

**Vers une conception de barricades
plus sécuritaire dans les mines
Étude de l'interaction entre le remblai
et les structures encaissantes**

Li Li

RAPPORTS
SCIENTIFIQUES

R-1051



NOS RECHERCHES travaillent pour vous !

Solidement implanté au Québec depuis 1980, l'Institut de recherche Robert-Sauvé en santé et en sécurité du travail (IRSST) est un organisme de recherche scientifique reconnu internationalement pour la qualité de ses travaux.

Mission

Contribuer, par la recherche, à la prévention des accidents du travail et des maladies professionnelles ainsi qu'à la réadaptation des travailleurs qui en sont victimes;

Assurer la diffusion des connaissances et jouer un rôle de référence scientifique et d'expertise;

Offrir les services de laboratoires et l'expertise nécessaires à l'action du réseau public de prévention en santé et en sécurité du travail.

Doté d'un conseil d'administration paritaire où siègent en nombre égal des représentants des employeurs et des travailleurs, l'IRSST est financé par la Commission des normes, de l'équité, de la santé et de la sécurité du travail.

Pour en savoir plus

Visitez notre site Web ! Vous y trouverez une information complète et à jour. De plus, toutes les publications éditées par l'IRSST peuvent être téléchargées gratuitement. www.irsst.qc.ca

Pour connaître l'actualité de la recherche menée ou financée par l'IRSST, abonnez-vous gratuitement :

- au magazine *Prévention au travail*, publié conjointement par l'Institut et la CNESST (preventionautravail.com)
- au bulletin électronique [InfoIRSST](#)

Dépôt légal

Bibliothèque et Archives nationales du Québec
2019
ISBN : 978-2-89797-061-1
ISSN : 0820-8395

IRSST - Direction des communications
et de la valorisation de la recherche
505, boul. De Maisonneuve Ouest
Montréal (Québec)
H3A 3C2
Téléphone : 514 288-1551
publications@irsst.qc.ca
www.irsst.qc.ca
© Institut de recherche Robert-Sauvé
en santé et en sécurité du travail,
juin 2019

Vers une conception de barricades plus sécuritaire dans les mines

Étude de l'interaction entre le remblai et les structures encaissantes

Li Li
Polytechnique Montréal

RAPPORTS
SCIENTIFIQUES

R-1051



Avis de non-responsabilité

L'IRSST ne donne aucune garantie relative à l'exactitude, la fiabilité ou le caractère exhaustif de l'information contenue dans ce document. En aucun cas l'IRSST ne saurait être tenu responsable pour tout dommage corporel, moral ou matériel résultant de l'utilisation de cette information.

Notez que les contenus des documents sont protégés par les législations canadiennes applicables en matière de propriété intellectuelle.

Cette publication est disponible en version PDF sur le site Web de l'IRSST.



ÉVALUATION PAR DES PAIRS

Conformément aux politiques de l'IRSST, les résultats des travaux de recherche publiés dans ce document ont fait l'objet d'une évaluation par des pairs.

REMERCIEMENTS

L'auteur de ce rapport remercie l'Institut de recherche Robert-Sauvé en santé et en sécurité du travail (IRSST) pour le financement de ce projet et, en particulier, M. François Ouellet pour le rôle joué dans le contexte des rencontres du comité de suivi pour la valorisation des travaux de recherche. Il tient aussi à saluer la contribution des membres du comité de suivi, dont MM. René Bellemare du Syndicat des Métallos, Claude Ferland de l'Association minière du Québec (AMQ), Michel Julien de l'entreprise Mines Agnico Eagle, Paul Potvin de l'Association paritaire pour la santé et la sécurité du travail du secteur minier (APSM), Serge Ouellet de la société Golder Associés, André Racicot du Syndicat des Métallos, Daniel Vallières de l'entreprise IAMGOLD, pour leur intérêt et leur contribution constructive au projet.

L'auteur adresse des salutations particulières à M^{me} Chantal Tellier de l'IRSST pour son accompagnement, son suivi, ses conseils, son encouragement et sa compréhension depuis le tout début du projet, et ce, jusqu'à la rédaction du présent rapport.

Il tient aussi à souligner la collaboration des professeurs Michel Aubertin, Bruno Bussière, Mamert Mbonimpa, Richard Simon, Tikou Belem et Mostafa Benzaazoua, de même que le soutien des partenaires industriels de l'Institut de recherche en mines et environnement (IRME UQAT-Polytechnique).

Enfin, l'auteur remercie les étudiants Pengyu Yang, Guangsheng Liu, Jian Zheng, El Mustapha Jaouhar et Mohamed Amine Sobhi pour leur contribution à la réalisation du projet, de même que Mohamed Amine Sobhi, étudiant au doctorat, pour la lecture du texte et la mise en forme des listes de figures et de tableaux.

SOMMAIRE

L'industrie minière est un secteur qui contribue grandement à l'activité économique du Québec. Aujourd'hui, le secteur minier est plus sécuritaire, mais le taux d'accidents mortels reste encore le plus élevé parmi les travailleurs rémunérés au Québec. Le remblayage souterrain est couramment utilisé dans l'industrie minière pour améliorer les conditions de terrain, et ainsi assurer un espace de travail plus sécuritaire aux travailleurs œuvrant sous terre. Néanmoins, l'application de cette technique requiert la construction de barricades dans les galeries d'entrée aux points de soutirage pour retenir les remblais en place. Or, des cas de rupture de barricades récents indiquent que celles-ci peuvent présenter un danger pour la santé et la sécurité de l'ensemble des travailleurs miniers utilisant le remblayage souterrain.

Comme toutes les autres structures de construction, la stabilité d'une barricade pour retenir un remblai dans un chantier dépend de sa capacité et de la demande. La capacité varie selon les matériaux utilisés, la géométrie (forme et dimensions) de la barricade et la méthode de construction. La demande se traduit essentiellement par la pression exercée sur la barricade par le remblai. Une défaillance d'un de ces facteurs, que ce soit à l'égard de la conception ou de la construction d'une barricade, peut constituer un danger important pour la santé et la sécurité des travailleurs œuvrant sous terre.

Dans le but ultime de fournir à l'industrie minière un outil de conception de barricades plus fiable et plus économique, le projet consiste à approfondir l'état des connaissances sur l'interaction entre le remblai et les structures encaissantes, incluant notamment les parois rocheuses et les barricades. La majeure partie du projet porte sur les analyses théoriques et numériques permettant l'estimation des pressions et des contraintes dans les chantiers remblayés et sur les barricades installées dans la galerie d'accès à la mine. Cela a conduit au développement de nouvelles solutions analytiques et numériques pour mieux estimer les pressions et les contraintes dans les chantiers et sur les barricades.

Une autre partie du projet consiste en des analyses théoriques et numériques sur le dimensionnement des barricades constituées de roches stériles. Au Canada, et surtout au Québec, l'utilisation des roches stériles dans la construction des barricades, pour retenir les remblais dans les chantiers, est devenue de plus en plus usuelle. Ce mode de construction est simple, rapide et peu coûteux, mais peu de solutions existent pour les concevoir. Entre 2009 et 2012, la présente équipe de recherche a proposé une solution analytique pour le dimensionnement des barricades faites de roches stériles. La réalisation du présent projet a permis de constater les limites de cette solution. Une amélioration importante a été réalisée en considérant une géométrie plus représentative et des stabilités globale et locale à l'interne d'une barricade construite en roches stériles. La conception des barricades fondée sur cette solution améliorée devrait permettre un dimensionnement de barricades faites de roches stériles plus fiable et plus économique.

Pour éviter des pressions excessivement élevées exercées par un remblai sur la barricade dans un chantier, une pratique courante dans les mines consiste à diviser le remblayage d'un chantier en deux phases : le remblayage d'un bouchon et le remblayage résiduel. Or, une interruption indésirable du remblayage entre les deux phases est souvent imposée. Dans ce rapport, il est illustré que le remblayage continu d'un chantier est possible à l'aide de l'utilisation de géodrains dans le chantier remblayé et à travers les barricades.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	I
SOMMAIRE	III
LISTE DES TABLEAUX.....	VII
LISTE DES FIGURES.....	IX
1. INTRODUCTION	1
1.1 Problématique de santé et de sécurité du travail.....	1
2. ÉTAT DES CONNAISSANCES SUR LA CONCEPTION DES BARRICADES POUR UN CHANTIER REMBLAYÉ	3
2.1 Distribution des pressions et des contraintes dans un chantier remblayé.....	3
2.1.1 Estimation des contraintes dans un chantier remblayé en considérant une distribution non uniforme de la contrainte verticale à travers la largeur	8
2.1.2 Estimation des contraintes dans un chantier 3D	9
2.1.3 Estimation de la pression et des contraintes dans un chantier remblayé en considérant la pression interstitielle	12
2.1.4 Estimation des contraintes dans des chantiers remblayés inclinés	19
2.2 La distribution des pressions et des contraintes dans une galerie et sur une barricade.....	21
2.3 Conception des barricades en roches stériles.....	25
2.4 Synthèse des connaissances et besoins de recherche pour la conception des barricades.....	27
3. OBJECTIFS DE RECHERCHE	31
4. MÉTHODOLOGIE	33
4.1 Établir des solutions analytiques et numériques permettant de mieux estimer les pressions et les contraintes dans les chantiers remblayés et sur les barricades.....	33
4.2 Établir des solutions analytiques et numériques permettant de mieux dimensionner les barricades faites de roches stériles	34

4.3	Examiner la possibilité d'utiliser du remblayage continu à l'aide de l'introduction de géo-drains dans les chantiers remblayés et à travers les barricades.....	34
5.	RÉSULTATS	37
5.1	Établir des solutions analytiques et numériques permettant de mieux estimer les pressions et les contraintes dans les chantiers remblayés et sur les barricades.....	37
5.1.1	Remblai hydraulique c. remblai en pâte.....	37
5.1.2	Pression interstitielle et pression interstitielle en excès.....	38
5.1.3	Distribution des pressions et des contraintes dans un chantier avec un remblai en pâte.....	39
5.1.4	Distribution des pressions et des contraintes dans un chantier avec un remblai hydraulique	50
5.1.4.1	Estimation de l'épaisseur initiale de l'étang H_{w0}	51
5.1.4.2	Évolution du niveau de l'eau au sommet du remblai et de la pression interstitielle dans le remblai	52
5.1.5	Coefficient de pression des terres latéral pour un chantier remblayé.....	55
5.1.6	Simulations numériques des contraintes dans un chantier remblayé en considérant des éléments d'interface	60
5.1.6.1	Contraintes dans un chantier avec des murs planaires	61
5.1.6.2	Contraintes dans un chantier avec des murs non planaires	63
5.1.7	Simulations numériques des contraintes dans un chantier remblayé en considérant l'excavation sous-jacente	67
5.2	Établir des solutions analytiques et numériques permettant de mieux dimensionner les barricades faites de roches stériles	72
5.3	Examiner la possibilité d'effectuer du remblayage continu à l'aide de géo-drains dans les chantiers remblayés et à travers les barricades.....	80
6.	DISCUSSION	87
7.	CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....	89
7.1	Conclusions	89
7.2	Retombées éventuelles des résultats	90
7.3	Recommandations.....	91
	BIBLIOGRAPHIE	93

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.	Définition de K_i et de α_i (tiré de Li <i>et al.</i> 2005) 10
Tableau 2.	Définition du coefficient de pression des terres K_i et l'angle d'état α_i ($i = 1, 2$) pour les remblais sans cohésion (Li <i>et al.</i> 2005) 18

LISTE DES FIGURES

Figure 1.	Présentation tridimensionnelle schématisée d'un chantier avec une barricade installée au point de soutirage (adaptée de Li et Aubertin, 2011).	2
Figure 2.	Cas de rupture de barricades pour remblai en pâte dans la mine Cayeli de Inmet en Turquie.....	2
Figure 3.	État de contraintes (σ_h et σ_v) dans un chantier remblayé et pression (P) sur la barricade.....	3
Figure 4.	Interaction schématisée d'un remblai avec les structures encaissantes.....	4
Figure 5.	(a) un chantier remblayé avec un élément en couche horizontale; (b) contraintes estimées par la solution selon le poids des terres et par la solution d'effet d'arche de Marston (1930)	6
Figure 6.	Un chantier remblayé utilisé pour la modélisation numérique avec FLAC;	7
Figure 7.	Distribution des contraintes dans le chantier remblayé, obtenue avec FLAC	7
Figure 8.	Contraintes le long de la ligne verticale du centre du chantier, obtenues avec la solution de Marston et la modélisation numérique	8
Figure 9.	(a) un chantier remblayé; (b) distribution des contraintes verticales estimée par la solution analytique et par des simulations numériques à travers la moitié de la largeur du chantier;	9
Figure 10.	Un modèle 3D d'un chantier vertical avec un élément de couche isolé (tirée de Li <i>et al.</i> 2005).	11
Figure 11.	Contraintes verticale (a) et horizontale (b) en fonction de la profondeur normalisée h/B calculée à l'aide des solutions 2D (équations 1 et 2) et 3D (équations 10b et 13) en considérant que le remblai est dans un état de repos (voir tableau 1);	12
Figure 12.	Un chantier vertical remblayé avec le remblai partiellement submergé.	13
Figure 13.	Contraintes (effectives et totales) horizontales (a) et verticales (b) et en fonction de la profondeur h , calculées à partir de la solution d'effet d'arche et de celle selon le poids des terres en considérant que le remblai est dans un état actif.	14
Figure 14.	Contraintes effectives verticale (a) et horizontale (b) et les contraintes totales verticale (c) et horizontale (d) le long de la ligne verticale du centre, obtenues à partir des modélisations numériques avec FLAC et de la solution analytique d'effet d'arche en considérant un coefficient de pression des terres actif lorsque le remblai est partiellement submergé.....	15
Figure 15.	Un chantier vertical tridimensionnel partiellement submergé.....	18
Figure 16.	Contraintes horizontale (a) et verticale (b) (effectives et totales) en fonction de la profondeur h , obtenues par les solutions selon le poids des terres et l'effet d'arche;	19

Figure 17.	Variation des contraintes horizontales (σ_{xx}) et verticales (σ_{yy}) pour différents angles d'inclinaison α : (a) à travers la largeur à mi-hauteur; (b) le long de la ligne centrale des chantiers.....	20
Figure 18.	Une représentation schématique d'un chantier remblayé avec une galerie d'accès (tirée de Li et Aubertin, 2009c).....	23
Figure 19.	Contrainte horizontale à la mi-hauteur de la galerie, obtenue avec la solution analytique (équation 50 avec $K_s = K_{dt} = K_a$, et $K_{dl} = 1, 2$ et 3) et avec des modélisations numériques (marquées avec des points).....	23
Figure 20.	Comparaison entre les contraintes totales horizontales (à $h = 1$ m) obtenues à partir des modélisations numériques (FLAC2D) et calculées avec la solution analytique (équations 52 et 53 avec $K_s = K_a$ et $K_{dl} = 2$) le long de l'axe de la galerie	24
Figure 21.	Un chantier remblayé avec une barricade construite dans la galerie.....	25
Figure 22.	Influence de l'angle de friction ϕ_{wr} de la roche stérile sur la longueur minimale nécessaire de la barricade.....	27
Figure 23.	Remblai hydraulique c. remblai en pâte. Adapté de Potvin <i>et al.</i> (2005) avec la permission d'ACG.....	37
Figure 24.	Courbes granulométriques typiques de résidus miniers en provenance de diverses mines en roches dures canadiennes.....	38
Figure 25.	(a) Un essai de consolidation à poids propre en colonne (tirée de Li, 2012); (b) Relation entre la pression hydrostatique, la pression interstitielle et la pression interstitielle en excès.	40
Figure 26.	Évolution de la distribution de la pression interstitielle (a) et de la contrainte totale verticale (b) après le remblayage instantané d'une hauteur de 50 m.....	42
Figure 27.	Un chantier et une barricade avec un élément en couche dans le chantier et un élément en tranche dans la galerie.	43
Figure 28.	Variation de la contrainte totale horizontale σ_h dans la galerie en fonction de la position de la barricade l_b ($\tau_0=0,8$ kPa, $H=20$ m, $B=4$ m, $L=10$ m, $H_d=5$ m, $W_d=5$ m).....	44
Figure 29.	Contraintes totales horizontale (TEP_H) et verticale (TEP_V) et pression interstitielle (PWP), mesurées et calculées dans un chantier de 16,5 m × 25 m × 10 m ($H \times B \times L$) et dans une galerie de 5,6 m × 8,5 m ($H_d \times W_d$)	45
Figure 30.	Évolution des contraintes totales verticale (a) et horizontale (b) près de la base d'un chantier pour différentes vitesses de remplissage	46
Figure 31.	Un chantier en cours d'être remblayé avec les épontes et la base imperméables.	47
Figure 32.	Validation de la solution analytique de Zheng <i>et al.</i> (2018b) : (a) modèle physique du remblayage d'un bouchon typique de 8 m de hauteur; (b) distributions des pressions interstitielles en excès à la fin du remblayage du bouchon,	49
Figure 33.	Variations des distributions des pressions interstitielles obtenues avec la solution analytique de Zheng <i>et al.</i> (2018b), le long de la hauteur du	

	remblai à la fin du remblayage à une hauteur finale de $H = 8$ m avec un remblai ayant un poids volumique saturé de $\gamma_{sat} = 20$ kN/m ³	50
Figure 34.	Un chantier remblayé avec un étang formé au sommet du remblai	51
Figure 35.	Évolution de la nappe d'eau et simplification de l'écoulement de l'eau dans un chantier et dans la galerie avec une barricade drainante	53
Figure 36.	Évolution des niveaux de la nappe d'eau H en fonction du temps de drainage t , calculés avec la solution analytique 2D (équations 69 et 70b) et estimés avec la modélisation numérique.....	54
Figure 37.	Évolution de la pression interstitielle à la base du chantier u_{base} calculée avec la solution analytique (équation 73) et estimée avec la modélisation numérique.....	54
Figure 38.	Comparaison entre les coefficients de pression des terres le long de la ligne centrale des chantiers inclinés, obtenus par l'équation 74 et à partir des modélisations numériques.....	56
Figure 39.	État de plasticité du remblai : (a) dans un chantier vertical; (b) dans un chantier incliné.....	56
Figure 40.	Coefficients de pression des terres le long de la ligne du centre du chantier vertical ($B = 8$ m, $E = 300$ MPa) en considérant que le coefficient de Poisson et l'angle de frottement sont deux paramètres interreliés pour assurer un unique coefficient de pression des terres au repos.....	58
Figure 41.	Coefficients de pression des terres le long de la ligne du centre du chantier vertical ($B = 8$ m, $E = 300$ MPa) en considérant que le coefficient de Poisson et l'angle de frottement sont deux paramètres indépendants.....	59
Figure 42.	Variation des états possibles du remblai en fonction du coefficient de Poisson et de l'angle de frottement du remblai.....	59
Figure 43.	Chantiers miniers avec des murs planaires (a) et non planaires (b).	60
Figure 44.	Un chantier vertical remblayé : (a) modèle physique; (b) modèle numérique 2D (déformation plane) construit avec FLAC3D	61
Figure 45.	Variations des contraintes verticale (σ_v) et horizontale (σ_h) le long de la ligne verticale du centre du chantier de 10 m de largeur,	62
Figure 46.	Variations des contraintes verticale (σ_v) et horizontale (σ_h) le long de la ligne verticale du centre du chantier de 10 m de largeur,	63
Figure 47.	Un chantier vertical typique avec des murs non planaires.....	64
Figure 48.	Variations des contraintes verticale (σ_v) et horizontale (σ_h) le long de la ligne verticale du centre des chantiers verticaux avec des interfaces ayant des dents	65
Figure 49.	Variations des contraintes verticale (σ_v) et horizontale (σ_h) le long de la ligne verticale du centre des chantiers verticaux avec des interfaces de différents angles de frottement δ	66

