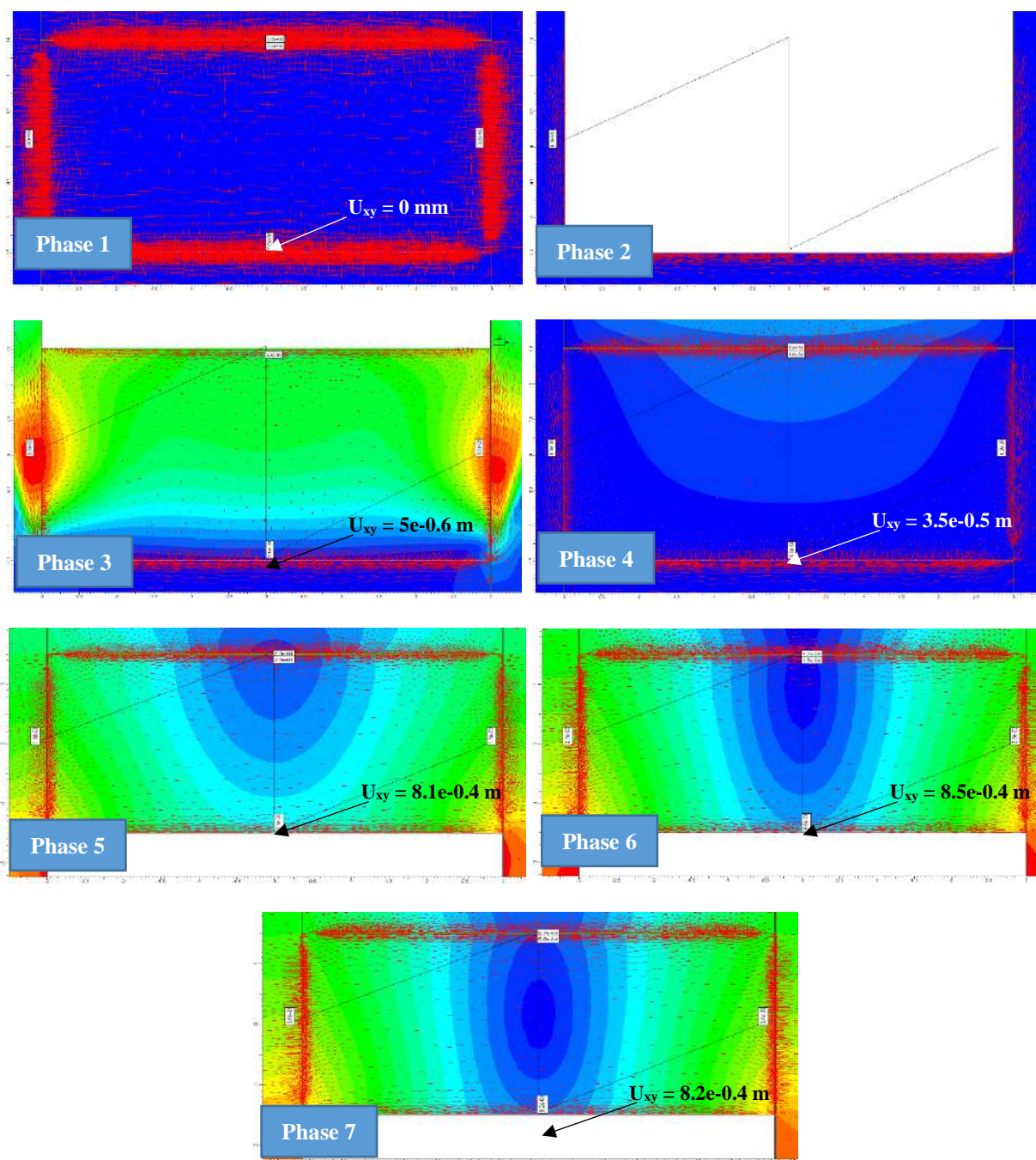


Figure C.15: Évolution des contraintes principales et des déplacements totaux à la base de la semelle en fonction des séquences d'excavation et de remblayage (Cas 0, Tableau 3.1)

La figure C.16 présente l'évolution des contraintes verticales et horizontales en trois points : A (-3.2, 0), B (0, -1.45) et C (2.8, 0). Le point A est situé dans la roche, du côté de gauche de la semelle; les points B et C sont situés respectivement dans la partie supérieure et à la base de la semelle. Les figures C.5a et C.5b montrent une grande chute de résistance dans la roche après l'excavation du premier chantier (phase 2). Les interactions entre la semelle et la roche expliquent l'augmentation des contraintes horizontales à partir de la phase 4 (avant l'excavation du chantier sous-jacent). Cela est dû à la résistance opposée par la semelle à la convergence des parois rocheuses.

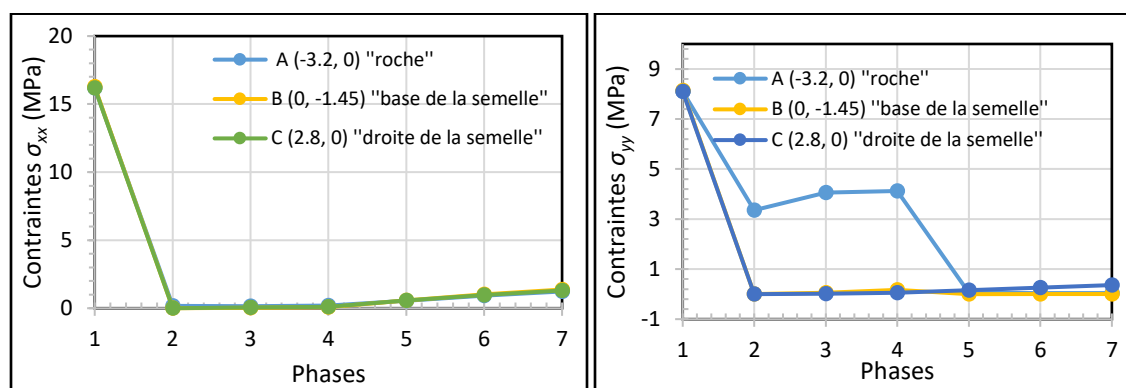


Figure C.16: Variation des contraintes (a) horizontales σ_{xx} et (b) verticales σ_{yy} dans le remblai et la roche en fonction des phases d'excavation et de remblayage (Cas 0, Tableau 3.1)

La phase 4 constitue référence pour les contraintes et déformations à la suite de l'exposition de la semelle à la base. La figures C.17 présente l'évolution des contraintes verticales (Figure C.17a) et horizontales (Figure C.17b) le long de l'axe central (vertical) traversant la semelle et le remblai non cimenté en fonction des étapes d'excavation du chantier sous-jacent. Les caractéristiques géométriques et géomécaniques de la structure et des géomatériaux sont identiques à celles du Cas 0 présenté dans le tableau 3.1, à l'exception de la cohésion de la semelle qui est maintenue à 0.4 MPa. On constate à la phase 4 une augmentation presque linéaire des contraintes verticales et horizontales dans la semelle. Ces contraintes sont dues au poids propre du remblai et à une partie de la convergence dans le chantier supérieur. Après l'excavation du chantier sous-jacent, on observe un saut des contraintes horizontales et verticales dans le remblai non cimenté. Ces contraintes augmentent au fur et à mesure de l'excavation du chantier sous-jacent. Dans la semelle, on observe une réduction progressive des contraintes verticales de la partie supérieure vers la base.