Figure 50.	Variations des contraintes verticale (σ_v) et horizontale (σ_h) le long de la ligne verticale du centre des chantiers verticaux avec des interfaces non planaires et du remblai de différents angles de frottement ϕ	66
Figure 51.	Variations des contraintes verticale (σ_v) et horizontale (σ_h) le long de la ligne verticale du centre des chantiers verticaux avec des murs non planaires ayant des dents de différents angles θ	67
Figure 52.	Contraintes horizontales (σ_h) le long de la ligne verticale du centre dans un chantier remblayé avant et après la considération de l'excavation d'un chantier adjacent.....	68
Figure 53.	Schéma d'un chantier remblayé avec une excavation sous-jacente.....	69
Figure 54.	Modèle numérique d'un chantier remblayé avec une semelle-dalle et une excavation sous-jacente, construite avec PLAXIS 2D	69
Figure 55.	Étapes de la modélisation numérique de l'excavation et du remblayage des chantiers supérieur et inférieur	70
Figure 56.	Contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement et analytiquement le long de la ligne verticale du centre du chantier remblayé avant et après l'excavation du chantier sous-jacent	70
Figure 57.	Iso-contours des déplacements horizontaux obtenus avec PLAXIS2D avant (à gauche) et après (à droite) l'excavation du chantier sous-jacent.....	71
Figure 58.	Variations de la contrainte horizontale le long de la ligne verticale du centre du chantier après l'excavation du chantier sous-jacent	71
Figure 59.	Variations de la contrainte horizontale le long de la ligne verticale du centre du chantier après l'excavation du chantier sous-jacent pour différentes largeurs du chantier, B	72
Figure 60.	Variations de la contrainte horizontale le long de la ligne verticale du centre du chantier après l'excavation du chantier sous-jacent	73
Figure 61.	Un chantier remblayé avec une barricade de forme trapézoïdale.....	74
Figure 62.	La longueur requise de la barricade au toit dans une galerie de $H_d = 5$ m, $L_d = 5$ m avec une roche stérile ayant un poids volumique de $\gamma_{wr} = 20$ kN/m ³ , un angle de frottement de $\phi = 35^\circ$ pour retenir un remblai en pâte ayant une hauteur de 9 m, un poids volumique de $\gamma_b = 20$ kN/m ³	75
Figure 63.	Considération de la stabilité locale interne de la partie supérieure de la barricade.....	76
Figure 64.	Variation de la longueur requise de la barricade au toit en fonction de la profondeur du plan de glissement h	76
Figure 65.	Une barricade construite en roches stériles pour retenir un remblai en pâte	77
Figure 66.	Modèle numérique de la barricade construit avec FLAC2D.....	77
Figure 67.	Vecteurs des déplacements de la barricade lorsque l'angle de frottement entre la roche stérile et la plancher δ est faible (a) ou grand (b).....	78

Figure 68.	Comparaison entre la solution analytique (avec $C_M = 1,5$) et la modélisation numérique pour la longueur minimale requise de la barricade au toit pour différents angles de frottement δ	78
Figure 69.	Comparaisons de la longueur minimale requise entre les résultats numériques et les prédictions de la solution analytique avec $C_M = 1,5$	79
Figure 70.	Un géo-drain. Reproduit de Li et Yang (2015) avec la permission d'Elsevier B.V.	80
Figure 71.	Une procédure conceptuelle de l'introduction des géo-drains dans un chantier remblayé.	81
Figure 72.	Un chantier à remblayer avec une barricade construite pour retenir un remblai en pâte	82
Figure 73.	Variations des propriétés hydrauliques du remblai en pâte	82
Figure 74.	Modèles numériques d'un chantier remblayé construits avec SIGMA/W de GeoStudio.....	83
Figure 75.	Résultats numériques de la distribution de la contrainte totale horizontale (kPa) peu après le remblayage complet du chantier	84
Figure 76.	Distribution de la contrainte totale horizontale le long de la hauteur de la barricade peu après le remblayage complet du chantier.	85
Figure 77.	Comparaison entre la charge permise de la barricade et les variations des charges appliquées sur celle-ci lors du remblayage du chantier en considérant différents scénarios de drainage, obtenues par des modélisations numériques.	85

1. INTRODUCTION

1.1 Problématique de santé et de sécurité du travail

L'industrie minière est un secteur qui contribue grandement à l'activité économique du Québec; elle créait 10 000 emplois directs et plus de 30 000 emplois indirects en 2011 (Institut de la statistique du Québec, 2011). Aujourd'hui, le secteur minier est plus sécuritaire et la fréquence des accidents au Québec a chuté de façon importante depuis deux décennies, passant de 16,4 accidents par année par 100 mineurs en 1991 à 4 accidents par année par 100 mineurs en 2011 (Surprenant, 2011). Cependant, les travailleurs miniers ont le taux d'accidents mortels le plus élevé parmi les travailleurs rémunérés; ce taux frise les 4 %, alors que le nombre d'emplois dans ce secteur représente seulement 0,4 % de l'ensemble des travailleurs (Lebeau *et al.* 2011). Le secteur minier reste aussi le plus meurtrier de l'ensemble des industries parmi les pays émergents ou en voie de développement. Il n'est donc pas surprenant que ce secteur soit encore considéré comme l'un des plus dangereux. D'ailleurs, avec l'épuisement des ressources en surface ou à de faibles profondeurs, de plus en plus de mines seront de plus en plus profondes. Par exemple, certaines mines au Canada sont en opération à plus de 3 000 m de profondeur. La pression des terres y est donc très élevée, et le coup de terrain (rupture violente souvent accompagnée de projections de fragments de roches) peut représenter un danger imminent, menaçant la santé et la sécurité des travailleurs œuvrant sous terre.

Le remblayage souterrain est utilisé dans plusieurs mines au Québec et ailleurs dans le monde, car il s'agit d'un moyen efficace pour contrer les ruptures violentes (coups de terrain) et pour améliorer globalement les conditions de terrain, fournissant ainsi une plateforme ou un espace de travail plus sécuritaire. Cette technique consiste à remplir les vides liés à l'extraction des minéraux par des matériaux de remblai composés de sols, de résidus miniers ou de roches stériles, avec ou sans agents liants. La plupart des mines du Québec utilisent des remblais en pâte ou hydrauliques composés des résidus miniers, en raison de leur disponibilité et de la facilité de transport des matériaux. Ce type de remblai, transporté sous forme de pulpe visqueuse, nécessite la construction de barricades en bas du chantier, au point de soutirage pour retenir le remblai à l'intérieur de ce dernier.

La figure 1 présente le schéma d'un chantier remblayé avec une barricade installée. Même si le chantier primaire a été exploité et remblayé, le personnel doit tout de même circuler à proximité, que ce soit pour exploiter les chantiers secondaires adjacents au chantier primaire ou pour accéder aux autres postes de travail.

Or, des ruptures de barricades rapportées (figure 2) montrent qu'une conception inappropriée de ces structures pourrait mener à des conséquences sérieuses telles que l'inondation des galeries, l'endommagement des équipements et même la survenue d'accidents mettant en jeu la santé et la sécurité des travailleurs sous terre (Grice, 1998; Sivakugan *et al.* 2006a, 2006b; Helinski et Grice, 2007; Revell et Sainsbury, 2007; Yumlu et Guresci, 2007; Grabinsky, 2010; Thompson *et al.* 2012).

En Australie, par exemple, 11 cas de rupture de barricades ont été enregistrés entre 1980 et 1997 dans les mines de Mount Isa et au moins 3 ruptures de barricades majeures ont été rapportées dans la mine Cayeli en Turquie entre 1999 et 2007 (Sivakugan *et al.* 2013). Lorsqu'une barricade cède, les remblais contenant beaucoup d'eau sous forme de boue peuvent inonder les galeries et les chantiers avoisinants. Dans le cas de la mine Bronzewing en

Australie, la rupture d'une barricade en 2000 a enseveli trois hommes (un opérateur de jumbo, un homme de service et un électricien) qui travaillaient dans la zone du passage (galerie) (DMP 2000). Au Québec, plusieurs mines souterraines en opération utilisent des remblais et des barricades. Jusqu'à maintenant, aucune d'entre elles n'a subi de rupture de barricades. Les quelques cas de rupture de barricades mentionnés plus haut indiquent toutefois qu'il est crucial d'avoir une conception sécuritaire et fiable des barricades afin d'assurer la SST sous terre. Cela nécessite une bonne compréhension sur les enjeux associés à la stabilité d'une barricade construite pour retenir les remblais dans un chantier.

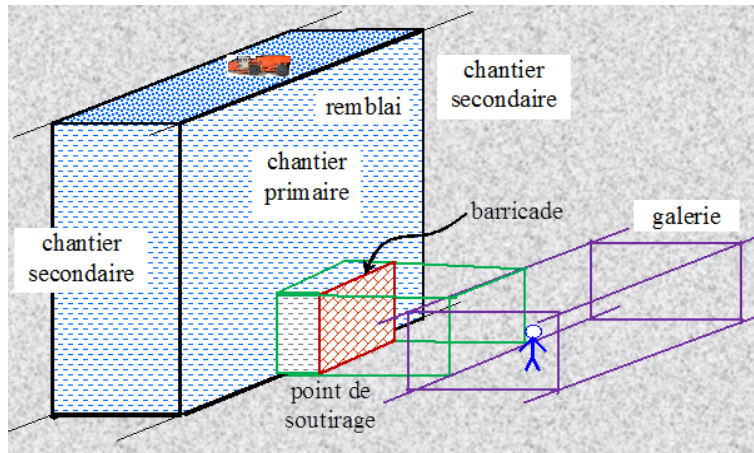


Figure 1. Présentation tridimensionnelle schématisée d'un chantier avec une barricade installée au point de soutirage (adaptée de Li et Aubertin, 2011).

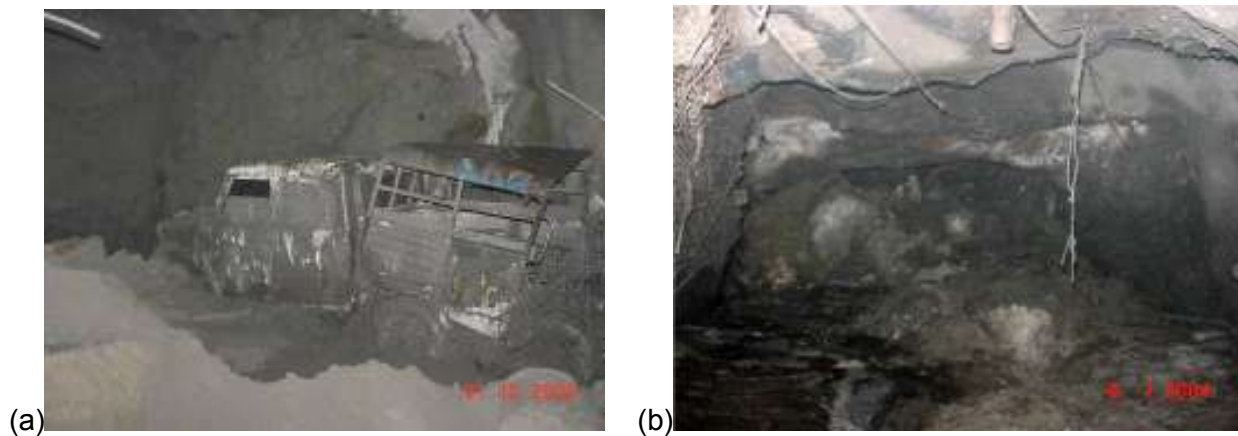


Figure 2. Cas de rupture de barricades pour remblai en pâte dans la mine Cayeli de Inmet en Turquie : (a) un camion endommagé par la rupture d'une barricade faite de treillis avec béton projeté; (b) rupture d'une barricade en roches stériles. Reproduit de Yumlu et Guresci (2007) avec la permission d'ICM/CIM.

2. ÉTAT DES CONNAISSANCES SUR LA CONCEPTION DES BARRICADES POUR UN CHANTIER REMBLAYÉ

La figure 3 illustre schématiquement la relation entre l'état de contraintes (σ_h et σ_v sont les contraintes horizontale et verticale respectivement) dans le remblai d'un chantier et la pression (P) qui agit sur la barricade. On voit qu'une variable clé pour la conception sécuritaire des barricades est la pression exercée sur celles-ci par le remblai dans la galerie (point de soutirage). Cette pression est elle-même une fonction des contraintes dans le chantier remblayé. Une pression excessive sur la barricade (P), associée à des contraintes élevées dans le chantier (σ_h et σ_v), pourrait conduire à sa rupture et causer des accidents graves (voire mortels) au personnel travaillant à proximité.

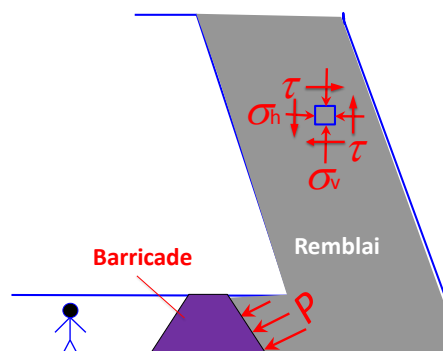


Figure 3. État de contraintes (σ_h et σ_v) dans un chantier remblayé et pression (P) sur la barricade.

Une bonne estimation de la pression sur la barricade (P) requiert une compréhension claire de l'interaction entre les remblais et les structures de confinement, incluant les parois rocheuses et les barricades. Il s'agit d'un problème complexe à cause du contraste important entre la rigidité (et aussi la résistance) du remblai et celle du massif rocheux. Quand un remblai est déposé dans un chantier, il a tendance à se tasser vers la partie inférieure du chantier et vers la barricade dans la galerie (point de soutirage), tandis que les parois rocheuses ont tendance à tenir le remblai en place en raison de la friction qui se développe le long des interfaces entre le remblai et le roc. Une partie de la charge due au poids du remblai est ainsi transférée du remblai vers les parois rocheuses. Ce transfert de charge, appelé effet d'arche, a été démontré par de nombreuses mesures de pression et de contraintes dans des chantiers remblayés sur le terrain (Askew *et al.* 1978; Knutsson, 1981; Scoble *et al.* 1987; Grice, 1989; Ouellet *et al.* 1995, 2004; Ley *et al.* 1998; Belem *et al.* 2004; Hassani *et al.* 2004; Grabinsky et Bawden, 2007; Grabinsky, 2010; Thompson *et al.* 2012) ou en laboratoire (Take et Valsangka, 2001; Pirapakaran et Sivakugan, 2007b; Ting *et al.* 2012). Il constitue un élément crucial à considérer lors de l'estimation des pressions et des contraintes dans le chantier remblayé et sur les barricades (Li *et al.* 2005; Li et Aubertin, 2009a, 2009b, 2009c, 2009d, 2009e).

2.1 Distribution des pressions et des contraintes dans un chantier remblayé

La figure 4 montre schématiquement un chantier remblayé avec une barricade au point de soutirage. Puisque le remblai a tendance à se tasser vers le bas alors que les murs rigides ont

tendance à tenir le remblai en place, des contraintes de cisaillement sont générées le long des interfaces entre le remblai et les murs rocheux. Une partie de la charge due au poids des terres du remblai est transférée sur les épontes, menant à une réduction des contraintes dans le remblai. Cet effet d'arche est un phénomène bien connu, qui a initialement été rapporté par Janssen (1895). Son utilisation en génie civil est grandement attribuable à Marston (1930), qui a utilisé cette théorie pour évaluer la charge appliquée par du remblai sur des conduites enterrées dans des tranchées. En génie des mines, Askew *et al.* (1978) ont été probablement les premiers à introduire l'effet d'arche dans les chantiers remblayés. L'effet d'arche a été également appliqué par Knutsson (1981) pour expliquer leurs contraintes mesurées dans un chantier remblayé. L'introduction de l'effet d'arche dans l'estimation des contraintes dans des chantiers a été aussi présentée par quelques autres chercheurs (Blight, 1984; Winch, 1999; Zhu, 2002). Mais l'étude et l'application de l'effet d'arche en génie des mines ont été intensifiées depuis la publication des travaux de Aubertin et collaborateurs en 2003 (Aubertin *et al.* 2003; Li *et al.* 2003).

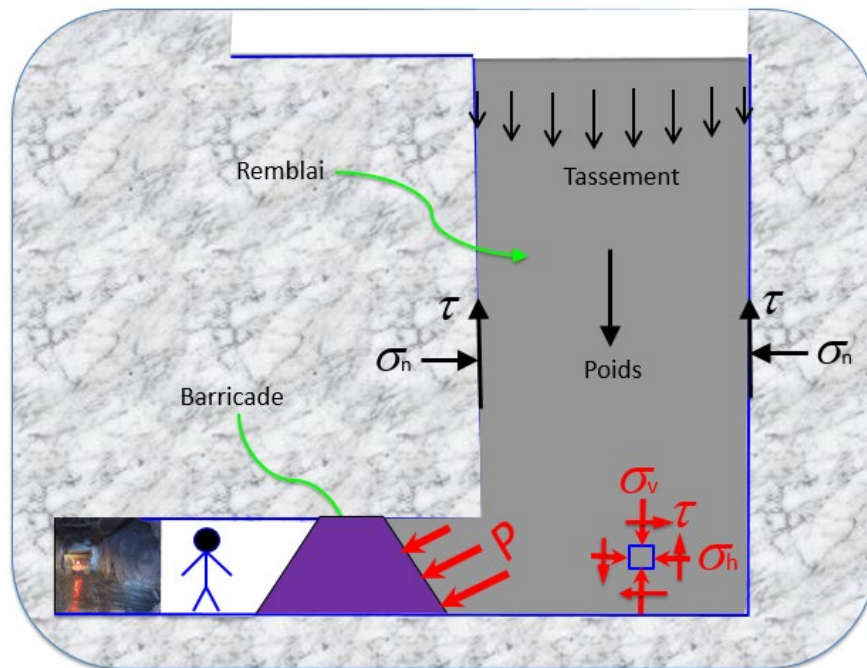


Figure 4. Interaction schématisée d'un remblai avec les structures encaissantes.

La figure 5a montre un chantier d'une largeur B , remblayé à une hauteur H . Sur un élément de couche horizontale d'une épaisseur dh , exercent le poids de l'élément W , des forces verticales V et $V + dV$, des forces horizontales C et des forces de cisaillement S . En considérant l'équilibre de l'élément et en supposant une distribution uniforme de la contrainte verticale à travers la largeur du chantier, les contraintes verticale (σ_{vh}) et horizontale (σ_{hh}) à une profondeur h sont exprimées comme suit (Marston 1930; Li *et al.* 2003) :

$$\sigma_{vh} = \frac{\gamma B}{K} \left(\frac{1 - \exp(-2Kh / B \tan \delta')}{2 \tan \delta'} \right) \quad (1)$$

$$\sigma_{hh} = \gamma B \left(\frac{1 - \exp(-2Kh / B \tan \delta')}{2 \tan \delta'} \right) \quad (2)$$

où γ est le poids volumique du remblai; δ' est l'angle de frottement effectif entre le remblai et les murs, qui prend souvent une valeur égale à l'angle de frottement du remblai ϕ puisque les murs d'un chantier sont souvent irréguliers et rugueux. Les cisaillements le long des murs ont lieu fort probablement à l'intérieur du remblai; $K (= \sigma_{hh}/\sigma_{vh})$ est un coefficient de pression des terres, défini comme le ratio entre les contraintes horizontale et verticale. En génie civil, ce coefficient est souvent associé au mouvement des murs de soutènement. Lorsque les murs ne bougent pas, le remblai est supposé être dans un état « au repos » et le coefficient de pression des terres « au repos » pour les sols granulaires et normalement consolidés est souvent exprimé par l'équation de Jaky (1948), comme suit :

$$K = K_0 = 1 - \sin \phi \quad (3)$$

Si les murs s'éloignent suffisamment pour permettre au remblai de se mobiliser à un état d'écoulement, le coefficient K est exprimé par le coefficient de pression des terres actif de Rankine, comme suit (Bowles, 1988) :

$$K = K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2) \quad (4)$$

Quand les murs poussent sur le remblai et que la contrainte horizontale augmente à une certaine valeur critique de sorte que le remblai atteigne un état d'écoulement, le coefficient K est exprimé par le coefficient de pression des terres passif de Rankine, comme suit (Bowles, 1988) :

$$K = K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2) \quad (5)$$

À mentionner que les expressions de Rankine (équations 4 et 5) ont été développées en mécanique des sols en considérant des murs de soutènement verticaux et lisses. Dans les chantiers remblayés, les murs sont rarement lisses sans résistance au cisaillement (cohésion et friction). Pour les chantiers verticaux, les expressions de Rankine peuvent s'appliquer le long de la ligne verticale de centre où les contraintes horizontale et verticale sont principales.