Ces contraintes verticales sont plus faibles que celles observées dans le remblai non cimenté. Toutefois, on observe une augmentation importante des contraintes horizontales dans la semelle avec l'évolution de l'excavation du chantier sous-jacent (phases). Cela est dû à la résistance plus élevée dans la semelle, qui contribue à réduire l'effet de la convergence. Il se développe alors à l'intérieur de la semelle une contrainte de confinement proportionnelle à la convergence des épontes et à la dimension du vide créé à la base.

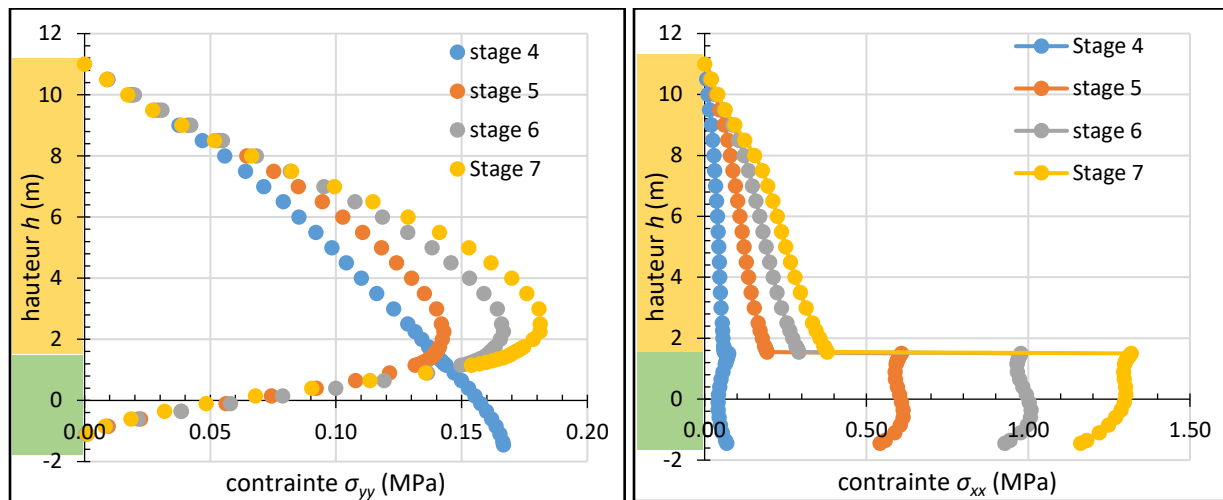


Figure C.17: Variation des contraintes horizontales et verticale le long de l'axe vertical centrale dans le remblai non cimenté et dans la semelle ($e_s = 0.4$ MPa) en fonction des phases d'excavation du chantier sous-jacent (Cas 0, Tableau 3.1)

La figure C.18 montre la variation des contraintes horizontaux et verticaux le long de l'axe de symétrie central dans le remblai non cimenté et dans la semelle. On remarque à la phase 4 (avant excavation du chantier sous-jacent) une augmentation des déformations verticales en fonction de la profondeur du remblai (voir figure C.18a). Ces déformations sont moins importantes dans la semelle compte tenu de sa cohésion plus élevée. Après l'excavation progressive du chantier sous-jacent, on remarque une augmentation des déformations verticales dans le remblai non cimenté. Cela s'explique par l'exposition de la semelle à la base. Cependant, les déformations verticales dans la semelle diminuent du haut vers la base. Cette réduction est due à l'augmentation de la contrainte de confinement liée à la convergence des parois (augmentation de la contrainte

horizontale, voir figure C.17b). La figure C.18b montre un profil irrégulier pour les déformations horizontales. Les valeurs très faibles de ces déformations permettent de les considérer comme nulles. Ces faibles valeurs sont dues à la position de l'axe dans le chantier.

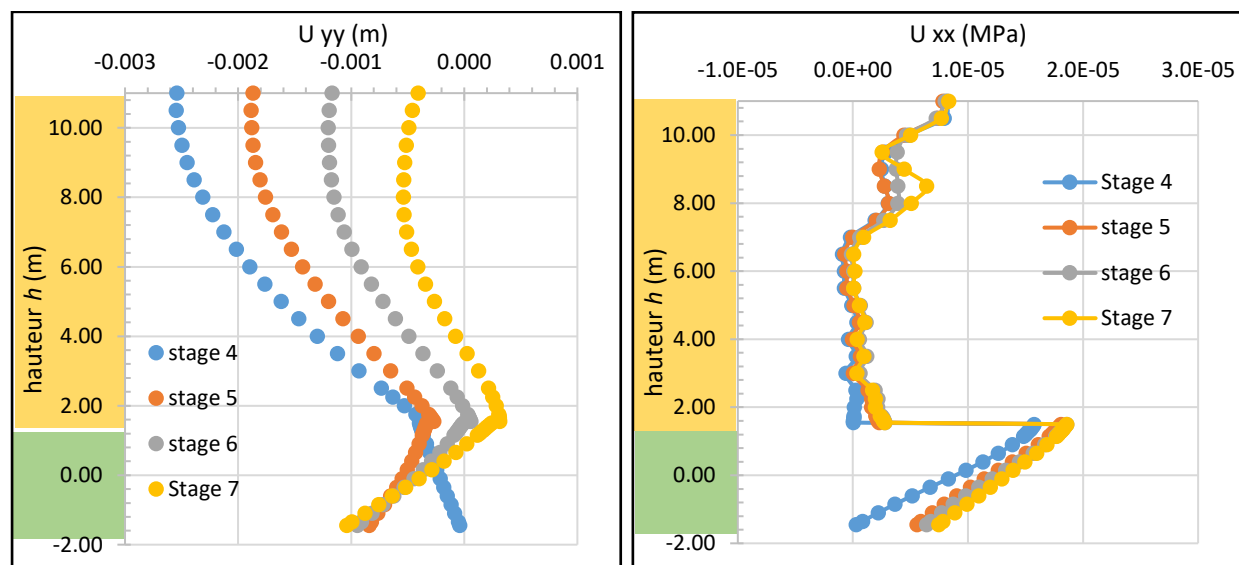


Figure C.18: Variation des déplacements verticaux (a) et horizontaux (b) le long de l'axe centrale dans le remblai non cimenté et dans la semelle ($e_s = 0.4$ MPa) en fonction des phases d'excavation du chantier sous-jacent (Cas 0, Tableau 3.1)

C.2.2 État critique de la semelle (résistance minimale)

La figure C.19 montre l'effet de la réduction de la cohésion sur le déplacement dans le modèle de référence du chapitre 3 (Cas 0, Tableau 3.1). Lorsque la cohésion varie entre 2 MPa et 0.6 MPa, la variation des déplacements montre une allure stable. Entre 0.4 MPa et 0.06 MPa (Point S), le déplacement dans la semelle varie considérablement. Cela traduit une perte de résistance importante dans le remblai. En dessous de la cohésion du point S ($c_s = 0.06$), le modèle numérique indique une instabilité. Toutefois, pour un design sécuritaire, la cohésion au point S ne peut être considérée comme valeur minimale de résistance car il y a un cisaillement très important dans la semelle et le facteur de sécurité est inférieur à 1 en certains endroits (C.120 et figure C.21, respectivement). Cette courbe permet donc d'estimer la résistance minimale (cohésion) entre 0.6 MPa et 0.3 MPa.

En se référant au critère de rupture identifié à partir de l'essai de compression uniaxiale, la résistance minimale sera la valeur de c_s en dessous de laquelle, les zones de cisaillement se propageant dans la semelle se croisent au centre. La figure C.22 illustre la propagation des éléments de cisaillement dans la semelle pour différentes valeurs de cohésions.

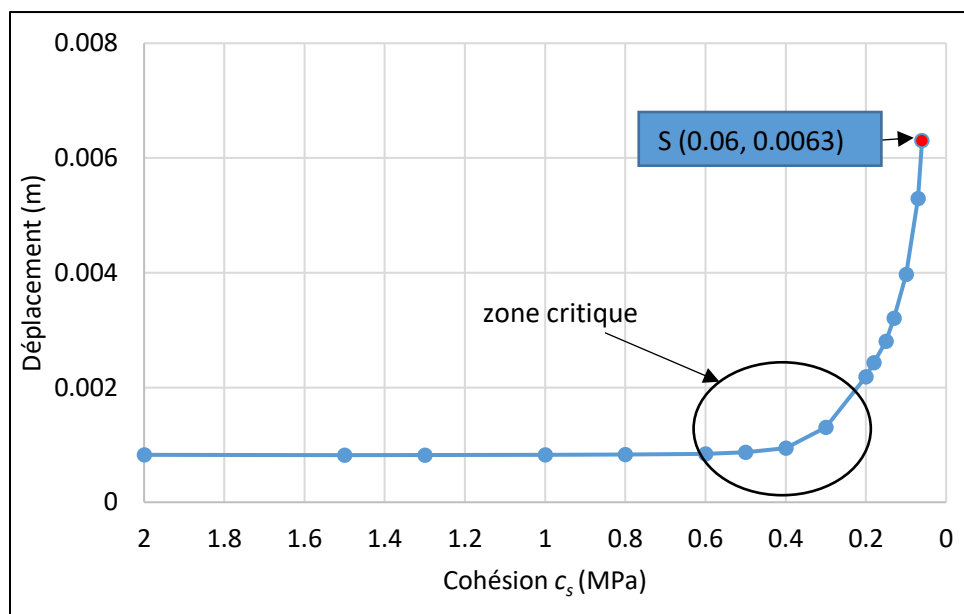


Figure C. 19: Variation des déplacements (totaux) à la base de la semelle en fonction de la cohésion c_s (Cas 0, Tableau 3.1)

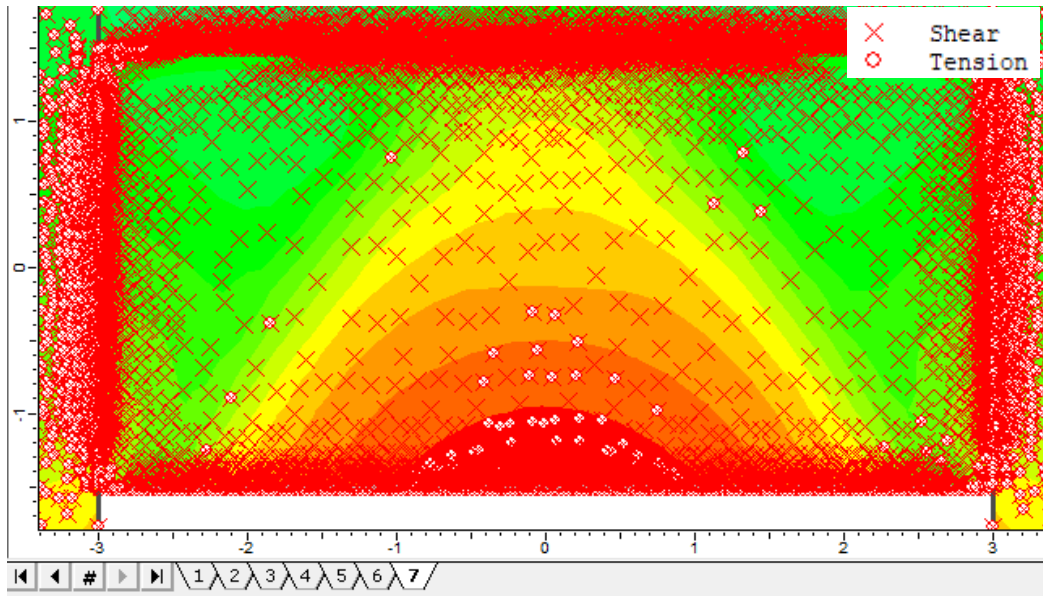


Figure C.20: Éléments de plasticité dans la semelle pour $c_s = 0.06$ MPa (Cas 0, Tableau 3.1)