La figure 5b illustre une comparaison entre les contraintes calculées avec la solution selon le poids des terres et celles estimées avec la solution d'effet d'arche de Marston (1930). On voit que les contraintes prédites par la solution de Marston (1930) ont une variation non linéaire avec la profondeur et sont plus faibles que celles prédites par la solution selon le poids des terres aux endroits proches de la base du chantier.

La figure 6 représente un chantier de 6 m de largeur et rempli d'un remblai de 45 m de hauteur. La distribution des contraintes obtenue par la modélisation numérique à l'aide de FLAC est montrée à la figure 7. On voit que les isocontours des contraintes verticale et horizontale montrent une forme d'arc avec la valeur maximale au centre et la valeur minimale aux parois. La variation des contraintes est presque linéaire en fonction de la profondeur près de la surface et tend vers une valeur constante dans la partie inférieure du chantier. Ce sont des indicateurs de l'occurrence de l'effet d'arche dans le chantier. Des corrélations assez bonnes ont été obtenues entre la contrainte horizontale obtenue avec la modélisation numérique FLAC et celle calculée avec la solution de Marston en considérant un coefficient de pression des terres au repos ou actif, comme illustré à la figure 8. Pour la contrainte verticale, une meilleure corrélation

a été obtenue entre la modélisation numérique FLAC et la solution de Marston en considérant un coefficient de pression des terres actif de Rankine. Ces résultats ont été confirmés par des résultats expérimentaux obtenus récemment (Zheng, 2018).

Notons que les résultats numériques exposés à la figure 8 ont été obtenus avec une seule couche dans la modélisation numérique du logiciel FLAC. De meilleures corrélations ont été obtenues entre la modalisation numérique de FLAC et la solution analytique de Marston (1930) par Pirapakaran et Sivakugan (2007a) en simulant le remblayage en plusieurs couches dans leurs modèles numériques.

Malgré son utilisation intensive dans l'estimation dans les chantiers remblayés, et ce, surtout après les travaux de Aubertin *et al.* (2003), on constate que le modèle de Marston (1930) a plusieurs limites. Mentionnons, par exemple, que c'est un modèle 2D en déformation plane. La solution pourrait être utilisée dans le cas où la troisième dimension est largement plus grande que la largeur du chantier. Le modèle suppose que les contraintes sont uniformes à travers la largeur du chantier. Il considère un coefficient de pression des terres K constant dans l'ensemble du chantier remblayé. La cohésion du remblai n'est pas considérée. Il est développé pour une ouverture avec les murs verticaux. L'eau et la pression interstitielles ne sont pas considérées dans le modèle.

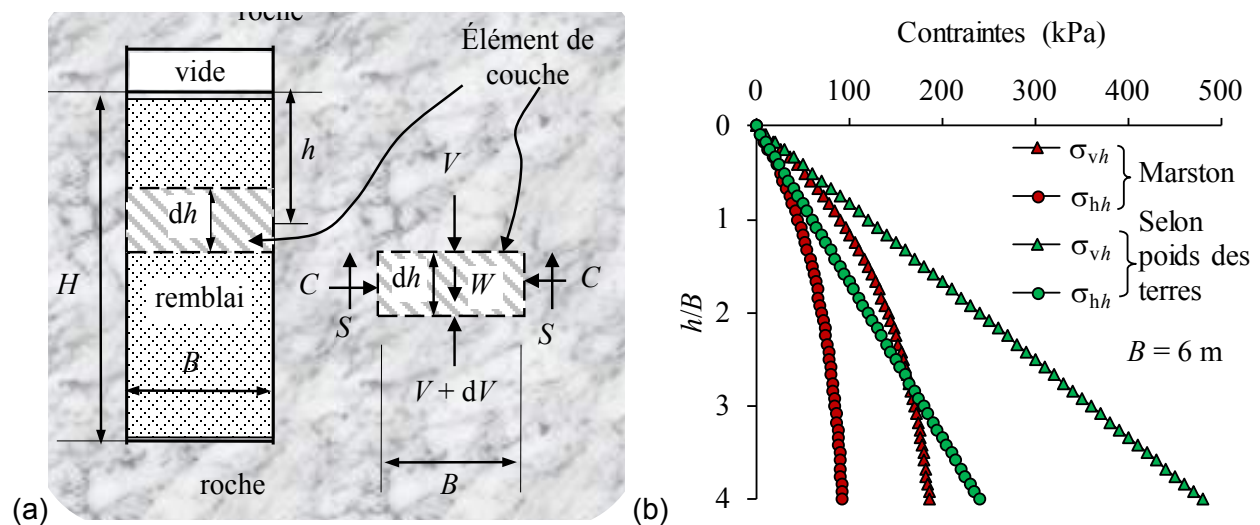


Figure 5. (a) un chantier remblayé avec un élément en couche horizontale; (b) contraintes estimées par la solution selon le poids des terres et par la solution d'effet d'arche de Marston (1930) : calculs avec $B = 6$ m, $H = 30$ m, $\delta = \phi' = 30^\circ$, $\gamma = 20$ kN/m³ et $K = K_0$.

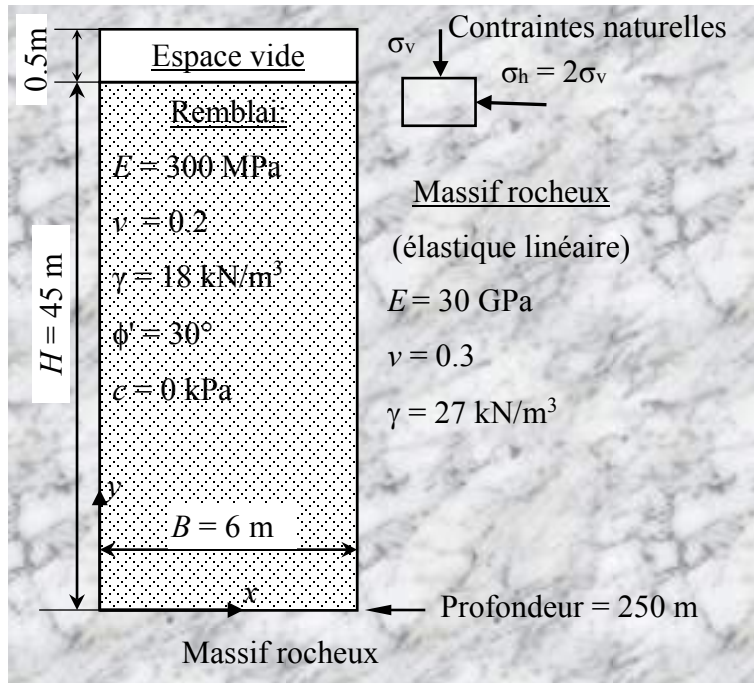


Figure 6. Un chantier remblayé utilisé pour la modélisation numérique avec FLAC; E , module de Young; ν , coefficient de Poisson; ϕ' angle de frottement; c cohésion.

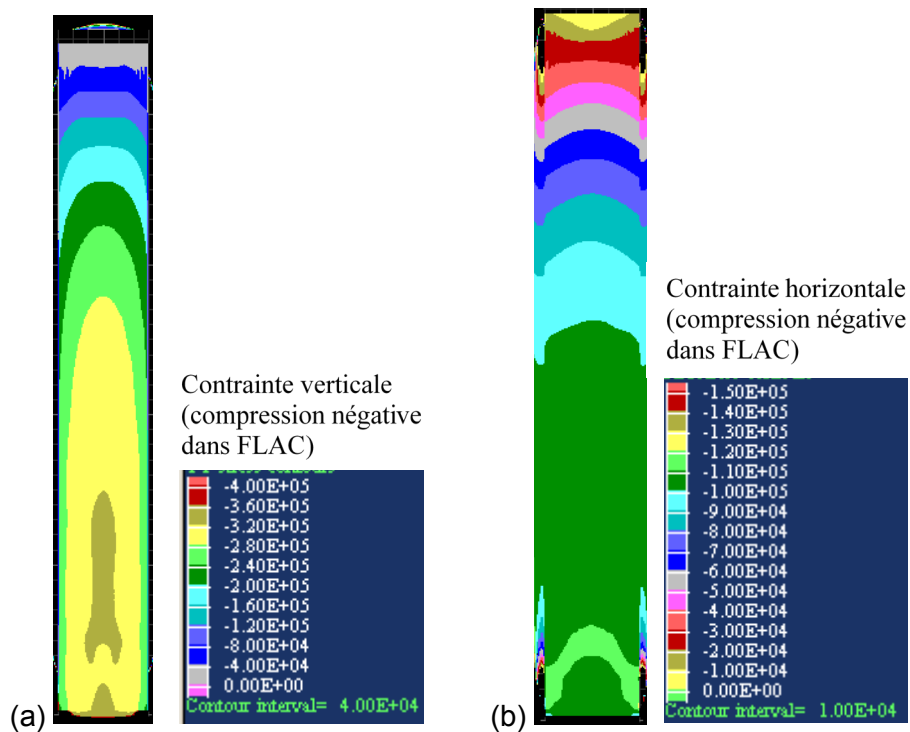


Figure 7. Distribution des contraintes dans le chantier remblayé, obtenue avec FLAC : (a) contrainte verticale σ_{yy} ; (b) contrainte horizontale σ_{xx} .

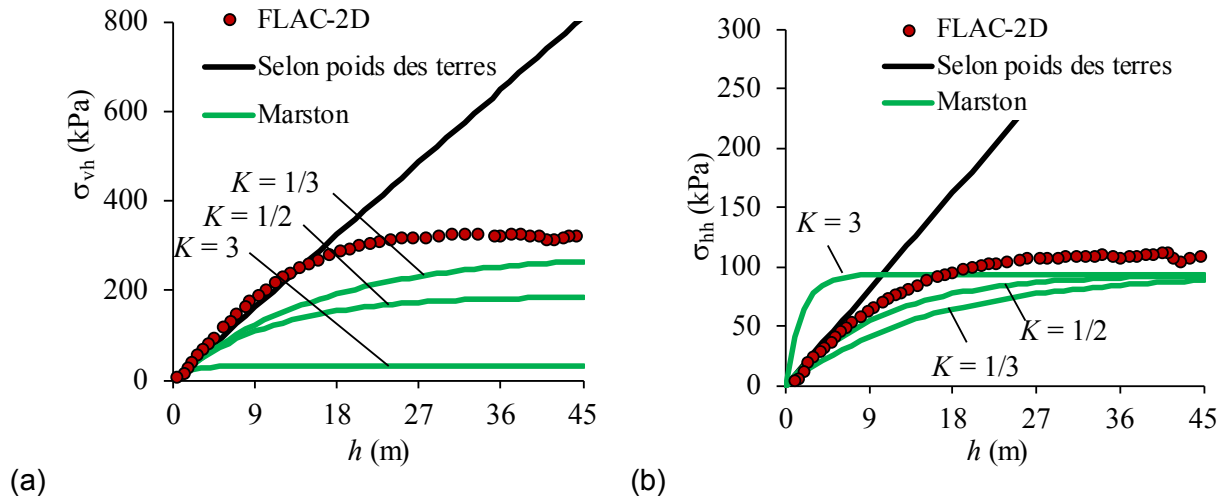


Figure 8. Contraintes le long de la ligne verticale du centre du chantier, obtenues avec la solution de Marston et la modélisation numérique : a) contrainte verticale σ_{vh} ; b) contrainte horizontale σ_{hh} .

2.1.1 Estimation des contraintes dans un chantier remblayé en considérant une distribution non uniforme de la contrainte verticale à travers la largeur

Les modélisations numériques effectuées par Li *et al.* (2003) ont montré que l'hypothèse de Marston (1930) est appropriée pour une distribution uniforme de la contrainte horizontale à travers la largeur, mais pas pour la contrainte verticale. Li et Aubertin (2008) ont proposé l'équation suivante pour décrire la variation de la contrainte verticale à travers la largeur :

$$\sigma_{vx} = \frac{\gamma B}{2K \tan \delta} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{2K \tan \delta}{B(1-DF)} h\right) \right\} \left\{ 1 - a \left(\frac{|x|}{B}\right)^b \right\} \quad (6a)$$

$$\sigma_h = \frac{\gamma B}{2 \tan \delta} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{2K' \tan \delta}{B(1-DF)} h\right) \right\} \quad (6b)$$

où B est la largeur du chantier (figure 9a); x est la distance d'une position de calcul à partir du centre du chantier ($B/2 \geq x \geq -B/2$); σ_{vx} est la contrainte verticale normale à la position x ; δ est l'angle de frottement entre le remblai et les murs; K est le coefficient de pression des terres; DF est un facteur de distribution, exprimé comme suit :

$$DF = \frac{a}{2^b (b+1)} \quad (7)$$

où a et b sont deux paramètres contrôlant la courbure de la distribution de la contrainte verticale normale,

$$a = 2 \left(1 - \lambda_1 \frac{H}{B} \right) \tan^{-\lambda_2} (\phi_0 + \phi) \quad (8)$$

$$b = 3 \quad (9)$$

Pour la plupart des cas, $\phi_0 = 50^\circ$, $\lambda_1 = 0,02$, et $\lambda_2 = 0,1$.

La figure 9b expose la distribution des contraintes verticales estimées avec la solution analytique (équation 6) et celles obtenues de simulations numériques FLAC2D à travers la moitié de la largeur du chantier. On voit que la corrélation entre les résultats analytiques et les résultats numériques est très bonne.

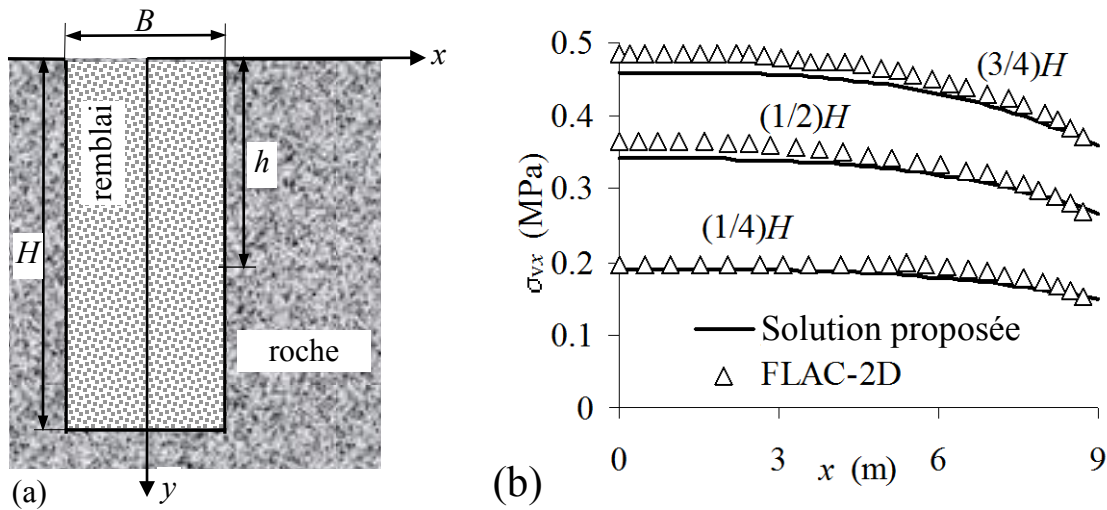


Figure 9. (a) un chantier remblayé; (b) distribution des contraintes verticales estimée par la solution analytique et par des simulations numériques à travers la moitié de la largeur du chantier; calculs faits avec $H = 45$ m, $B = 18$ m, et $\phi = 20^\circ$ (tirée de Li et Aubertin, 2008).

2.1.2 Estimation des contraintes dans un chantier 3D

Plusieurs extensions du modèle de Marston (1930) ont été réalisées dans le passé (van Horn, 1964; Winch, 1999; Pirapakaran et Sivagukan, 2007a). Une solution plus générale a été proposée par Li *et al.* (2005), en considérant que les quatre murs peuvent avoir des propriétés mécaniques différentes.

La figure 10 montre le modèle 3D de Li *et al.* (2005). Les contraintes verticale et horizontale sont exprimées comme suit :

$$\sigma_{vh} = \frac{\gamma - (\kappa_{13} B^{-1} + \kappa_{24} L^{-1})}{(\lambda_{13} B^{-1} + \lambda_{24} L^{-1})} \left\{ 1 - \exp\left(-h(\lambda_{13} B^{-1} + \lambda_{24} L^{-1})\right) \right\} \quad (10a)$$

$$\sigma_{hhi} = K_i \sigma_{vh} + 2c \tan \alpha_i \quad (10b)$$

où

$$\lambda_{13} = K_1 \tan \delta_1 + K_3 \tan \delta_3 \quad (11a)$$

$$\lambda_{24} = K_2 \tan \delta_2 + K_4 \tan \delta_4$$

$$\kappa_{13} = c_1 + c_3 + 2c(\tan \alpha_1 \tan \delta_1 + \tan \alpha_3 \tan \delta_3) \quad (11b)$$

$$\kappa_{24} = c_2 + c_4 + 2c(\tan \alpha_2 \tan \delta_2 + \tan \alpha_4 \tan \delta_4)$$

où δ_i et c_i ($i = 1-4$) sont l'angle de frottement ($^\circ$) et la cohésion (kPa) de la $i^{\text{ème}}$ interface entre le remblai et la roche; K_i est le coefficient de pression des terres lorsque la cohésion est nulle; α_i ($^\circ$) est un angle d'état du remblai (tableau 1).

Tableau 1. Définition de K_i et de α_i (tiré de Li *et al.* 2005)

État du remblai	K_i	α_i
Au repos (K_0)	$1 - \sin \phi$	0°
Actif (K_a)	$\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$	$\frac{\phi}{2} - 45^\circ$
Passif (K_p)	$\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$	$45^\circ + \frac{\phi}{2}$

Li *et al.* (2005) ont montré que cette solution générale peut être simplifiée et réduite à certaines solutions particulières présentées antérieurement. Par exemple, lorsque les murs opposés sont composés du même matériau (c.-à-d., $\delta_1 = \delta_3$, $\delta_2 = \delta_4$, $c_1 = c_3$, et $c_2 = c_4$), l'équation générale de Li *et al.* (2005) devient :

$$\sigma_{vh} = \frac{\gamma - 2((c_1 + 2c \tan \alpha_1 \tan \delta_1)B^{-1} + (c_2 + 2c \tan \alpha_2 \tan \delta_2)L^{-1})}{2(B^{-1}K_1 \tan \delta_1 + L^{-1}K_2 \tan \delta_2)} \times \{1 - \exp(-2h(B^{-1}K_1 \tan \delta_1 + L^{-1}K_2 \tan \delta_2))\} \quad (12)$$

Lorsque les quatre interfaces ont la même propriété mécanique, le remblai est dans le même état dans les quatre directions et la cohésion des interfaces est égale à celle du remblai (c.-à-d., $\delta_1 = \delta_2 = \delta_3 = \delta_4 = \delta$ et $c_1 = c_2 = c_3 = c_4 = c$, $K_1 = K_2 = K_3 = K_4 = K$, et $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_4 = \alpha$), la solution générale de Li *et al.* (2005) devient :

$$\sigma_{vh} = \frac{\gamma(B^{-1} + L^{-1})^{-1} - 2c(1 + 2 \tan \alpha \tan \delta)}{2K \tan \delta} \{1 - \exp(-2hK(B^{-1} + L^{-1}) \tan \delta)\} \quad (13)$$

Cette équation se réduit à la solution de van Horn (1964) si le remblai est dans un état de repos ($\alpha = 0^\circ$) et à la solution de Pirapakaran et Sivagukan (2007a) si la cohésion du remblai est nulle ($c = 0$).

Si la longueur de l'ouverture est largement supérieure à la largeur (c.-à-d. $L \gg B$), la solution générale est réduite à la solution en 2D :

$$\sigma_{vh} = \frac{\gamma B - 2c(1 + 2\tan\alpha\tan\delta)}{2K\tan\delta} \left\{ 1 - \exp(-2KhB^{-1}\tan\delta) \right\} \quad (14)$$

Si l'angle de frottement de l'interface est supérieur ou égal à celui du remblai (c.-à-d. $\delta \geq \phi$), la solution devient :

$$\sigma_{vh} = \frac{\gamma B - 2c(1 + 2\tan\alpha\tan\phi)}{2K\tan\phi} \left\{ 1 - \exp(-2KhB^{-1}\tan\phi) \right\} \quad (15)$$

Pour un remblai pulvérulent (sans cohésion), cette équation se réduit à la solution de Marston (McCarthy, 1988; Aubertin *et al.* 2003) :

$$\sigma_{vh} = \gamma B \left(\frac{1 - \exp(-2KhB^{-1}\tan\phi)}{2K\tan\phi} \right) \quad (16)$$

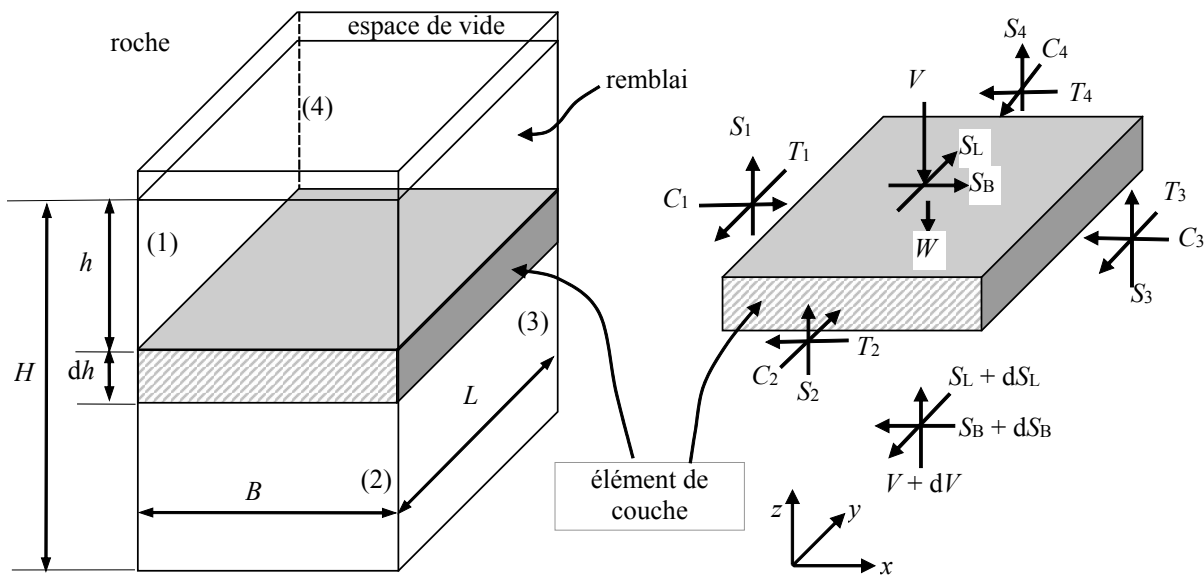


Figure 10. Un modèle 3D d'un chantier vertical avec un élément de couche isolé (tirée de Li *et al.* 2005).

La figure 11 montre les contraintes verticale (figure 11a) et horizontale (figure 11b) en fonction de la profondeur normalisée h/B calculées à l'aide des solutions 2D (équations 1 et 2) et 3D (équations 10b et 13) en considérant que le remblai est dans un état de repos (voir tableau 1). Les résultats indiquent que la solution 2D tend à sous-estimer l'effet d'arche par rapport à la solution 3D. La solution 2D a donc tendance à surestimer les contraintes verticales et horizontales par rapport à la solution 3D.

Dans la pratique, le traitement d'un problème 3D par un modèle 2D est souvent considéré comme acceptable lorsque le ratio de la longueur sur la largeur (L/B) dépasse une certaine valeur (3 à 5). À faible profondeur, un ratio de 3 est suffisant pour appliquer le modèle 2D pour

l'estimation des contraintes dans le chantier 3D. À grande profondeur, ce ratio est insuffisant et l'application du modèle 3D est recommandée pour obtenir une estimation de contraintes plus précise dans le chantier remblayé par rapport au résultat obtenu avec un modèle 2D.

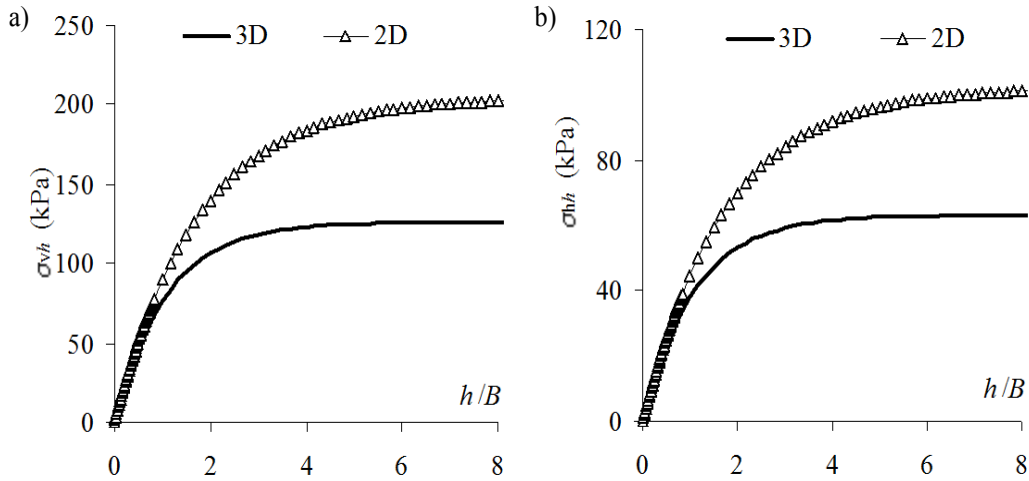


Figure 11. Contraintes verticale (a) et horizontale (b) en fonction de la profondeur normalisée h/B calculée à l'aide des solutions 2D (équations 1 et 2) et 3D (équations 10b et 13) en considérant que le remblai est dans un état de repos (voir tableau 1); $B = 6$ m, $L = 10$ m, $c = 1$ kPa, $\delta = \phi = 30^\circ$, $K = 1 - \sin \phi = 0,5$, $\gamma = 20$ kN/m³ (tirée de Li *et al.* 2005).

2.1.3 Estimation de la pression et des contraintes dans un chantier remblayé en considérant la pression interstitielle

Les solutions mentionnées précédemment supposaient que le remblai était dans un état sec sans pression interstitielle. Par ailleurs, dans la plupart des cas, le remblai contient de l'eau. Il est donc nécessaire d'évaluer les contraintes totales et effectives dans les chantiers remblayés.

Li et Aubertin (2009a) ont investigué l'effet de la pression hydrostatique sur les contraintes totales et effectives dans un chantier remblayé. La figure 12 présente un chantier avec un remblai partiellement submergé. H_m est l'épaisseur du remblai humide au-dessus de la surface phréatique (où la pression interstitielle $u_w = 0$); H_b est la hauteur totale du remblai; H_w est la hauteur d'eau dans le chantier; B est la largeur du chantier. Les propriétés principales sont données par l'angle de frottement ϕ et le poids volumique γ_m pour le remblai humide et angle de frottement effectif ϕ' et le poids volumique γ_{sat} pour le remblai saturé (submergé).

Dans la zone humide ($h \leq H_m$), la succion due à la non-saturation du remblai est négligée et la pression interstitielle est supposée être égale à zéro. Les contraintes totales et effectives sont identiques (c.-à-d. $u_w = 0$, $\sigma_v = \sigma_v'$ et $\sigma_h = \sigma_h'$) et exprimées comme suit (Aubertin *et al.* 2003; Li *et al.* 2003) :

$$\sigma_{vh} = \gamma_m B \left(\frac{1 - \exp(-2Kh \tan \phi / B)}{2K \tan \phi} \right) \quad (17)$$

$$\sigma_{hh} = \gamma_m B \left(\frac{1 - \exp(-2Kh \tan \phi / B)}{2 \tan \phi} \right) \quad (18)$$

où σ_{vh} et σ_{hh} sont les contraintes verticales et horizontales à une profondeur h dans le remblai humide.

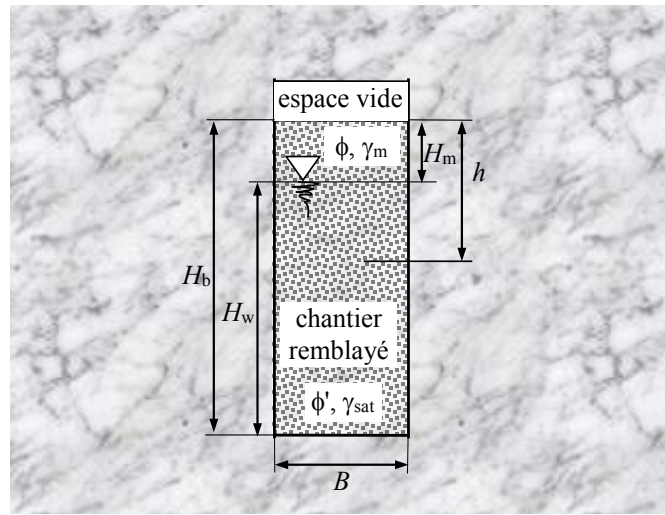


Figure 12. Un chantier vertical remblayé avec le remblai partiellement submergé.

Dans la zone au-dessous de la surface phréatique ($h > H_m$), les contraintes effectives ont été exprimées comme suit :

$$\sigma_v' = \frac{B\gamma_{sub}}{2K_s \tan \phi'} \left[1 - \exp\left(-\frac{2K_s(h - H_m)}{B} \tan \phi'\right) \right] + \frac{\gamma_m B}{2K \tan \phi} \left[1 - \exp\left(-\frac{2KH_m}{B} \tan \phi\right) \right] \exp\left(-\frac{2K_s(h - H_m)}{B} \tan \phi'\right) \quad (19)$$

$$\sigma_h' = \frac{B\gamma_{sub}}{2 \tan \phi'} \left[1 - \exp\left(-\frac{2K_s(h - H_m)}{B} \tan \phi'\right) \right] + \frac{K_s \gamma_m B}{2K \tan \phi} \left[1 - \exp\left(-\frac{2KH_m}{B} \tan \phi\right) \right] \exp\left(-\frac{2K_s(h - H_m)}{B} \tan \phi'\right) \quad (20)$$

et les contraintes totales sont :

$$\sigma_v = \sigma_v' - \gamma_w (h - H_m) \quad (21)$$

$$\sigma_h = \sigma_h' - \gamma_w (h - H_m) \quad (22)$$

où $\gamma_{sub} (= \gamma_{sat} - \gamma_w)$ est le poids volumique submergé du remblai; γ_w est le poids volumique de l'eau; K_s est le coefficient de pression des terres effectif du remblai saturé.

La figure 13 montre des contraintes (effectives et totales) horizontales (figure 13a) et verticales (figure 13b) en fonction de la profondeur h , calculées à partir de la solution d'effet d'arche et de celle selon le poids des terres en considérant que le remblai est dans un état actif. Les résultats indiquent que la présence d'eau réduit significativement les contraintes effectives et augmentent

significativement les contraintes totales dans le remblai sous la surface phréatique à cause de la pression interstitielle positive (pression hydrostatique).

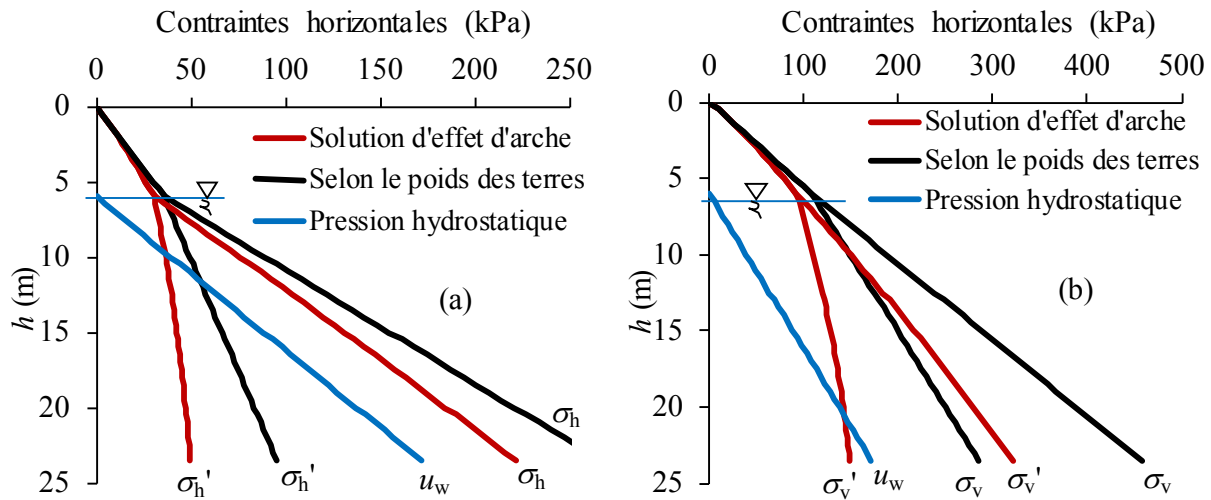


Figure 13. Contraintes (effectives et totales) horizontales (a) et verticales (b) en fonction de la profondeur h , calculées à partir de la solution d'effet d'arche et de celle selon le poids des terres en considérant que le remblai est dans un état actif. Les calculs ont été faits en considérant $H_m = 6$ m, $B = 7$ m, $\phi = 30^\circ$, $\gamma_m = 18$ kN/m³, $\phi' = 30^\circ$, et $\gamma_{sat} = 20$ kN/m³.

La figure 14 présente les contraintes effectives verticale (figure 14a) et horizontale (figure 14b) et les contraintes totales verticale (figure 14c) et horizontale (figure 14d) le long de la ligne verticale du centre du chantier, obtenues à partir des modélisations numériques avec FLAC et de la solution analytique d'effet d'arche en considérant un coefficient de pression des terres actif lorsque le remblai est partiellement submergé. On voit que les contraintes effectives et totales sont inférieures à celles prédites par la solution selon le poids des terres. Une très bonne corrélation a été trouvée entre les solutions analytique et numérique.

La présence d'eau dans un chantier tridimensionnel a été considérée également par Li et Aubertin (2009b). La figure 15 illustre un chantier remblayé tridimensionnel avec le remblai partiellement submergé. Dans la figure, H_b est la hauteur totale du remblai, H_m est la hauteur du remblai humide, B est la largeur du chantier, L est la longueur et p_0 est la pression uniforme appliquée sur la surface du remblai. Les murs opposés ont les mêmes propriétés géotechniques. Les propriétés du remblai humide sont traduites par le poids volumique γ_m , l'angle de frottement ϕ_m et la cohésion c_m , alors que le remblai saturé est caractérisé par γ_{sat} et les paramètres de résistance au cisaillement effectifs par ϕ_{sat} et c_{sat} . Les angles de frottement le long des interfaces entre les remblais et les murs sont exprimés comme δ_m et δ_{sat} dans les remblais humide et saturé, respectivement.

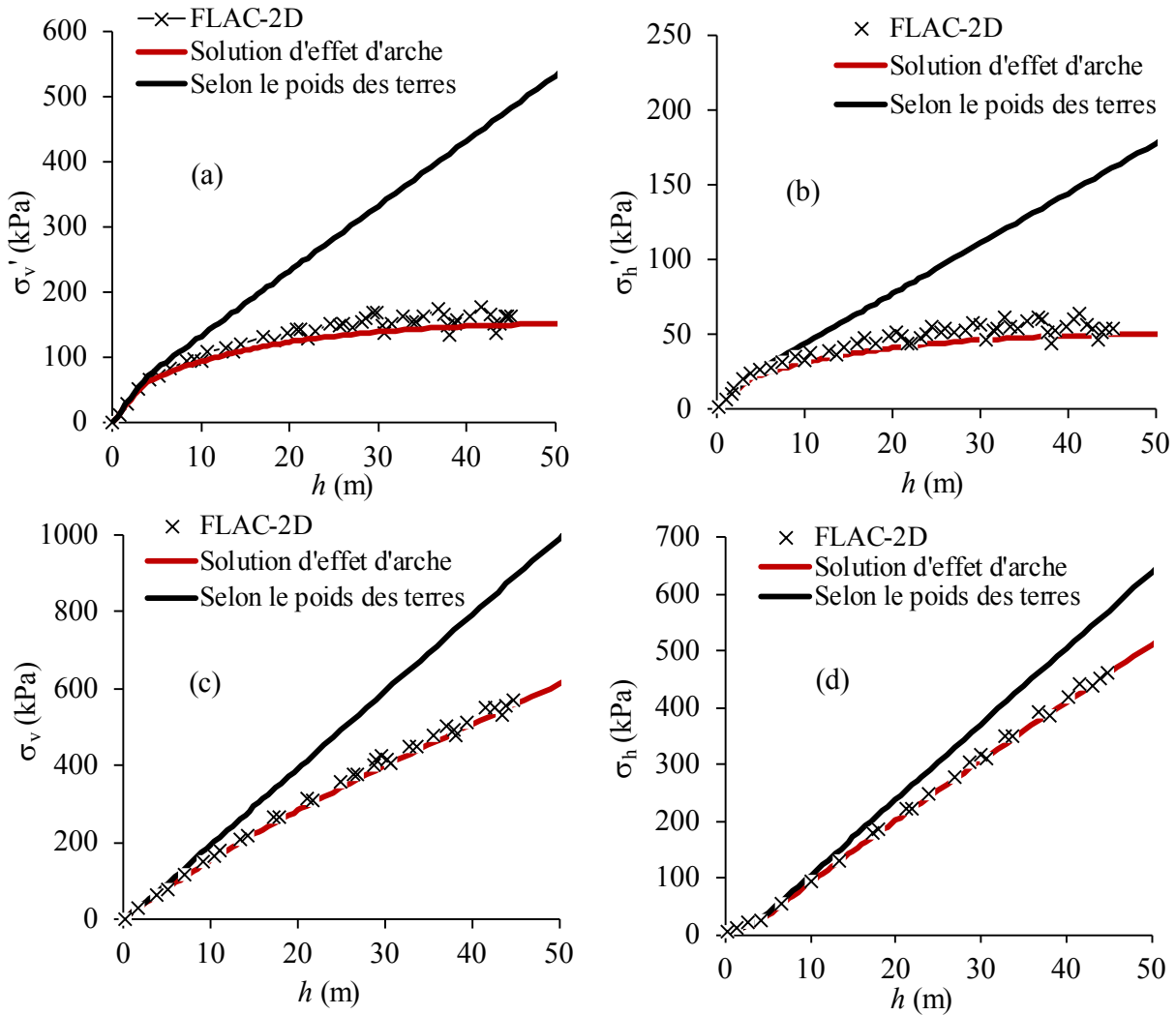


Figure 14. Contraintes effectives verticale (a) et horizontale (b) et les contraintes totales verticale (c) et horizontale (d) le long de la ligne verticale du centre, obtenues à partir des modélisations numériques avec FLAC et de la solution analytique d'effet d'arche en considérant un coefficient de pression des terres actif lorsque le remblai est partiellement submergé. Les calculs ont été faits avec $B = 6$ m, $H_m = 4$ m, $\gamma_m = 18$ kN/m³, $\phi = 30^\circ$, $\gamma_{\text{sat}} = 20$ kN/m³ et $\phi^s = 30^\circ$.