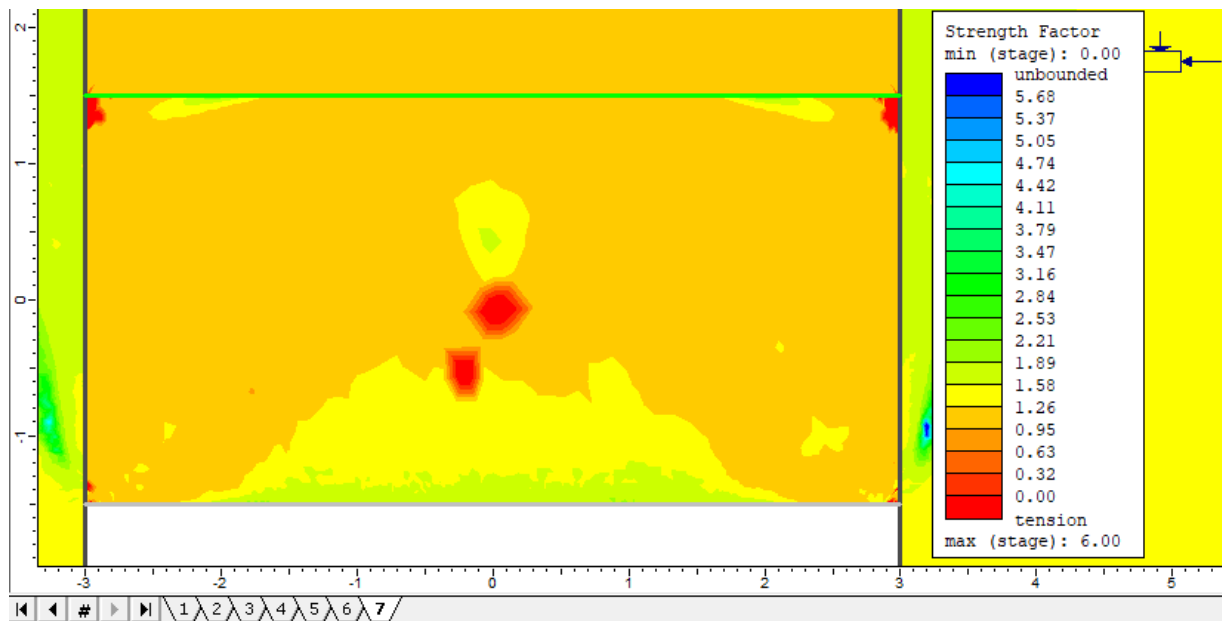


Figure C.21: Facteur de sécurité dans la semelle pour $c_s = 0.06$ MPa (Cas 0, Tableau 3.1)

On remarque sur la figure C.20 que la propagation du cisaillement dans la semelle est très faible entre 2 MPa et 0.5 MPa est faible, vue la différence importante entre ces deux valeurs. Entre 0.5 MPa et 0.4 MPa, la propagation prend une allure nettement plus importante que la précédente. Ce

qui annonce l'approche de la zone critique. Entre 0.4 MPa et 0.36 MPa, les deux zones de cisaillement se croisent au milieu, constituant ainsi un stade critique pouvant entraîner l'instabilité générale de la structure. L'analyse de la propagation du cisaillement dans ce dernier intervalle a permis d'identifier $c_s = 0.38$ MPa comme la cohésion minimale en dessous de laquelle la semelle devient instable. Cette valeur appartient à la zone où les déplacements à la base de la semelle deviennent très importants. La perte de résistance est très élevée.

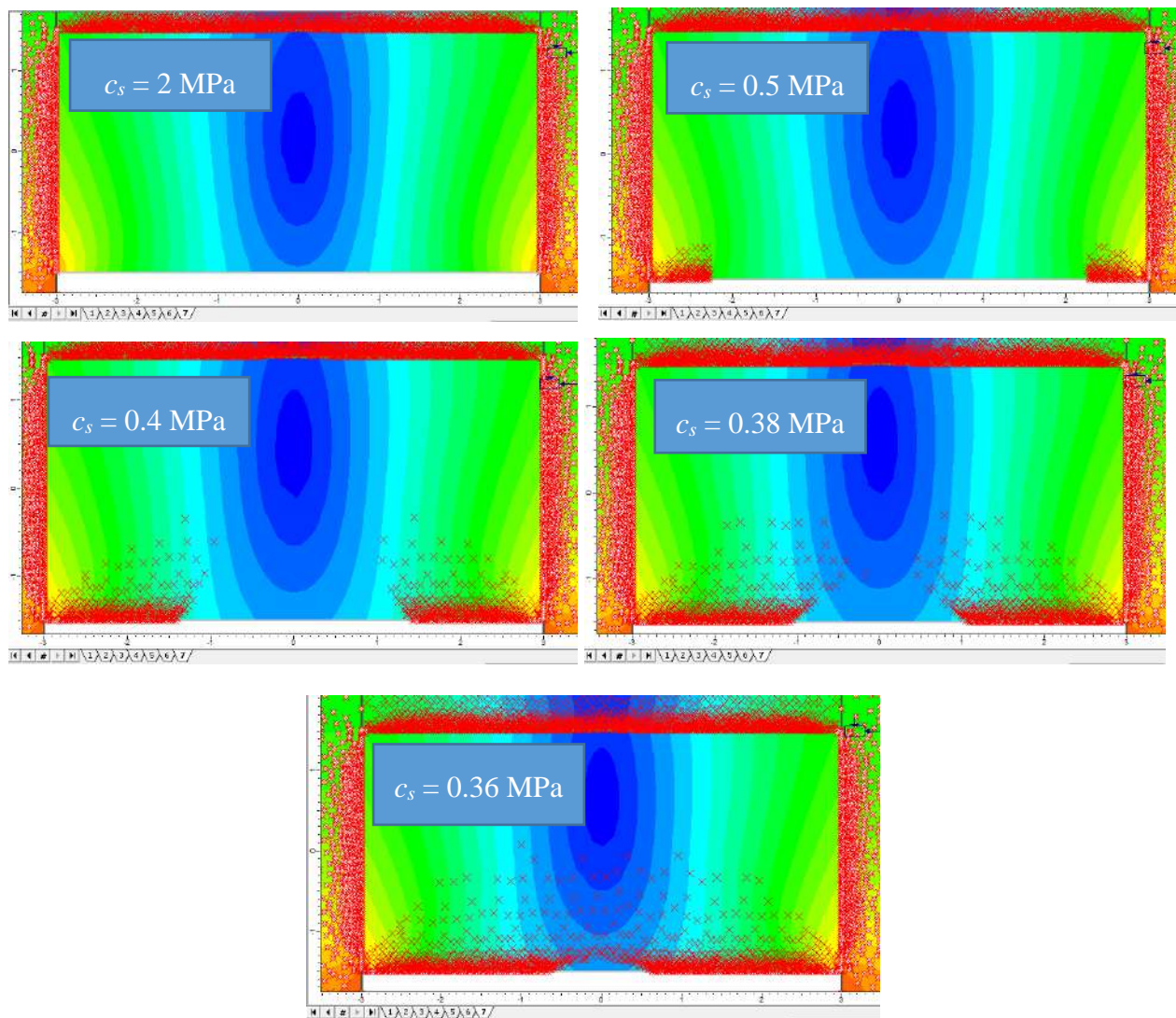


Figure C. 22: Distribution des éléments de cisaillement (plasticité) dans la semelle en fonction de la cohésion (Cas 0, Tableau 3.1)

Cet exemple présenté dans cette section démontre l'efficacité de ce critère de rupture pour la prédiction de l'instabilité de la semelle en remblai cimenté soumises à d'importantes contraintes de compression pouvant entraîner une rupture critique par écrasement.