Quand le point de calcul est au-dessus de la nappe d'eau ($h \leq H_m$), les contraintes (effectives = totales) à une profondeur h peuvent être calculées par les équations suivantes :

$$\sigma_{vh} = \frac{\gamma_m - 2c_m (\lambda_{1m} B^{-1} + \lambda_{2m} L^{-1})}{M_m} \{1 - \exp(-hM_m)\} + p_0 \exp(-hM_m) \quad (23)$$

$$\sigma_{hhi} = K_{im} \sigma_{vh} + 2c_m \tan \alpha_{im}, \quad i = 1, 2 \quad (24)$$

où σ_{vh} et σ_{hhi}' ($i = 1, 2$) sont respectivement les contraintes verticale et horizontale à la profondeur h ; K_{im} et α_{im} ($i = 1, 2$) sont respectivement le coefficient de pression des terres et l'angle d'état du remblai humide (tableau 2). Les paramètres M_m , λ_{1m} et λ_{2m} sont définis comme suit :

$$M_m = 2(B^{-1}K_{1m} + L^{-1}K_{2m})\tan\delta_m \quad (25)$$

$$\lambda_{1m} = 1 + 2 \tan \alpha_{1m} \tan \delta_m \quad (26a)$$

$$\lambda_{2m} = 1 + 2 \tan \alpha_{2m} \tan \delta_m \quad (26b)$$

Quand le point de calcul est au-dessous de la nappe d'eau ($h \geq H_m$), les contraintes effectives verticale (σ_{vh}') et horizontale (σ_{hhi}') à une profondeur h peuvent être calculées par les équations suivantes :

$$\begin{aligned} \sigma_{vh}' = & \frac{\gamma_m - 2c_m(\lambda_{1m}B^{-1} + \lambda_{2m}L^{-1})}{M_m} \{1 - \exp(-H_m M_m)\} \exp[(H_m - h)M_{sat}] \\ & + \frac{\gamma_{sub} - 2c_{sat}(\lambda_{1sat}B^{-1} + \lambda_{2sat}L^{-1})}{M_{sat}} \{1 - \exp[(H_m - h)M_{sat}]\} + p_0 \exp[(H_m - h)M_{sat} - H_m M_m] \end{aligned} \quad (27)$$

$$\sigma_{hhi}' = K_{isat} \sigma_{vh}' + 2c_{sat} \tan \alpha_{isat} \quad (28)$$

où γ_{sub} ($= \gamma_{sat} - \gamma_w$) est le poids volumique submergé du remblai; γ_w est le poids volumique de l'eau; K_{isat} et α_{isat} ($i = 1, 2$) sont respectivement le coefficient de pression des terres et l'angle d'état du remblai saturé (tableau 2). Les paramètres M_{sat} , λ_{1sat} et λ_{2sat} sont définis comme suit :

$$M_{sat} = 2(B^{-1}K_{1sat} + L^{-1}K_{2sat})\tan\delta_{sat} \quad (29)$$

$$\lambda_{1sat} = 1 + 2 \tan \alpha_{1sat} \tan \delta_{sat} \quad (30)$$

$$\lambda_{2sat} = 1 + 2 \tan \alpha_{2sat} \tan \delta_{sat} \quad (31)$$

Les contraintes totales verticale (σ_{vh}) et horizontale (σ_{hhi}) sont calculées comme suit :

$$\sigma_{hhi} = \sigma_{hhi}' + \gamma_w (h - H_m) \quad (32)$$

$$\sigma_{vh} = \sigma_{vh}' + \gamma_w (h - H_m) \quad (33)$$

Lorsqu'il n'y a pas de surcharge ($p_0 = 0$) sur la surface du remblai, l'équation 27 se réduit à :

$$\begin{aligned} \sigma_{vh}' = & \frac{\gamma_m - 2c_m (\lambda_{1m} B^{-1} + \lambda_{2m} L^{-1})}{M_m} \{1 - \exp(-H_m M_m)\} \exp[(H_m - h)M_{sat}] \\ & + \frac{\gamma_{sub} - 2c_{sat} (\lambda_{1sat} B^{-1} + \lambda_{2sat} L^{-1})}{M_{sat}} \{1 - \exp[(H_m - h)M_{sat}]\} \end{aligned} \quad (34)$$

Lorsque les quatre murs réagissent de la même manière et partagent les mêmes propriétés ($K_{1sat} = K_{2sat} = K_{sat}$, $K_{1m} = K_{2m} = K_m$, et $\alpha_{1sat} = \alpha_{2sat} = \alpha_{sat}$, $\alpha_{1m} = \alpha_{2m} = \alpha_m$, si bien que $\lambda_{1sat} = \lambda_{2sat} = \lambda_{sat}$, $\lambda_{1m} = \lambda_{2m} = \lambda_m$), l'équation 34 devient :

$$\begin{aligned} \sigma_{vh}' = & + \frac{\gamma_m - 2c_m \lambda_m M}{2 \tan \delta_m K_m M} \{1 - \exp[-2H_m \tan \delta_m K_m M]\} \exp[2(H_m - h) \tan \delta_{sat} K_{sat} M] \\ & + \frac{\gamma_{sub} - 2c_{sat} \lambda_{sat} M}{2 \tan \delta_{sat} K_{sat} M} \{1 - \exp[2(H_m - h) \tan \delta_{sat} K_{sat} M]\} \end{aligned} \quad (35)$$

$$\sigma_{hh1}' = \sigma_{hh2}' = K_{sat} \sigma_{vh}' + 2c_{sat} \tan \alpha_{sat} \quad (36)$$

où

$$M = B^{-1} + L^{-1} \quad (37)$$

Pour les remblais sans cohésion, l'équation 35 est réduite à :

$$\begin{aligned} \sigma_{vh}' = & \frac{\gamma_m}{2 \tan \delta_m K_m M} \{1 - \exp(-2H_m \tan \delta_m K_m M)\} \exp[2(H_m - h) \tan \delta_{sat} K_{sat} M] \\ & + \frac{\gamma_{sub}}{2 \tan \delta_{sat} K_{sat} M} \{1 - \exp[2(H_m - h) \tan \delta_{sat} K_{sat} M]\} \end{aligned} \quad (38)$$

$$\sigma_{hh1}' = \sigma_{hh2}' = K_{sat} \sigma_{vh}' \quad (39)$$

Quand les propriétés des interfaces entre le remblai et les murs sont égales à celles du remblai ($\delta_m = \phi_m$ et $\delta_{sat} = \phi_{sat}$), l'équation 38 devient :

$$\begin{aligned} \sigma_{vh}' = & \frac{\gamma_m}{2 \tan \phi_m K_m M} \{1 - \exp(-2H_m \tan \phi_m K_m M)\} \exp[2(H_m - h) \tan \phi_{sat} K_{sat} M] \\ & + \frac{\gamma_{sub}}{2 \tan \phi_{sat} K_{sat} M} \{1 - \exp[2(H_m - h) \tan \phi_{sat} K_{sat} M]\} \end{aligned} \quad (40)$$

Finalement, quand la largeur du chantier est très importante ($L \gg D$, $M \cong B^{-1}$), l'équation 40 se réduit à la solution 2D de Li et Aubertin (2009a) comme suit :

$$\begin{aligned} \sigma_{vh}' = & \frac{\gamma_m B}{2 \tan \phi_m K_m} \left\{ 1 - \exp\left(-2 \tan \phi_m K_m \frac{H_m}{B}\right) \right\} \exp\left(2 \tan \phi_{sat} K_{sat} \frac{H_m - h}{B}\right) \\ & + \frac{\gamma_{sub} B}{2 \tan \phi_{sat} K_{sat}} \left\{ 1 - \exp\left(2 \tan \phi_{sat} K_{sat} \frac{H_m - h}{B}\right) \right\} \end{aligned} \quad (41)$$

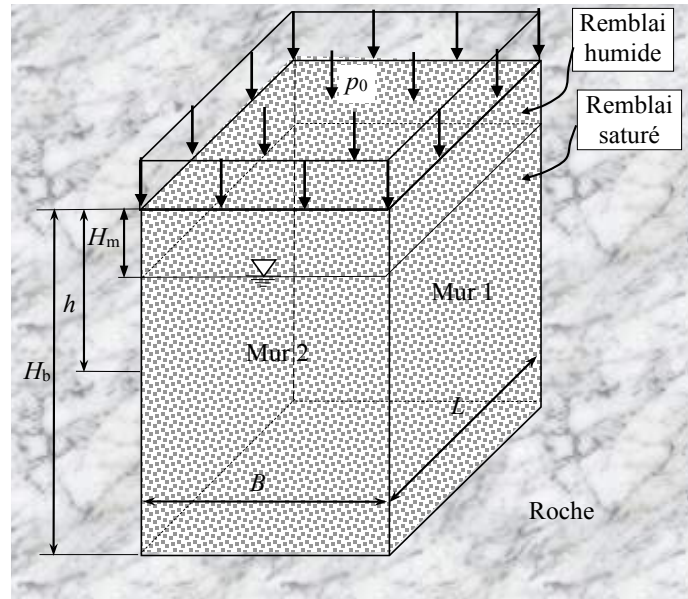


Figure 15. Un chantier vertical tridimensionnel partiellement submergé.

Tableau 2. Définition du coefficient de pression des terres K_i et l'angle d'état α_i ($i = 1, 2$) pour les remblais sans cohésion (Li et al. 2005)

	Remblai humide		Remblai saturé	
État	K_m	α_m	K_{sat}	α_{sat}
Au repos	$1 - \sin \phi_m$	0°	$1 - \sin \phi_{sat}$	0°
Actif	$\frac{1 - \sin \phi_m}{1 + \sin \phi_m}$	$\frac{\phi_m}{2} - 45^\circ$	$\frac{1 - \sin \phi_{sat}}{1 + \sin \phi_{sat}}$	$\frac{\phi_{sat}}{2} - 45^\circ$
Passif	$\frac{1 + \sin \phi_m}{1 - \sin \phi_m}$	$\frac{\phi_m}{2} + 45^\circ$	$\frac{1 + \sin \phi_{sat}}{1 - \sin \phi_{sat}}$	$\frac{\phi_{sat}}{2} + 45^\circ$

La figure 16 expose les contraintes (totales et effectives) horizontale (figure 16a) et verticale (figure 16b) dans un chantier remblayé en utilisant la solution générale 3D (équations 27 à 33). Les résultats ont été obtenus pour un remblai sans cohésion ($c_m = c_{sat} = 0$) qui est dans un état actif dans les directions de largeur et de longueur ($K_{1sat} = K_{2sat} = K_{sat}$, $K_{1m} = K_{2m} = K_m$, et $\alpha_{1sat} = \alpha_{2sat} = \alpha_{sat}$, $\alpha_{1m} = \alpha_{2m} = \alpha_m$, donc $\lambda_{1sat} = \lambda_{2sat} = \lambda_{sat}$, $\lambda_{1m} = \lambda_{2m} = \lambda_m$). On voit que les contraintes sont surestimées par rapport à celles estimées à partir de la solution selon le poids des terres. Les résultats démontrent aussi que les contraintes totales peuvent être augmentées considérablement par la pression interstitielle, alors que les contraintes effectives peuvent être diminuées.

Li et Aubertin (2010) ont développé une autre solution analytique pour estimer les contraintes totales et effectives dans un chantier tridimensionnel avec la présence d'eau en considérant la contrainte verticale non uniformément distribuée à travers la largeur. Le lecteur intéressé peut prendre connaissance de l'article rédigé par Li et Aubertin (2010) pour obtenir plus de détails sur la solution et partager la discussion des résultats.

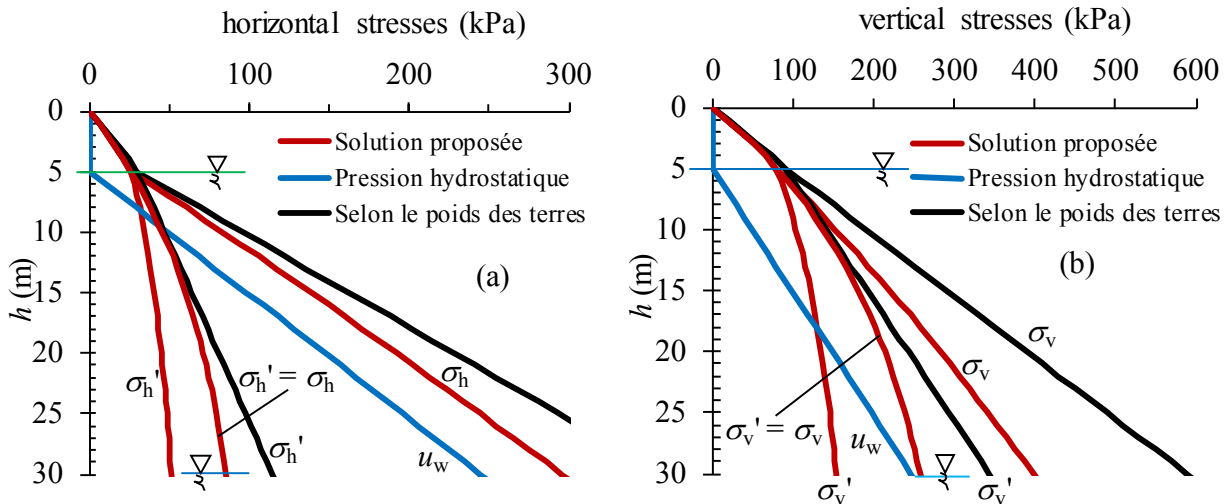


Figure 16. Contraintes horizontale (a) et verticale (b) (effectives et totales) en fonction de la profondeur h , obtenues par les solutions selon le poids des terres et l'effet d'arche; la surface d'eau est à $H_m = 5$ m; $B = 10$ m, $L = 20$ m; le remblai humide : $c_m = c_{sat} = 0$ kPa, $\phi_m = \delta_m = 30^\circ$, $\gamma_m = 18$ kN/m³; le remblai saturé : $\phi_{sat} = \delta_{sat} = 30^\circ$, $\gamma_{sat} = 20$ kN/m³, $p_0 = 0$ kPa.

2.1.4 Estimation des contraintes dans des chantiers remblayés inclinés

La solution de Marston (1930) et les diverses extensions ont été développées pour estimer les contraintes et les pressions dans des chantiers remblayés verticaux. Dans la plupart des cas sur le terrain, les gisements sont plus ou moins inclinés de même que les épontes des chantiers miniers. Les facteurs d'influence sur la distribution des contraintes dans un chantier remblayé incliné ont ainsi été étudiés d'une façon systématique par Li et collaborateurs (Li *et al.* 2007; Li et Aubertin, 2009e). La figure 17 illustre la variation des contraintes verticales et horizontales à travers la largeur (figure 17a) et le long de la ligne centrale du chantier (figure 17b). Les résultats révèlent que la contrainte horizontale est peu sensible à la variation de l'angle d'inclinaison des chantiers et qu'elle reste pratiquement uniforme à travers la largeur du chantier. La contrainte verticale change considérablement avec l'inclinaison des épontes des chantiers. En général, on voit que la contrainte verticale diminue significativement sur l'éponte supérieure, mais cette diminution est moindre pour l'éponte inférieure. Le long de la ligne centrale, on voit que la contrainte verticale a tendance à diminuer en fonction de la diminution de l'angle d'inclinaison. Des solutions spécifiques sont nécessaires pour obtenir une meilleure estimation des contraintes et des pressions dans des chantiers remblayés avec les épontes inclinées.

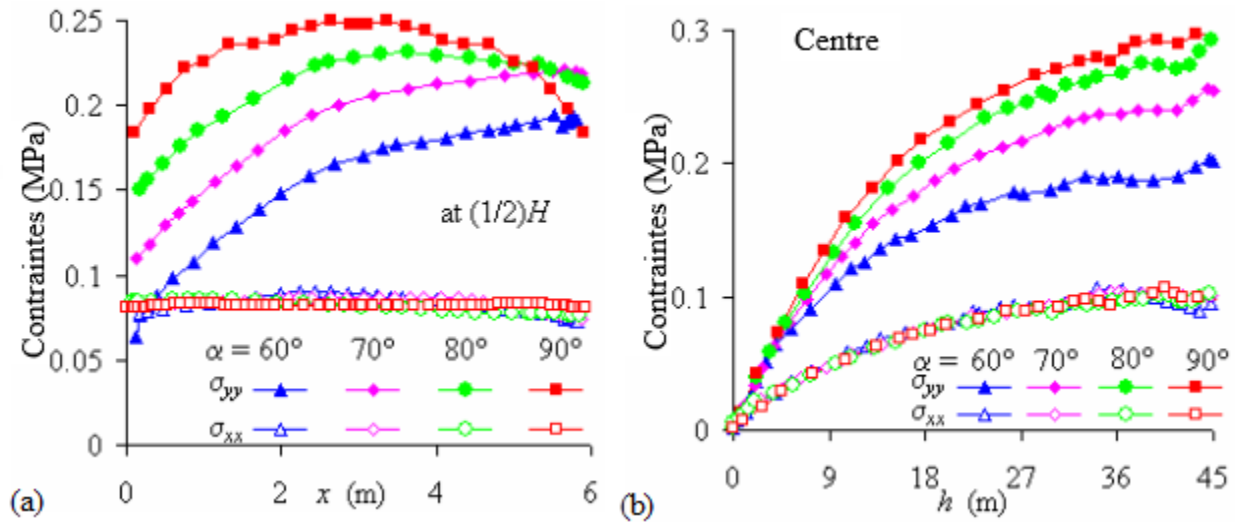


Figure 17. Variation des contraintes horizontales (σ_{xx}) et verticales (σ_{yy}) pour différents angles d'inclinaison α : (a) à travers la largeur à mi-hauteur; (b) le long de la ligne centrale des chantiers. Les calculs ont été faits pour un chantier $H = 45$ m, $B = 6$ m avec un remblai sec ayant un poids volumique de $\gamma = 18$ kN/m³ et un angle de frottement de $\phi = 30^\circ$ (tirée de Li et Aubertin, 2009e).

Caceres (2005) a proposé une solution à partir du modèle de Marston pour estimer les contraintes dans un chantier remblayé incliné en considérant que la résistance au cisaillement des interfaces entre le remblai et les murs est la même que celle du remblai. L'équation est exprimée comme suit pour la contrainte verticale :

$$\sigma_v = \frac{\gamma B \sin^2 \beta}{2K \tan \phi} \left[1 - \exp\left(-\frac{2K \tan \phi h}{\sin^2 \beta B}\right) \right] \quad (42)$$

où γ est le poids volumique du remblai; β est l'angle d'inclinaison des épontes du chantier; ϕ est l'angle de frottement du remblai; B est la largeur (dans la direction horizontale) du chantier; h est la profondeur du point de calcul et K est le coefficient de pression des terres. À partir des simulations numériques et en appliquant la technique de régression sur les résultats numériques, Caceres (2005) a proposé l'équation suivante pour décrire le coefficient de pression des terres dont la valeur se trouve entre le coefficient de pression des terres actif et au repos (c.-à-d. $K_0 \geq K \geq K_a$) :

$$K = 1,4 \sin^2 \phi - 2 \sin \phi + 1 \quad (43)$$

Une expression alternative à celle de Caceres (2005) a été proposée par Ting *et al.* (2011) et Yang (2016) comme suit :

$$\sigma_v = \frac{\gamma B \sin \beta}{2K \tan \phi} \left[1 - \exp\left(-\frac{2K \tan \phi h}{\sin \beta B}\right) \right] \quad (44)$$

En utilisant les mêmes hypothèses de Caceres (2005), Ting *et al.* (2011) ont proposé les équations suivantes pour décrire la contrainte verticale dans un chantier remblayé incliné :

$$\sigma_v = \frac{\gamma B - 2c(1 + \sin 2\beta \tan \delta)}{2K_\beta \tan \delta} \left[1 - \exp\left(-2K_\beta \frac{h}{B} \tan \delta\right) \right] + q \exp\left(-2K_\beta \frac{h}{B} \tan \delta\right) \quad (45)$$

où γ est le poids volumique du remblai; c est la cohésion du remblai; δ est l'angle de frottement de l'interface entre le remblai et les épontes rocheuses; β est l'angle d'inclinaison des épontes du chantier; B est la largeur (dans la direction horizontale) du chantier; h est la profondeur du point de calcul; q est la pression de surcharge; K_β est un paramètre exprimé comme suit :

$$K_\beta = \frac{1 + K}{2} + \frac{1 - K}{2} \cos 2\beta + K \tan \delta \sin 2\beta \quad (46)$$

K est le coefficient de pression des terres, qui peut prendre la valeur du coefficient de pression des terres actif de Rankine (K_a) ou au repos de Jaky (K_0).

Une solution analytique plus sophistiquée a été proposée par Singh *et al.* (2011) pour évaluer les contraintes principales dans un chantier incliné en considérant un élément en arc circulaire. Le lecteur intéressé peut consulter l'article de Singh *et al.* (2011) pour obtenir plus de détails sur la solution et partager la discussion des résultats.

2.2 La distribution des pressions et des contraintes dans une galerie et sur une barricade

Contrairement au cas des pressions et des contraintes dans des chantiers remblayés, très peu d'études ont porté sur la distribution des pressions et des contraintes dans la galerie (point de soutirage), où les barricades sont construites pour retenir les remblais en place. Mitchell *et al.* (1975) ont proposé l'équation suivante pour calculer la charge exercée sur la barricade située au bas d'un chantier :

$$F_h = \frac{1}{2} \gamma H^2 W_d K_0 \quad (47)$$

Dans cette équation, F_h est la charge totale horizontale, γ est le poids volumique du remblai, H est la hauteur totale du remblai dans le chantier, W_d est la largeur de la galerie (ou barricade). K_0 est le coefficient de pression des terres, dont Mitchell *et al.* (1975) ont proposé une valeur de 0,5 ou de $1 - \sin \phi$ (où ϕ est l'angle de frottement du remblai sec). Comme l'équation 47 a été obtenue par la considération de la pression totale selon le poids des terres sans prendre en compte l'effet d'arche dans le chantier, Mitchell (1992) reconnaît que l'application de l'équation 47 a pour conséquence de surestimer la charge sur la barricade. Il suggère de remplacer le coefficient de pression des terres au repos (K_0) par celui actif de Rankine $K_a = (1 - \sin \phi)/(1 + \sin \phi) < K_0$.

Une solution alternative a été formulée d'une façon empirique par Smith et Mitchell (1982) et Mitchell et Roettger (1984) pour introduire l'effet du transfert de la contrainte de cisaillement frictionnelle le long des murs. La contrainte normale horizontale est exprimée comme suit :

$$\sigma_h = 0.4\gamma H \left(1 - 0.6 \frac{l}{W_d} \right) \quad (48)$$

où l est la distance entre la barricade et l'entrée du chantier; W_d est la largeur de la galerie (Smith et Mitchell, 1982) ou la dimension maximale de l'ouverture du chantier (Mitchell et Roettger, 1984); H est la hauteur du remblai (Mitchell et Roettger, 1984) ou une dimension sur laquelle l'effet d'arche peut se produire (Smith et Mitchell, 1982). Cette solution suppose que la contrainte horizontale augmente linéairement avec la hauteur du remblai H (pour un ratio l/W_d donné); l'influence de la hauteur de la barricade a été négligée. À partir de l'équation 48, la charge sur la barricade peut se traduire comme suit :

$$P = 0.2\gamma H^2 (W_d - 0.6l) \quad \text{pour } H \leq H_d \quad (49a)$$

$$P = 0.2\gamma H_d (2H - H_d) (W_d - 0.6l) \quad \text{pour } H > H_d \quad (49b)$$

Les équations 48 et 49 mènent à une contrainte ou une charge de valeur de zéro sur la barricade lorsque l/W_d atteint une valeur de 5/3 (indépendamment de la géométrie du chantier ou de la profondeur). Cette solution prédit aussi qu'il n'y a pas de transfert de contraintes le long de la galerie lorsque la largeur de celle-ci W_d devient très importante.

La figure 18 montre une barricade construite à une distance l de l'entrée du chantier (point de soutirage). Sur la figure, H est la hauteur totale du remblai dans le chantier, B est la largeur du chantier, H_d est la hauteur de la galerie (ou barricade), W_d (n'apparaît pas sur la figure) est la largeur de la galerie (ou barricade), σ_{hT0} et σ_{hB0} sont les contraintes horizontales à l'entrée du chantier, à l'élévation du toit et de la base, respectivement. En considérant l'effet d'arche horizontal dans la galerie, Li et Aubertin (2009c) ont exprimé la contrainte horizontale dans la direction axiale de la galerie à une élévation h comme suit :

$$\sigma_h = \left\{ \frac{h}{H_d} \sigma_{hT0} + \left(1 - \frac{h}{H_d} \right) \sigma_{hB0} \right\} \exp \left\{ -l \frac{2 \tan \delta}{K_{dl}} \left(\frac{1}{H_d} + \frac{K_{dt}}{W_d} \right) \right\} \quad (50)$$

La charge totale appliquée sur la barricade est exprimée comme suit :

$$P = \frac{W_d H_d}{2} (\sigma_{hB0} + \sigma_{hT0}) \exp \left\{ -\frac{2 \tan \delta}{K_{dl}} \left(\frac{1}{H_d} + \frac{K_{dt}}{W_d} \right) (L - B) \right\} \quad (51)$$

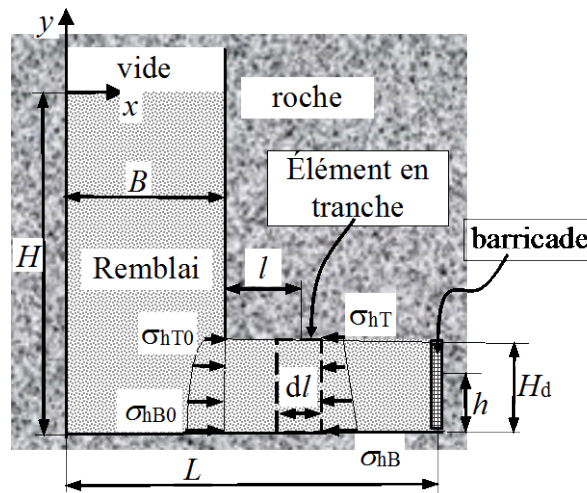


Figure 18. Une représentation schématique d'un chantier remblayé avec une galerie d'accès (tirée de Li et Aubertin, 2009c).

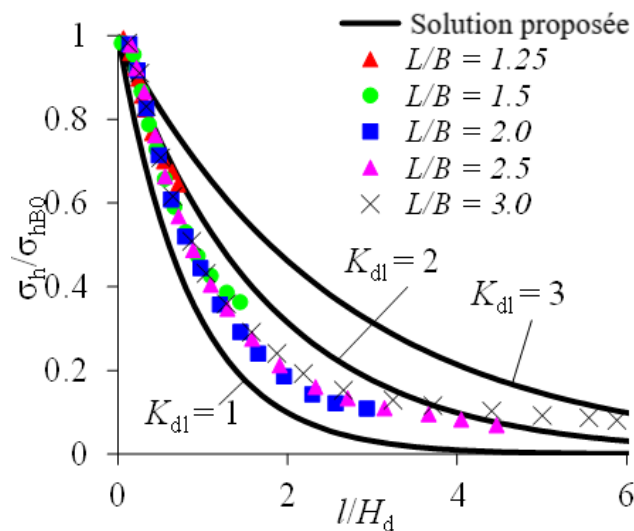


Figure 19. Contrainte horizontale à la mi-hauteur de la galerie, obtenue avec la solution analytique (équation 50 avec $K_s = K_{dt} = K_a$, et $K_{dl} = 1, 2$ et 3) et avec des modélisations numériques (marquées avec des points) (tirée de Li et Aubertin, 2009c).

La figure 19 expose la distribution de la contrainte horizontale le long de la galerie (à une élévation de $h = 1$ m) à différentes positions l lorsque la position de la barricade varie de $L = 1,25 B, 1,5 B, 2,0 B, 2,5 B$ et $3 B$, obtenue à l'aide des simulations numériques avec FLAC2D et calculée avec la solution analytique (équation 50) avec $K_{dl} = 1, 2$ et 3 . On voit une bonne corrélation entre les résultats numériques et analytiques en utilisant $K_{dl} = 2$ pour les cas où $l/H_d \leq 4$. Lorsque $l/H_d > 4$, la solution analytique tend à sous-estimer la charge sur la barricade. Cela pourrait mener à une conception non conservatrice de la barricade. Il est donc suggéré de considérer une contrainte (minimale) constante lorsque $l/H_d \geq 4$. La figure 19 illustre aussi que la contrainte horizontale sur la barricade varie significativement avec sa position dans la galerie, mais tend à devenir constante lorsque la position de la barricade se trouve à $L > 2B$.

Lorsque le remblai est submergé, Li et Aubertin (2009d) ont exprimé la contrainte effective horizontale dans la direction de l'axe de la galerie à une élévation de h comme suit :

$$\sigma_h' = \left\{ \frac{h}{H_d} \sigma_{hT0}' + \left(1 - \frac{h}{H_d} \right) \sigma_{hB0}' \right\} \exp \left\{ -l \frac{2 \tan \delta_{\text{sat}}}{K_{dl}} \left(\frac{1}{H_d} + \frac{K_{dt}}{W_d} \right) \right\} \quad (52)$$

et la contrainte totale horizontale :

$$\sigma_h = \sigma_h' + \gamma_w (H_w - h) \quad (53)$$

où σ_{hT0}' et σ_{hB0}' sont les contraintes effectives horizontales à l'entrée du chantier, à l'élévation du toit et de la base, respectivement; δ_{sat} est l'angle de friction entre le remblai et les murs de la galerie.

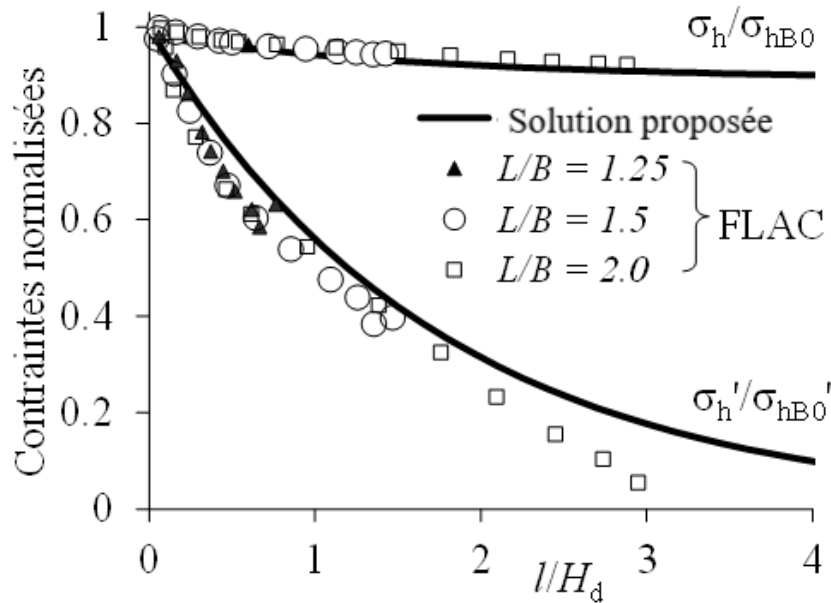


Figure 20. Comparaison entre les contraintes totales horizontales (à $h = 1$ m) obtenues à partir des modélisations numériques (FLAC2D) et calculées avec la solution analytique (équations 52 et 53 avec $K_s = K_a$ et $K_{dl} = 2$) le long de l'axe de la galerie (tirée de Li et Aubertin, 2009d).

La figure 20 montre une comparaison entre les contraintes totales horizontales (à $h = 1$ m) obtenues à partir des modélisations numériques (FLAC2D) et calculées avec la solution analytique (équations 52 et 53 avec $K_s = K_a$ et $K_{dl} = 2$) le long de l'axe de la galerie. Les calculs ont été faits avec $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3$, $\phi' = \phi_m = \phi_{\text{sat}} = 30^\circ$, $B = 6 \text{ m}$, $H_b = 50 \text{ m}$, $H_m = 0 \text{ m}$, $H_d = 2 \text{ m}$ (voir l'article de Li et Aubertin 2009d pour plus de détails sur le modèle numérique). La bonne corrélation entre les résultats analytiques et numériques indique que la solution analytique peut être utilisée pour estimer la contrainte et la charge exercées par le remblai sur la barricade.

2.3 Conception des barricades en roches stériles

Au Canada (et de plus en plus ailleurs dans le monde), une pratique en pleine croissance est la construction de barricades faites de roches stériles. Par rapport aux barricades minces construites traditionnellement avec des briques ou du béton projeté, la construction de barricades en roches stériles (plus volumineuses) peut être avantageuse des points de vue environnemental et économique. Elle est aussi plus sécuritaire, car moins susceptible de subir une défaillance soudaine.

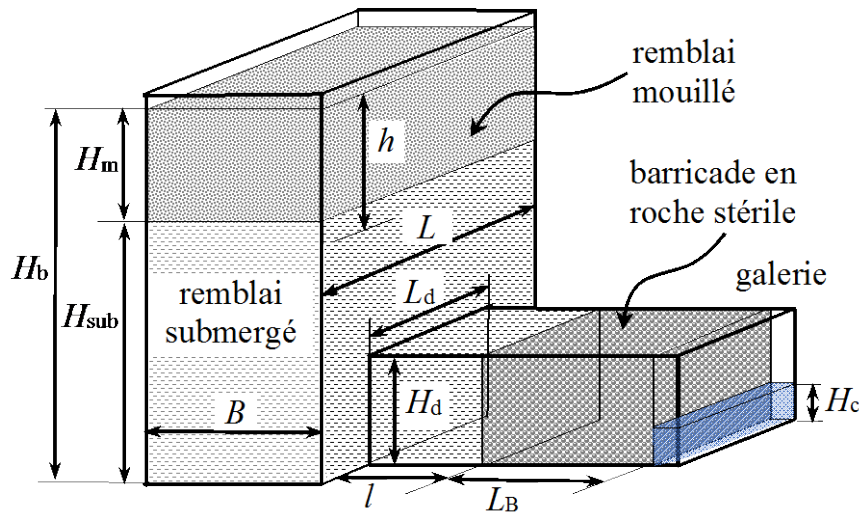


Figure 21. Un chantier remblayé avec une barricade construite dans la galerie (tirée de Li et Aubertin, 2011).

La figure 21 montre un chantier remblayé avec une barricade construite dans la galerie. Sur la figure, H_b est la hauteur totale du remblai; H_m est la hauteur du remblai drainé (mouillé); H_{sub} est la hauteur de la nappe d'eau; H_d est la hauteur de la galerie (barricade); L_d est la largeur de la galerie (barricade); H_c est la hauteur de l'eau retenue par une digue de rétention en aval de la barricade.

Lorsque le remblayage dans le chantier est très rapide et que le niveau d'eau dans le chantier peut dépasser la hauteur de la galerie ($H_{sub} \geq H_c$), la longueur nécessaire minimale (c'est-à-dire avec un facteur de sécurité de $FS = 1$) de la barricade construite en roches stériles est déterminée par l'équation suivante (Li *et al.* 2009; Li et Aubertin, 2011) :

$$L_B = \frac{2H_d H_{sub} - H_d^2 - H_c^2}{\lambda_1 \tan \delta_{wr}} P \quad (54)$$

où δ_{wr} est l'angle de frottement entre la roche stérile et le plancher; λ_1 (kN.m) est exprimé comme suit :

$$\lambda_1 = 2\gamma_{wr_sub} H_d^2 (H_{sub} - H_d) (K_{wr} H_d + L_d) + K_{wr} \left[\gamma_{wr_sub} \frac{H_d^4 - H_c^4}{2} + \gamma_{wr} \frac{(H_d^2 - H_c^2)^2}{2} \right] \\ + L_d \left[2\gamma_{wr_sub} \frac{H_d^3 - H_c^3}{3} + \gamma_{wr} \frac{(H_d + 2H_c)(H_d - H_c)^2}{3} \right] \quad (55)$$

où γ_{wr} et γ_{wr_sub} sont les poids volumiques de la roche stérile en conditions mouillée et saturée respectivement; δ_{wr_sub} est l'angle de frottement entre la roche stérile saturée et le plancher; K_{wr} est le coefficient de pression des terres latéral dans la direction transversale, proche de celui actif de Rankine.

Lorsque le remblayage dans le chantier est lent et que le niveau d'eau dans le chantier reste inférieur à la hauteur de la galerie ($H_{sub} < H_c$), la longueur nécessaire minimale de la barricade construite en roches stériles peut être estimée comme suit (Li *et al.* 2009; Li et Aubertin, 2011) :

$$L_B = \frac{P}{\Gamma_2 \tan \delta_{wr}} \quad (56)$$

où Γ_2 (kN/m) est défini comme suit :

$$\Gamma_2 = \gamma_{wr} H_d (L_d + K_{wr} H_d) \\ + (\gamma_{wr_sub} - \gamma_{wr}) \left(\frac{2L_d}{3} \frac{H_{sub}^3 - H_c^3}{H_{sub}^2 - H_c^2} + K_{wr} \frac{H_{sub}^2 + H_c^2}{2} \right) \quad (57)$$

Lorsque le remblai est drainé ($H_{sub} = 0$), la longueur nécessaire minimale de la barricade construite en roches stériles est déterminée par l'équation suivante (Li *et al.* 2009; Li et Aubertin, 2011) :

$$L_B = \frac{P}{\gamma_{wr} H_d (L_d + K_{wr} H_d) \tan \delta_{wr}} \quad (58)$$

La figure 22 montre la variation de la longueur minimale nécessaire de la barricade en fonction de la hauteur du remblai submergé pour différents angles de friction ϕ_{wr} de la roche stérile. On voit que la longueur nécessaire de la barricade augmente avec la hauteur du remblai submergé et diminue avec l'augmentation de la résistance au cisaillement de la roche stérile. On note que des améliorations pourraient être apportées pour prendre en compte une géométrie plus réaliste des barricades en roches stériles. Des modélisations physiques et numériques tridimensionnelles seront aussi nécessaires pour valider ou calibrer les solutions analytiques.

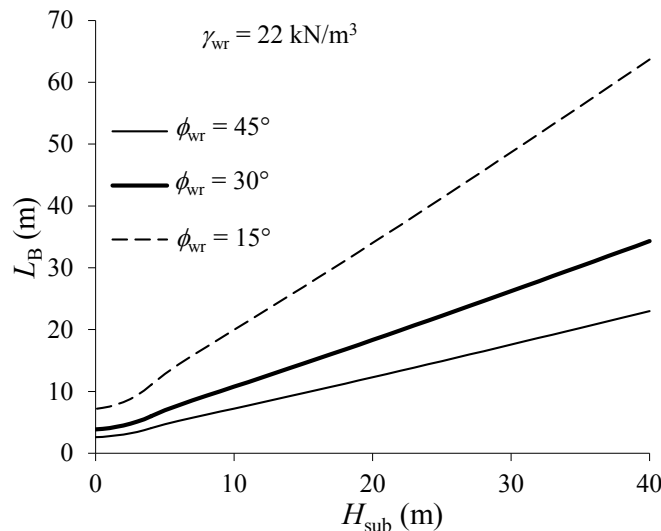


Figure 22. Influence de l'angle de friction ϕ_{wr} de la roche stérile sur la longueur minimale nécessaire de la barricade. Calculs faits avec $H_b = 40$ m, $B = 10$ m, $L = 10$ m, $L_d = 4$ m, $H_d = 4$ m, $H_c = 0$, $l = 0$ m, $\phi_{b_m} = \delta_{b_m} = 30^\circ$, $\gamma_{b_m} = 18$ kN/m³, $\gamma_{b_sat} = 20$ kN/m³, $\delta_{wr} = \phi_{wr}$, $\gamma_{wr_sat} = 1,3\gamma_{wr}$ (tirée de Li et Aubertin, 2011).

2.4 Synthèse des connaissances et besoins de recherche pour la conception des barricades

La revue de la littérature précédente illustre l'étendue des travaux menés jusqu'à maintenant sur l'estimation des contraintes dans un chantier remblayé et sur les barricades en considérant l'effet d'arche. Il en ressort néanmoins que plusieurs améliorations sont requises sur le plan des analyses théoriques et numériques afin d'obtenir des estimations plus précises et plus fiables des contraintes et des pressions dans un chantier remblayé et sur les barricades dont, notamment :

- Une meilleure prise en compte de l'effet de la cohésion dans les solutions analytiques. Avec les solutions existantes, les contraintes peuvent devenir nulles (et même négatives) dès que la cohésion dépasse une certaine valeur. De tels résultats analytiques ne sont pas conformes aux résultats numériques (Li et Aubertin, 2009a).
- La prise en compte de certains paramètres négligés dans les solutions analytiques. En effet, les modélisations numériques montrent que certains paramètres négligés dans les approches analytiques (p. ex. propriétés élastiques, dilatance, etc.) peuvent influencer significativement la distribution des contraintes dans les chantiers remblayés. Il serait donc nécessaire de les prendre en compte pour générer de nouvelles solutions

analytiques qui devraient être comparées et/ou calibrées avec des résultats expérimentaux et numériques.