C.3 Résistances minimales requises en fonction de la profondeur

Les figures C.23, C.24 et C.25 montrent les résistances minimales requises des semelles en remblai cimenté selon la variation de la profondeur pour trois valeurs de modules d'élasticité des semelles : $E_s = 600$ MPa (figure C.23), $E_s = 1000$ MPa (figure C.24), $E_s = 1800$ MPa (figure C.25). L'intersection entre les courbes et la flèche noire représente les valeurs de cohésion minimales en dessous desquelles la semelle devient instable. On constate que ces résistances minimales obtenues avec ce critère de rupture correspondent bien au moment où les déplacements dans les semelles commencent à devenir très importants. Cela montre que ce critère de rupture établi à l'annexe A est bien efficace pour identifier l'instabilité des semelles dans les chantiers étroits dont le mode de rupture critique est l'écrasement.

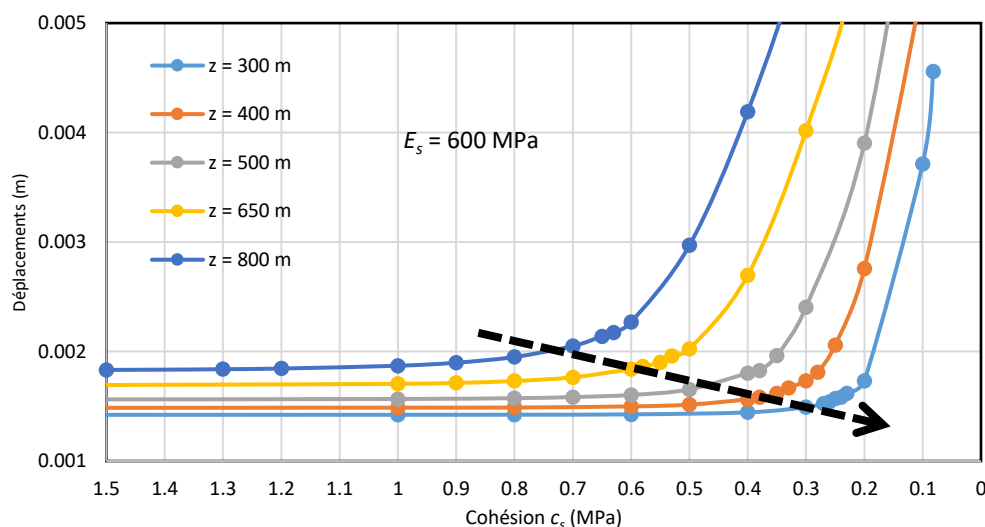


Figure C.23 : Résistances minimales requises des semelles en remblai cimenté en fonction des déplacements mesurés à la base pour différentes profondeurs avec $E_s = 600$ MPa, $W = 6$ m, $H' = 3.3$ m, $e_s = 3$ m, $\beta = 90^\circ$

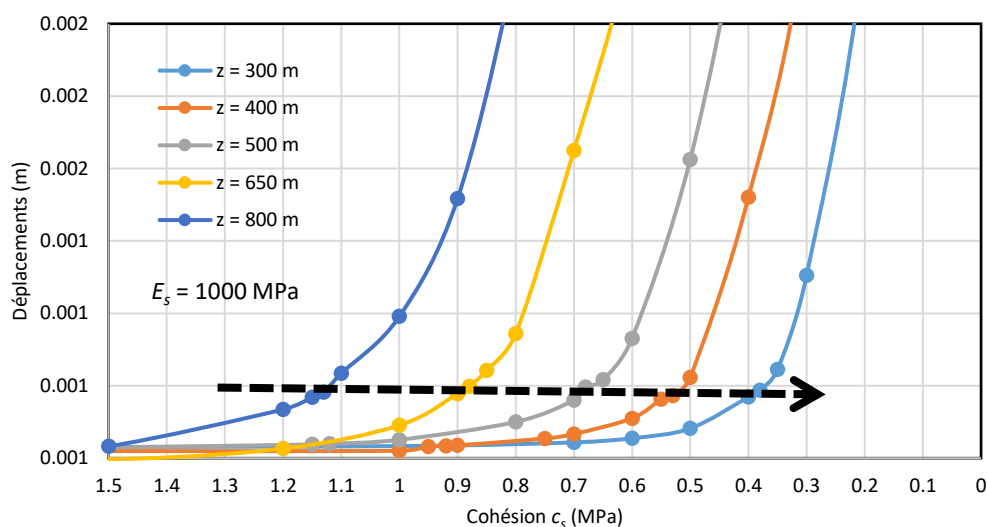


Figure C.24: Résistances minimales requises des semelles en remblai cimenté en fonction des déplacements mesurés à la base pour différentes profondeurs (z) avec $E_s = 1000$ MPa, $W = 6$ m, $H' = 3.3$ m, $e_s = 3$ m, $\beta = 90^\circ$