- Une meilleure prise en compte des propriétés des interfaces entre le remblai et les parois rocheuses. Dans la plupart des solutions analytiques ou numériques, les propriétés géotechniques des interfaces entre le remblai et les roches sont considérées identiques à celles du remblai. Dans les chantiers miniers, cette hypothèse serait proche de la réalité en raison des surfaces irrégulières le long des parois rocheuses suite aux sautages de production. Lorsque la surface des parois rocheuses est plus régulière (c.-à-d. lisse), des mesures récentes indiquent que l'angle de friction de l'interface est proche de celui du remblai tandis que la cohésion de l'interface est une faible proportion de celle du remblai (Fall et Nasir, 2010). Cela indique que l'hypothèse de l'égalité entre les propriétés géotechniques des interfaces et du remblai pourrait mener à une surestimation de l'effet d'arche et à une sous-estimation des contraintes et des pressions dans les chantiers remblayés. Plus de travaux sont nécessaires pour mieux caractériser le comportement hydrogéomécanique de l'interface entre le remblai et les roches.
- La prise en compte d'éléments d'interface dans les modélisations numériques. Dans certains logiciels (FLAC par exemple), l'introduction d'éléments d'interface permet un cisaillement localisé entre deux types de matériaux (qui peuvent même se séparer). Ce modèle s'avère plus proche du comportement et des interactions entre un remblai et la roche lorsque l'état de contraintes dépasse la résistance de l'interface par cisaillement ou en traction. Il est alors nécessaire d'étudier d'une façon systématique l'influence de l'introduction des éléments d'interface dans les modélisations numériques (2D et 3D).
- La plupart des travaux numériques ont été réalisés en utilisant des codes bidimensionnels. Les solutions analytiques tridimensionnelles développées par Li *et al.* (2005) ont cependant montré que l'applicabilité d'une solution bidimensionnelle dépend du rapport entre les deux dimensions dans le plan horizontal, mais aussi de la profondeur de l'ouverture (et donc des 3 dimensions). Il est alors nécessaire de faire des modélisations numériques tridimensionnelles pour valider ou calibrer les solutions analytiques tridimensionnelles.
- La plupart des travaux numériques réalisés ont considéré un seul chantier. Dans la pratique, plusieurs chantiers peuvent être exploités en même temps ou consécutivement. Il est alors nécessaire d'étudier l'influence de l'exploitation des chantiers adjacents sur la distribution des pressions et des contraintes dans les ouvertures remblayées.
- Dans le cas d'excavation sous-jacente avec les méthodes de minage « coupe et remblai descendant », la convergence des parois rocheuses exercée sur les remblais peut devenir importante. Plus de travaux sont nécessaires pour étudier sur la redistribution des contraintes et des pressions dans un chantier et sur la barricade.
- La présence d'eau a été prise en compte avec une pression hydrostatique dans les solutions analytiques et numériques sans considérer la présence de barricades et l'écoulement. Plus de travaux sont nécessaires pour prendre en compte l'évolution du niveau d'eau dans les calculs des contraintes dans les chantiers et sur les barricades.

- Lorsque le niveau d'eau dans un chantier remblayé descend, les remblais en parties supérieures peuvent devenir non-saturés, menant à la création des suctions et des cohésions apparentes. Cet aspect doit être pris en compte dans l'évaluation des contraintes dans un chantier et sur les barricades.
- Dans les chantiers remblayés, des liants sont couramment utilisés. Plus de travaux sont nécessaires pour prendre en compte l'évolution des propriétés hydrogéotechniques dans l'évaluation des contraintes dans un chantier et sur les barricades.
- La prise en compte des charges dynamiques (sautage de production) dans les solutions numériques et analytiques. Lorsqu'un chantier est en cours d'être remblayé ou à la fin de son remblayage, il peut y avoir des dynamitages de production à proximité. Pour des remblais secs, les charges dynamiques peuvent avoir l'effet de compacter les remblais et d'augmenter les contraintes dans les chantiers et sur les barricades. Pour des remblais submergés, les charges dynamiques pourront mener à la liquéfaction et à l'augmentation encore plus substantielles des contraintes totales et des pressions dans le chantier et sur les barricades. C'est un aspect important à analyser.
- Il faut noter que la plupart des solutions analytiques et numériques ont été établies en considérant des remblais en conditions complètement drainées (c.-à-d. secs ou à un état d'équilibre hydraulique). Les solutions sont alors valables dans la plupart des cas pour des remblais hydrauliques ou rocheux qui ont une perméabilité assez élevée. Le drainage et la consolidation des remblais peuvent se compléter assez rapidement. Pour les remblais en pâte qui contiennent beaucoup de particules fines, ayant des perméabilités faibles, plus de travaux sont nécessaires en considérant les processus de drainage et de consolidation.
- Finalement, on peut constater qu'une solution analytique a été établie en considérant une géométrie sur-simplificatrice pour dimensionner les barricades construites en roches stériles. Une amélioration de la solution est attendue en considérant une géométrie plus réaliste en forme trapézoïdale.

Il ne s'agit pas ici d'une liste exhaustive des travaux à faire. Cependant, les nombreux éléments qui y figurent indiquent clairement la nécessité de pousser plus loin les études sur les mécanismes d'interaction entre le remblai et les structures encaissantes incluant les parois rocheuses et les barricades.

3. OBJECTIFS DE RECHERCHE

Malgré les nombreux progrès mentionnés dans la section précédente, beaucoup d'incertitudes subsistent sur le comportement hydrogéomécanique des remblais déposés dans un chantier souterrain. Afin de doter l'industrie minière d'un outil de conception de barricades plus sécuritaire et plus économique, le présent projet de recherche vise à approfondir les connaissances sur le comportement hydrogéomécanique des remblais en interaction avec les structures encaissantes, à réduire les incertitudes liées à la conception des barricades et à améliorer les outils de calcul de ces pressions et contraintes et le dimensionnement des barricades en roches stériles.

Plus spécifiquement, cette recherche vise à :

- Établir des solutions analytiques et numériques permettant de mieux estimer les pressions et les contraintes dans les chantiers remblayés et sur les barricades;
- Établir des solutions analytiques et numériques permettant de mieux dimensionner les barricades faites de roches stériles;
- Examiner la possibilité d'utiliser du remblayage continu à l'aide de l'introduction de géodrains (*wick drains*) dans les chantiers remblayés et à travers les barricades.

4. MÉTHODOLOGIE

Ce projet de recherche s'est déroulé en deux volets parallèles : un volet analytique et un volet numérique. Les modélisations numériques aident à dévoiler les réponses hydrogéomécaniques des remblais alors que le volet analytique aide à mieux comprendre les résultats numériques.

Plusieurs logiciels ont été utilisés dans la réalisation de ce projet. Pour s'assurer que la modélisation numérique produise des résultats stables et fiables (Chapuis, 2012a, 2012b), tous les logiciels utilisés ont été validés sur la base de solutions analytiques connues, comme celles avec une ouverture circulaire dans un milieu élastique linéaire (Kirsch, 1898; Hiramatsu et Oka, 1962; Li, 1997) ou dans un milieu élastoplastique avec le critère de Mohr-Coulomb (Salençon, 1966, 1969). Les validations des logiciels utilisés se trouvent dans les annexes de mémoires ou de thèse de doctorat complétés (Sobhi, 2014; Yang, 2016; Pagé, 2018). La puissance et l'applicabilité du modèle élastoplastique avec le critère de Mohr-Coulomb incorporé dans le logiciel FLAC ont été testées avec succès par la reproduction numérique des résultats expérimentaux obtenus par Mitchell et al. (1982) à la suite d'essais d'instabilité des remblais cimentés exposés latéralement au laboratoire (voir Liu *et al.* 2016a pour plus de détails).

4.1 Établir des solutions analytiques et numériques permettant de mieux estimer les pressions et les contraintes dans les chantiers remblayés et sur les barricades

Les calculs des contraintes et des pressions dans les chantiers remblayés et sur les barricades font régulièrement appel à des notions de mécanique des sols en génie civil. Pour faciliter la compréhension des matières aux ingénieurs des mines, un rappel (révision) est effectué sur certaines définitions telles que la pression interstitielle et la pression interstitielle en excès. Une attention particulière a été mise sur la définition de la pression interstitielle en excès lorsque la base de la structure de confinement est drainante. Un rappel de la définition d'un remblai hydraulique et celle d'un remblai en pâte est également donné.

Pour les remblais en pâte, le mécanisme de la génération de la pression interstitielle en excès lors du remblayage d'un chantier fait l'objet d'un examen. L'influence de quelques paramètres comme la vitesse de remblayage et la contrainte d'écoulement (*yield stress*) sur la distribution des pressions et des contraintes dans les chantiers et sur les barricades est analysée. Une solution analytique a été proposée pour évaluer l'évolution des pressions interstitielles lors du remblayage du chantier.

Pour les remblais hydrauliques, une solution analytique a été mise de l'avant pour estimer l'épaisseur d'étang au sommet du remblai formé par le drainage et la consolidation rapides du remblai déposé dans un chantier. Des solutions analytiques ont été proposées également pour évaluer l'abaissement du niveau d'eau de l'étang en fonction du temps et l'évolution de la pression interstitielle dans le chantier remblayé.

Jusqu'à maintenant, de nombreuses solutions analytiques ont été suggérées pour évaluer les contraintes dans les chantiers remblayés. Toutes les solutions analytiques contiennent un facteur important, appelé le coefficient de pression des terres latéral. Certains chercheurs proposent d'utiliser le coefficient de pression des terres au repos de Jaky alors que d'autres recommandent d'employer le coefficient de pression des terres actif de Rankine. Cet aspect

controversé est examiné par l'analyse des contraintes élastiques et l'état de plasticité du remblai lors du remblayage d'un chantier.

Lors des analyses, des modélisations numériques ont été effectuées principalement pour confirmer certaines idées ou pour valider ou calibrer des solutions analytiques. On constate que les remblais et les roches encaissantes ont des propriétés mécaniques très différentes. En plus, les particules d'un remblai peuvent glisser, tourner et même se séparer de la surface d'une éponte rocheuse. Pour prendre en compte ce phénomène dans les modélisations numériques, l'influence d'éléments d'interfaces planaires sur la distribution des contraintes dans un chantier remblayé a d'abord été examinée. L'influence d'éléments d'interfaces non planaires sur la distribution des contraintes dans un chantier remblayé a aussi été étudiée en simulant la rugosité des interfaces par la hauteur et l'angle des dents de scie. Toutes ces modélisations numériques ont été réalisées à l'aide du logiciel FLAC.

L'influence d'une excavation adjacente sur la distribution des contraintes dans un chantier primaire remblayé a été investiguée par des modélisations numériques avec le logiciel FLAC2D en considérant les étapes d'excavation et de remblayage dans un chantier secondaire qui se trouve sur le même niveau que le chantier primaire. L'influence d'une excavation sous-jacente à un niveau inférieur sur la distribution des contraintes dans un chantier remblayé à un niveau supérieur a été analysée à l'aide des modélisations numériques avec le logiciel Plaxis en considérant différentes géométries des chantiers et des propriétés mécaniques des remblais et des roches.

4.2 Établir des solutions analytiques et numériques permettant de mieux dimensionner les barricades faites de roches stériles

Pour le dimensionnement des barricades construites en roches stériles, la solution analytique développée par l'auteur et les collaborateurs (Li *et al.* 2009; Li et Aubertin, 2011) sera d'abord rappelée. Une première amélioration a été proposée en considérant une barricade constituée de roches stériles comme un bloc rigide, mais avec une géométrie plus réaliste de forme trapézoïdale. La stabilité globale du bloc a été analysée. Cette première solution améliorée a permis de réduire grandement la longueur minimale requise de barricade, mais elle génère des résultats non réalistes lorsque la résistance au cisaillement de l'interface entre les roches stériles et le plancher de la galerie est très grande. Une deuxième amélioration a été obtenue en considérant la stabilité locale à l'intérieur de la barricade. La solution analytique a été calibrée et validée par des résultats numériques.

4.3 Examiner la possibilité d'utiliser du remblayage continu à l'aide de l'introduction de géo-drains dans les chantiers remblayés et à travers les barricades

La possibilité du remblayage continu à l'aide des géo-drains a été évaluée par des modélisations numériques avec le logiciel SIGMAW de GeoStudio, considérant un cas typique de la conception d'une barricade conventionnelle. Plusieurs simulations numériques ont été réalisées en considérant différents nombres de trous de drainage et de géo-drains. La charge permise a été calculée à partir de la pression isostatique selon le poids des terres en considérant la hauteur du bouchon, à laquelle le remblayage devrait normalement être arrêté pour éviter la rupture de la barricade. Un facteur de sécurité d'un (FS = 1) a été considéré dans cette analyse. Dans la pratique, un facteur de sécurité approprié doit être appliqué en considérant le

degré d'incertitude des paramètres utilisés dans la conception et en considérant la gravité des conséquences en cas de la rupture de la barricade.

5. RÉSULTATS

5.1 Établir des solutions analytiques et numériques permettant de mieux estimer les pressions et les contraintes dans les chantiers remblayés et sur les barricades

5.1.1 Remblai hydraulique c. remblai en pâte

En général, les remblais peuvent être classés en remblai rocheux, en remblai hydraulique ou en remblai en pâte selon les tailles et la granulométrie des grains (Hassani et Archibald, 1998). Le remblai hydraulique et le remblai en pâte sont utilisés dans la plupart des mines en raison de la quantité des résidus miniers disponible et de la facilité de transport de la surface vers les chantiers souterrains. Le remblai en pâte contient essentiellement des particules fines alors que le remblai hydraulique en contient moins.

La figure 23 montre une classification de l'Australian Centre for Geomechanics (ACG) entre le remblai hydraulique et le remblai en pâte (Potvin *et al.* 2005). Selon cette classification, un remblai hydraulique doit contenir au maximum 10 % de particules fines inférieures à 10 μm alors qu'un remblai en pâte doit contenir au minimum 15 % des particules fines inférieures à 20 μm . Un autre indicateur pour qu'un remblai soit considéré comme remblai en pâte est que de l'eau ne saigne pas du remblai lors de sa déposition. Dans plusieurs cas de la pratique réelle, cette classification n'est pas toujours strictement suivie, probablement en raison de la difficulté pour transporter un tel remblai sur une grande distance horizontale. D'une façon générale, les remblais faits de résidus miniers de tout-venant sont considérés comme des remblais en pâte alors que les remblais fabriqués avec des résidus miniers issus d'un processus d'hydrocyclonage pour éliminer une portion des particules fines ou avec des sables sont considérés comme des remblais hydrauliques.

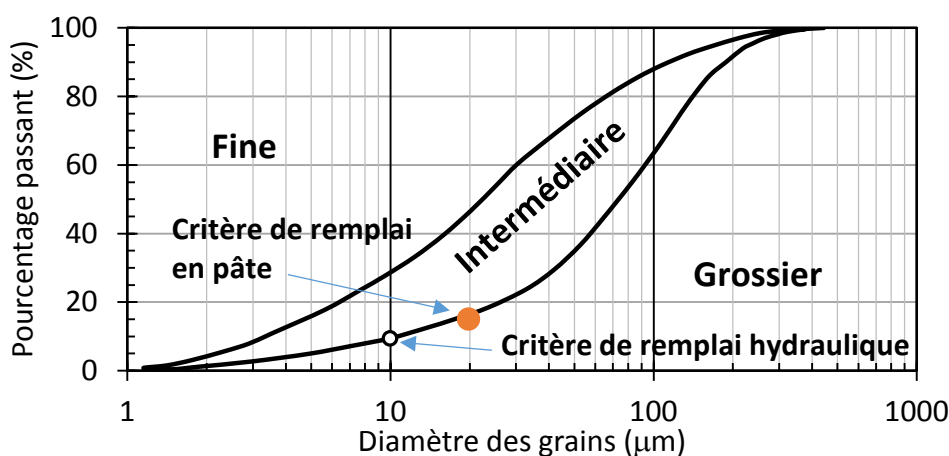


Figure 23. Remblai hydraulique c. remblai en pâte. Adapté de Potvin *et al.* (2005) avec la permission d'ACG.

Pour faciliter leur transport de la surface aux chantiers souterrains à travers des trous de forage et des tuyaux, les remblais sont fabriqués avec suffisamment d'eau. Lorsqu'un remblai est déposé dans un chantier sous forme de liquide ou de pulpe visqueuse, les particules ont tendance à descendre sous la gravité et le remblai à se tasser. Deux processus peuvent être

impliqués : le drainage et la consolidation sous son propre poids et l'effet d'arche. Ces deux processus dépendent des propriétés hydrauliques et mécaniques du remblai, qui à leur tour varient selon le type de remblai utilisé. Il est donc important d'étudier la distribution des pressions et des contraintes dans un chantier remblayé en faisant la distinction entre un remblai hydraulique et un remblai en pâte.

La figure 24 montre des courbes typiques de granulométrie des résidus miniers provenant des mines en roches dures au Québec (Bussière, 2007). Tous les résidus miniers ont au moins 22 % des particules fines inférieures à 20 μm , respectant le critère d'un remblai en pâte. On constate également qu'un remblai fabriqué de ces types de résidus miniers aura 75 à 95 % des particules fines inférieures à 75 μm . En raison de cette portion importante des particules fines, le remblai a souvent une perméabilité faible, typiquement de l'ordre de 10^{-7} m/s.

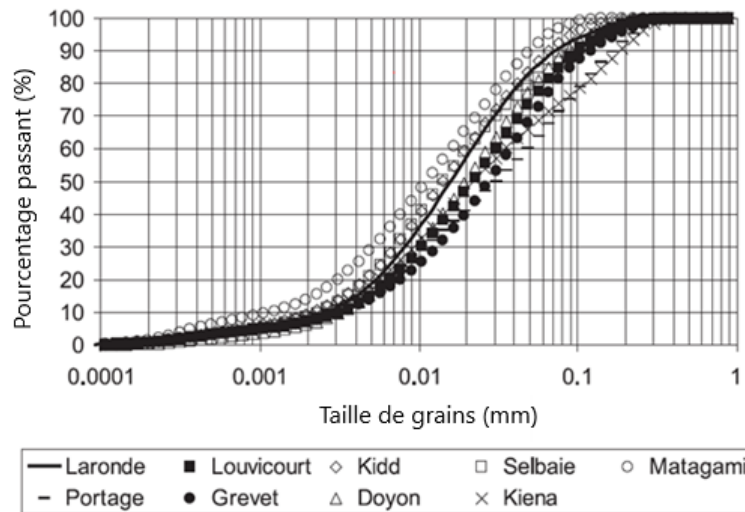


Figure 24. Courbes granulométriques typiques de résidus miniers en provenance de diverses mines en roches dures canadiennes. Reproduit de Bussière (2007) avec la permission de Canadian Science Publishing.

5.1.2 Pression interstitielle et pression interstitielle en excès

En mécanique des sols, la pression interstitielle en excès est définie comme la différence entre la pression interstitielle actuelle et la pression hydrostatique (Holtz et Kovacs, 1981). Or, cette définition est valable seulement dans le cas où il n'y pas de changement du niveau d'eau lors de la génération et de la dissipation de la pression interstitielle en excès; c'est souvent le cas quand l'eau passe d'un régime d'écoulement transitoire à un état statique et en équilibre.

De façon générale, la pression interstitielle en excès est définie comme la différence entre la pression interstitielle actuelle et la pression interstitielle finale lorsque l'eau atteint un régime d'écoulement permanent (Gibson *et al.* 1989).