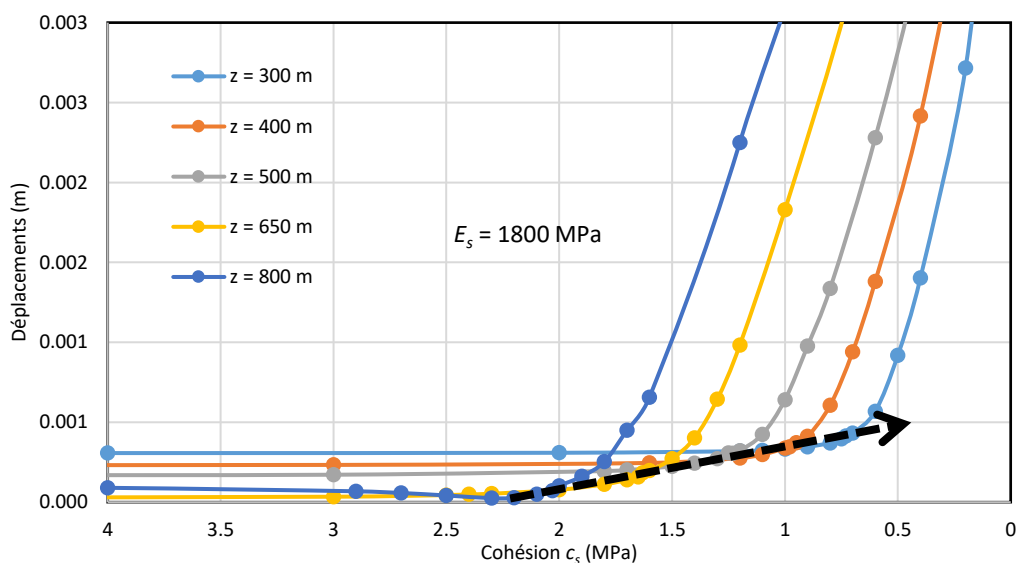


Figure C.25: Résistances minimales requises des semelles en remblai cimenté en fonction des déplacements mesurés à la base pour différentes profondeurs (z) avec $E_s = 1800$ MPa, $W = 6$ m, $H' = 3.3$ m, $e_s = 3$ m, $\beta = 90^\circ$

La figure C.26 présente l'état de plasticité dans les semelles pour les différentes cohésions minimales en dessous desquelles la semelle est jugée instable (critère de rupture selon l'Annexe

A). On observe une augmentation de la résistance minimale nécessaire pour éviter la rencontre des zones de cisaillement. Cela traduit une augmentation de la résistance nécessaire des semelles selon la profondeur des chantiers.

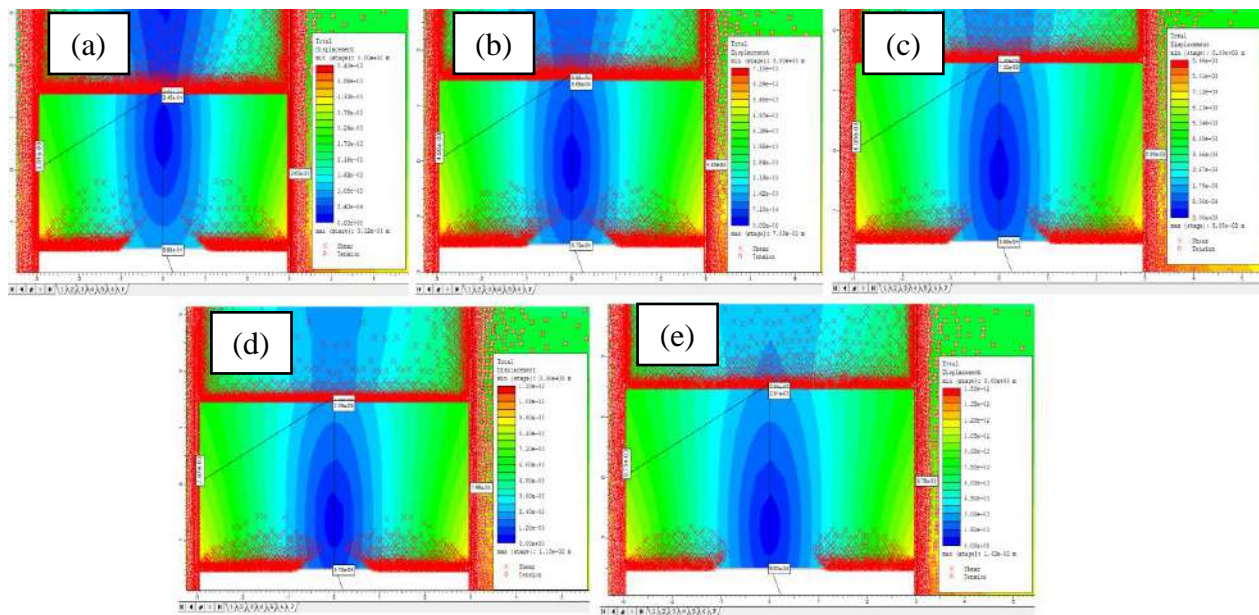


Figure C.26: État de plasticité dans les semelles en remblai cimenté pour différentes profondeurs (z) avec $E_s = 1000$ MPa, $W = 6$ m, $e_s = 3$ m, $H' = 3.3$ m, (a) $z = 300$ m et $c_s = 0.38$ MPa, (b) $z = 400$ m et $c_s = 0.53$ MPa, (c) $z = 500$ m et $c_s = 0.68$ MPa, (d) $z = 650$ m et $c_s = 0.9$ MPa, (e) $z = 800$ m et $c_s = 1.13$ MPa

ANNEXE D TRAVAUX DE GRABINSKY ET JAFARI (2015)

Grabinsky et Jafari (2015) ont présenté dans un travail sommaire l'avantage de l'ajustement de la géométrie sur la stabilité d'une semelle de grande épaisseur. Le travail a été réalisé avec un modèle numérique 2D, représentant par ce fait des chantiers ayant une très grande extension longitudinale. Ils ont considéré la semelle en remblai cimenté comme une structure rigide au-dessus de laquelle est placée une surcharge constante et uniformément répartie.

En s'inspirant de la méthode d'analyse 'strut-and-tie' utilisée pour les bétons renforcés dans le génie civil, ils adaptent la géométrie de la semelle de grande épaisseur et de faible portée en utilisant deux blocs trapézoïdaux. La figure D.1 présente l'ajustement de géométrie réalisée. La figure D.1a représente le modèle rectangulaire de base, plus fréquemment rencontré dans la pratique et la figure D.1b présente le modèle de semelle formé de deux blocs trapézoïdaux. Sur cette figure, d (m) représente l'épaisseur de la semelle, L (m) représente la portée de la semelle, σ_v représente la charge verticale au-dessus de la semelle, F_h et F_v représentent respectivement la force horizontale (confinement) exercée par la roche sur la semelle et la force de résistance au cisaillement le long de l'interface entre la paroi rocheuse et la semelle.

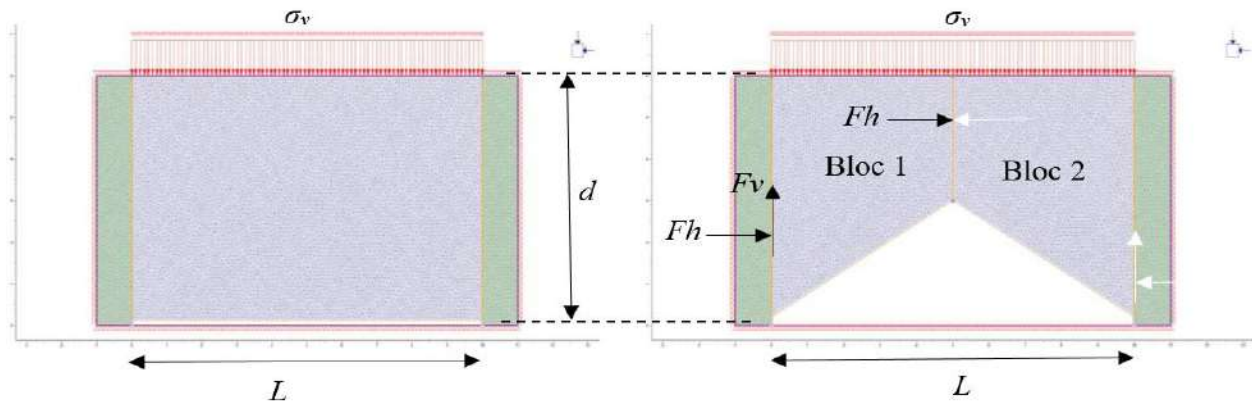


Figure D. 1: Modèle numérique de Grabinsky et Jafari (2015)

Le déplacement vertical au niveau de la jonction entre les deux blocs est fixé à zéro. Le massif rocheux est supposé obéir à une loi de comportement élastique linéaire tandis que le remblai est considéré élastoplastique parfaitement plastique.

L'analyse numérique de la stabilité d'une semelle en remblai cimenté de 10 m de portée et de 6 m d'épaisseur a révélé une réduction de la rupture par effondrement (traction) comparativement à ce qui est prédit par l'équation analytique de Mitchell (1991) pour la rupture en traction. La figure D.2 présente une répartition en arche des contraintes principales dans la structure. Ce résultat est comparable à la distribution en arche de la résistance à l'intérieur d'une poutre selon la théorie de 'voussoir beam' de Evans (1941).

Toutefois, il est important de souligner que ce travail comporte de nombreuses limitations telles que l'utilisation du critère de Mohr-Coulomb (pas assez représentatif du comportement des géomatériaux soumis à de fortes contraintes de compression ou à la traction), le comportement élastique linéaire peu réaliste utilisé pour la roche, la négligence du cisaillement et du déplacement à la limite entre les deux blocs.

Par ailleurs, ce travail démontre que l'ajustement de la géométrie des structures en remblai cimenté pourrait constituer une alternative intéressante pour l'amélioration de leur stabilité.

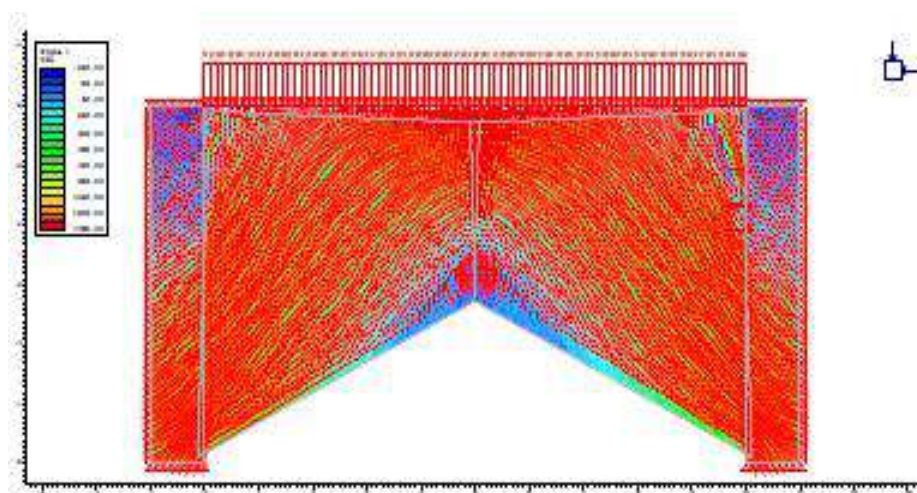


Figure D.2: Trajectoire des contraintes principales maximales à l'intérieur de la semelle en remblai cimenté (tiré de Grabinsky et Jafari 2015)

ANNEXE E RESULTATS COMPLEMENTAIRES À L'ARTICLE 2

E.1 Effet de la charge verticale sur les déplacements à la base

Il est courant dans les chantiers miniers d'avoir une charge au-dessus de la semelle. Cette charge correspond dans le cas de ce travail à du remblai non cimenté caractérisé par sa hauteur et ses caractéristiques géomécaniques (voir tableau 4.1).

Ci-dessous, l'effet de la charge verticale sur le déplacement induit dans la semelle ont a été analysé pour 3 catégories de semelle. La première semelle est rectangulaire, la seconde est en arche avec $b = 1$ m et la troisième est en arche avec $b = 1.6$ m. La hauteur du remblai non cimenté varie de 2.5 à 10 m ce qui représente une charge verticale ponctuelle comprise entre 45 et 180 KPa (avec $\gamma_b = 18 \text{ kN/m}^3$).

La figure E.1 montre la variation des déplacements mesurés à la base des semelles rectangulaires pour différentes hauteurs du remblai non cimenté. On remarque une augmentation du déplacement (déflexion) avec l'augmentation de H_b . Cela s'explique par l'augmentation de la charge verticale du matériau.

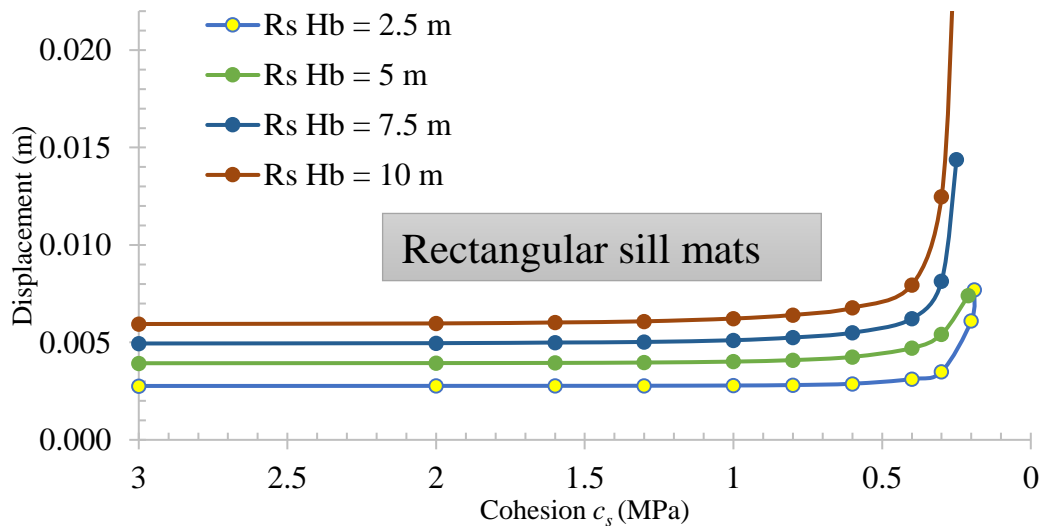


Figure E.1: Variation des déplacements verticaux dans la semelle rectangulaire en fonction de la cohésion pour différentes hauteurs du remblai non cimenté (Cas 2b, Tableau 4.1)

La figure E.2 montre l'effet de la variation de la hauteur du remblai non cimenté sur le déplacement dans la semelle en arche ($b = 1$ m). La disposition des courbes indique l'augmentation du déplacement dans la semelle lorsque la charge verticale liée au remblai non cimenté augmente.

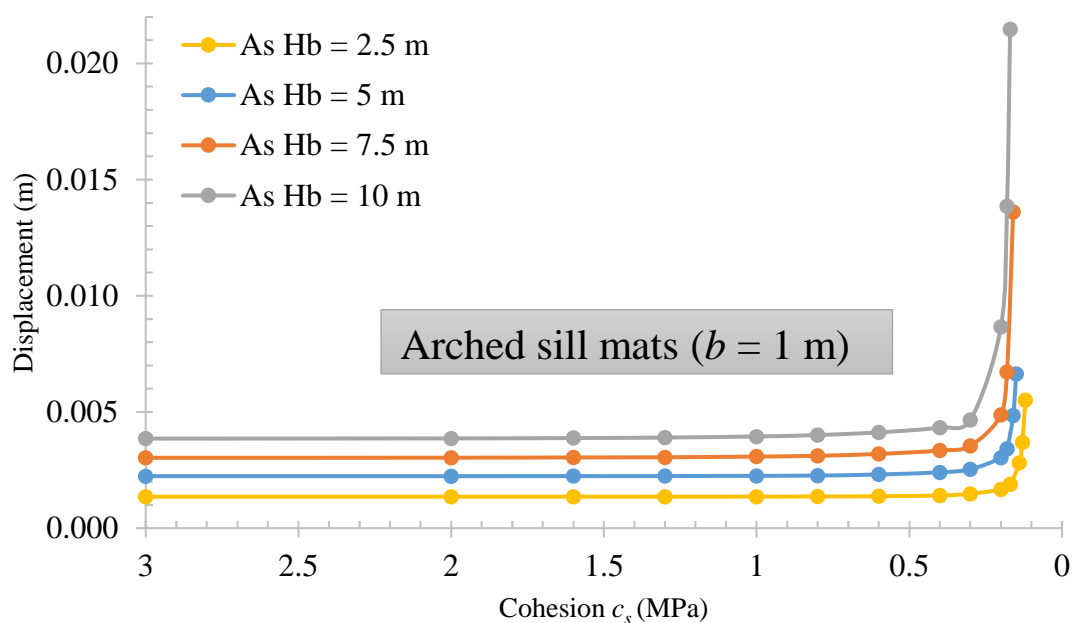


Figure E.2: Variation des déplacements verticaux dans la semelle en arche ($b = 1$ m) en fonction de la cohésion pour différentes hauteurs du remblai non cimenté (Cas 2b, Tableau 4.1)

La figure E.3 montre l'effet de la variation de la hauteur du remblai non cimenté sur le déplacement dans la semelle en arche ($b = 1.6$ m). On remarque une augmentation du déplacement lorsque la charge verticale devient plus importante.

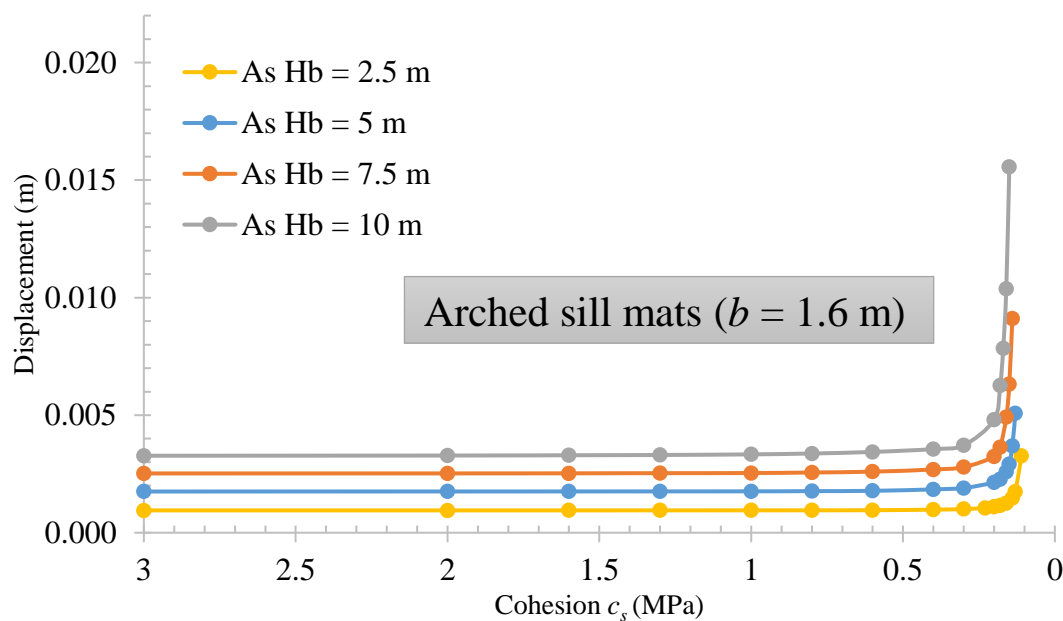


Figure E.3: Variation des déplacements verticaux dans la semelle en arche ($b = 1.6$ m) en fonction de la cohésion pour différentes hauteurs du remblai non cimenté (Cas 2b, Tableau 4.1)

La combinaison des trois figures E.1, E.2 et E.3 démontre que la charge verticale est un paramètre important à prendre en considération lors de l'analyse de stabilité des semelles car il influence la déformation finale de la structure.