Dans le cas d'un chantier, le niveau d'eau s'abaisse au fur et à mesure du drainage à la base à travers les barricades. Lorsque l'eau atteint son régime d'écoulement permanent, il n'y a plus d'eau dans le chantier et la pression interstitielle finale est égale à zéro partout dans le chantier (en négligeant la succion). La pression interstitielle actuelle est donc égale à la pression interstitielle en excès (Gibson *et al.* 1989; Zheng *et al.* 2018a, 2018b). Cette dernière définition,

malgré sa publication depuis presque trente ans, reste encore peu connue en géotechnique et les utilisateurs ont toujours tendance à référer à la pression hydrostatique pour calculer la pression interstitielle en excès. Pour comprendre plus facilement cette notion, il suffit d'évoquer la théorie de consolidation en mécanique des sols où le drainage, la consolidation et la dissipation de pression interstitielle en excès sont trois processus interreliés et inséparables (Holtz et Kovacs, 1981). Dans le cas d'un abattage de nappe phréatique par des forages, l'eau est initialement en équilibre statique avant l'abaissement de la nappe phréatique par pompage et il n'y a pas de pression interstitielle en excès. Une fois que le niveau d'eau dans le forage de pompage est abaissé et maintenu, une progression radiale de l'abaissement du niveau d'eau et du tassement du terrain associé au drainage et à la consolidation des sols est observée. Le même phénomène est observé lorsque des sols fins se drainent et se consolident lors des cavages souterrains. Avec la définition conventionnelle de la pression interstitielle en excès qui fait référence à la pression hydrostatique initiale avant l'abattage de la nappe phréatique, le tassement du terrain associé à la consolidation des sols ne peut pas être expliqué.

5.1.3 Distribution des pressions et des contraintes dans un chantier avec un remblai en pâte

Avec un remblai en pâte, certains préconisent que les pressions exercées sur les barricades sont faibles et qu'une légère construction de barricades soit suffisante pour retenir le remblai dans un chantier (Hassani et Archibald, 1998). Cependant, plusieurs cas de rupture de barricades en relation avec un remblai en pâte ont été reportés en Australie, en Turquie et au Canada (Revell et Sainsbury, 2007; Yumlu et Guresci, 2007; Hughes, 2008). Un exemple de rupture de barricades pour retenir des remblais en pâte est montré à la figure 2. Une question se pose : est-ce que les pressions dans les remblais en pâte derrière une barricade sont vraiment toujours très faibles?

Dans cette sous-section, le comportement hydrogéotechnique d'un remblai en pâte déposé dans un chantier sera abordé. Le mécanisme de la génération des pressions interstitielles en excès reconnues comme un phénomène de consolidation sous poids propre ainsi que l'origine de l'équation de la pression isostatique selon le poids des terres seront présentés à l'aide des essais de consolidation sous poids propre réalisés au laboratoire. On comprendra que les pressions exercées par un remblai en pâte peuvent être très grandes. Ensuite, une étude sur la considération de la propriété rhéologique (contrainte d'écoulement) sera présentée pour tenter d'expliquer des résultats contradictoires de mesures des pressions et des contraintes observées sur terrain, rapportés dans la littérature. Les résultats montrent que l'effet d'arche associé à la contrainte d'écoulement est négligeable dans la plupart des cas avec les propriétés rhéologiques typiques des remblais en pâte. Cependant, la déviation de la linéarité des pressions et des contraintes ne signifie pas forcément la génération des contraintes effectives. La consolidation effective commence seulement lorsque les contraintes totales verticale et horizontale commencent à dévier d'une de l'autre. Finalement, une solution analytique à partir du modèle de Gibson (1958) a été proposée pour évaluer l'évolution des pressions interstitielles lors du remblayage d'un chantier.

Quand un remblai en pâte est déposé dans un chantier, les particules tirées par la force gravitaire ont tendance à descendre et le remblai à se tasser en expulsant l'eau contenue entre les particules vers l'extérieur. Comme le remblai a une perméabilité faible, l'écoulement d'eau est ralenti ou empêché par les particules fines, menant à la génération d'une pression interstitielle en excès (la pression interstitielle au-delà de la pression d'eau en écoulement

stationnaire). C'est la raison pour laquelle des quantités abondantes d'eau de drainage ne sont pas observées à l'extérieur des barricades construites pour retenir les remblais en pâte dans les chantiers. Est-ce qu'un faible débit d'eau de drainage indique également une faible pression interstitielle dans le remblai?

La figure 25a montre un essai de consolidation à poids propre réalisé à l'aide d'une colonne avec une argile remaniée pour visualiser les pressions interstitielles en excès. Les résultats ont été publiés dans Li (2012) et Li *et al.* (2013). Quand le remplissage de la colonne est terminé, le niveau d'eau dans le piézomètre en contact avec le sable saturé à la base de la colonne a monté très rapidement à un niveau maximal. Le niveau d'eau dans le piézomètre a descendu très lentement et restait toujours largement supérieur au niveau d'eau dans la colonne au bout de quelques jours, indiquant une forte pression interstitielle en excès dans le remblai. Cependant, peu d'eau a été observée dans le piézomètre en contact direct avec la boue lorsque le remplissage de la colonne s'est terminé et le niveau d'eau est resté toujours au-dessous de la surface d'eau dans la colonne après les quelques jours de consolidation. Cet exemple montre clairement que la quantité d'eau de drainage à la sortie d'une barricade ne devrait pas être considérée comme un indicateur fiable de la pression interstitielle du remblai.

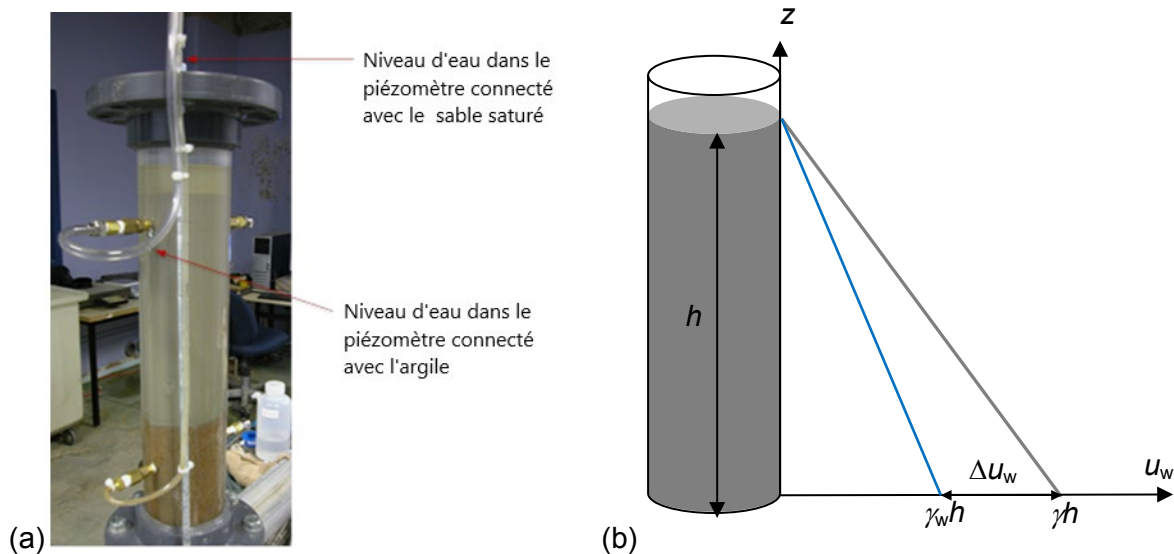


Figure 25. (a) Un essai de consolidation à poids propre en colonne (tirée de Li, 2012); (b) Relation entre la pression hydrostatique, la pression interstitielle et la pression interstitielle en excès.

La distribution et l'évolution des pressions et des contraintes dans un chantier rempli d'un remblai en pâte ont fait l'objet de plusieurs études antérieures à travers des analyses théoriques, expérimentales et numériques. La génération et la grandeur de la pression interstitielle en excès sont expliquées de deux manières. La première consiste à considérer que le remblai est initialement dans un état liquide et ne possède aucune résistance au cisaillement. Les contacts entre les grains sont inexistantes ou inefficaces.

Les contraintes effectives horizontale et verticale sont nulles. Les contraintes totales verticale et horizontale ainsi que la pression interstitielle sont donc identiques et égales à la pression isogéostatique selon le poids des terres du remblai comme suit (cf. figure 25b) :

$$\sigma_v = \sigma_h = u_w = \gamma h \quad (59)$$

où σ_v et σ_h sont les contraintes totale et verticale respectivement; u_w est la pression interstitielle; γ est le poids volumique total du remblai; h est la profondeur d'un point à partir de la surface du remblai. Si la base du remblai est imperméable et que l'eau est en équilibre statique, la pression interstitielle en excès (Δu_w) à la profondeur h est exprimée comme suit :

$$\Delta u_w = u_w - \gamma_w h = (\gamma - \gamma_w) h = \gamma_{sub} h \quad (60)$$

où γ_{sub} est le poids volumique submergé du remblai.

Cette théorie de l'auteur du présent rapport explique bien la génération et la distribution linéaire des contraintes totales et de la pression interstitielle en fonction de la profondeur.

Une deuxième manière souvent utilisée pour expliquer la génération de la pression interstitielle est de considérer la théorie de consolidation de Terzaghi (p. ex. Holtz et Kovacs, 1981). Selon cette théorie, quand une charge est appliquée sur un sol ou un remblai saturé de faible perméabilité, elle est d'abord supportée par l'eau interstitielle, menant à une augmentation de la pression interstitielle égale à la pression due à la charge sur toute la hauteur/profondeur du sol ou du remblai. Grâce à cette théorie, l'expression des contraintes totales verticale et horizontale par la pression isogéostatique selon le poids des terres du remblai peut facilement être comprise. Cependant, sans considérer la théorie exprimée par les équations 59 et 60, elle ne peut expliquer la pression isogéostatique dans la nouvelle couche ajoutée au sommet du remblai ni la pression isogéostatique dans une boue formée par un mélange au lieu de remblayage par versement.

Une fois que le versement ou le remblayage est terminé et que la pression interstitielle en excès atteint le maximum, le processus de drainage et de consolidation commence avec l'écoulement du temps. L'eau liée à la pression interstitielle en excès se draine vers le haut ou vers le bas en accompagnement de la dissipation et de la diminution de la pression d'interstitielle en excès et de l'augmentation de la contrainte effective.

La génération de la pression interstitielle en excès et l'absence des contraintes effectives au début du versement du remblai en pâte dans des chantiers ont été observées par des mesures de pression sur le terrain (Thompson *et al.* 2012). Cela a aussi été confirmé par des modélisations numériques réalisées par El Mkadmi *et al.* (2014).

La figure 26 illustre la distribution et l'évolution de la pression interstitielle (figure 26a) et de la contrainte totale verticale (figure 26b) dans un remblai d'une hauteur de 50 m déposé instantanément dans un chantier (El Mkadmi *et al.* 2014). Le remblai a un poids volumique de 20 kN/m³, ayant un comportement élastoplastique obéissant au critère de Mohr-Coulomb. Un seul point de drainage a été imposé à un coin à la base du chantier. On voit que la contrainte totale verticale et la pression interstitielle sont quasiment identiques et égales à la pression isogéostatique selon le poids des terres du remblai (équation 59). Toutes les deux diminuent en fonction de l'écoulement du temps en raison du drainage et de la consolidation sous le propre poids du remblai. Cet exemple considérant un remblayage instantané a permis de montrer l'importante pression interstitielle et l'absence de l'effet d'arche peu après le remblayage du

chantier. Ces résultats numériques correspondent bien aux résultats expérimentaux et aux observations de Thompson *et al.* (2012).

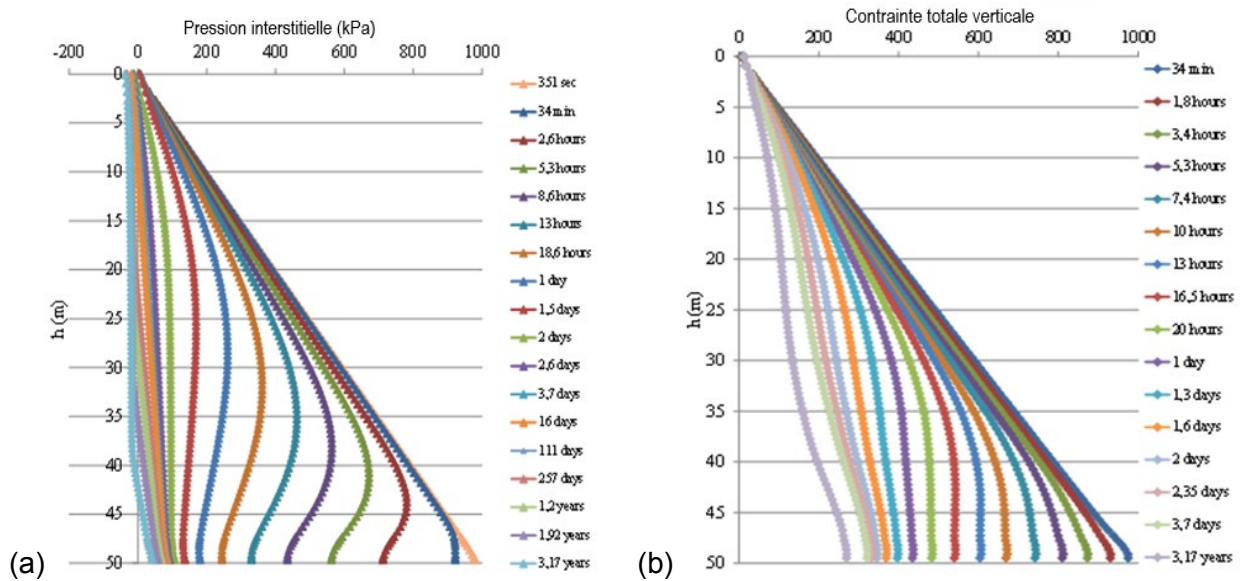


Figure 26. Évolution de la distribution de la pression interstitielle (a) et de la contrainte totale verticale (b) après le remblayage instantané d'une hauteur de 50 m (tirée de El-Mkadmi *et al.* 2014).

Lorsqu'un remblai en pâte est déposé dans un chantier, les résultats expérimentaux de Thompson *et al.* (2012) et les résultats numériques de El-Mkadmi *et al.* (2014) ont tous montré qu'il n'y a pas d'effet d'arche dans le chantier peu après la déposition du remblai en pâte. Par conséquent, on s'attend à ce que les pressions interstitielles et les contraintes totales horizontale et verticale soient égales à une élévation donnée dans le chantier et à l'intérieur de la galerie. Or, des mesures de terrain faites par Grabinsky *et al.* (2007) et Thompson *et al.* (2009) ont montré que les contraintes totales dans la galerie diminuent lorsque les points de mesure s'éloignent du chantier. Ces résultats indiquent plutôt l'occurrence d'un effet d'arche horizontal dans la galerie peu après le remblayage des chantiers (Li et Aubertin, 2009c, 2009d).

Pour comprendre ces observations contradictoires, Yang et Li (2015) ont considéré le comportement rhéologique des remblais en pâte. L'effet d'arche associé à la contrainte d'écoulement (*yield shear stress* ou *yield stress*) est pris en compte pour étudier la réduction des pressions et des contraintes dans les chantiers et sur les barricades.

La figure 27 illustre un chantier remblayé avec un élément en couche dans le chantier et un élément en tranche dans la galerie. Sur la figure, H est la hauteur du remblai (m); B est la largeur du chantier (m); L est la longueur du chantier (m); H_d et W_d sont la hauteur et la largeur de la galerie, respectivement (m); h est la profondeur (m); l et l_d sont respectivement les distances d'un point de calcul et de la barricade par rapport à l'entrée du chantier (point de soutirage) (m).

La considération de l'équilibre de l'élément en couche horizontale dans la direction verticale et la considération de l'équilibre de l'élément en tranche verticale dans la direction horizontale ont mené aux équations suivantes pour les contraintes horizontale et verticale (Yang et Li, 2015) :

$$\sigma_{vh} = \sigma_{hh} = \left(\gamma - \frac{\tau_0}{\Phi_s} \right) h \quad \text{dans le chantier} \quad (61)$$

$$\sigma_h = \left(\gamma - \frac{\tau_0}{\Phi_s} \right) \left(H - \frac{H_d}{2} \right) - \left(\frac{\tau_0}{\Phi_d} \right) l \quad \text{dans la galerie} \quad (62)$$

où σ_{vh} et σ_{hh} sont les contraintes verticale et horizontale à une profondeur h dans le chantier; σ_h est la contrainte moyenne horizontale dans la direction de l'axe de la galerie; $\Phi_s (=BL/[2(B+L)])$ est le rayon hydraulique de la section horizontale du chantier; $\Phi_d (=H_dW_d/[2(H_d+W_d)])$ est le rayon hydraulique de la section verticale de la galerie; τ_0 est la contrainte d'écoulement de Bingham. Dans le modèle, les contraintes verticale (σ_{vh}) et horizontale (σ_{hh}) ont été considérées comme uniformes à travers la largeur du chantier.

La figure 28 montre la variation de la contrainte totale horizontale σ_h dans la galerie en fonction de la position de la barricade l_b . La contrainte totale horizontale diminue lorsque la position de la barricade est éloignée de l'entrée du chantier.

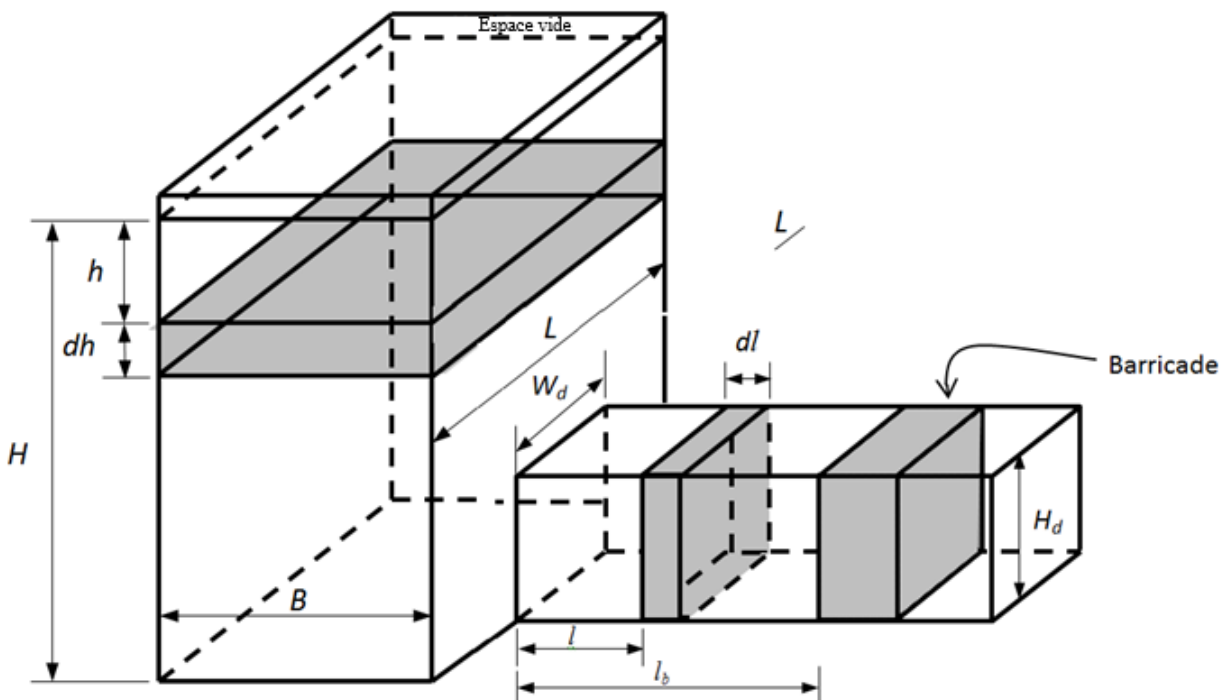


Figure 27. Un chantier et une barricade avec un élément en couche dans le chantier et un élément en tranche dans la galerie. Reproduit de Yang et Li (2015) avec la permission d'Elsevier B.V.

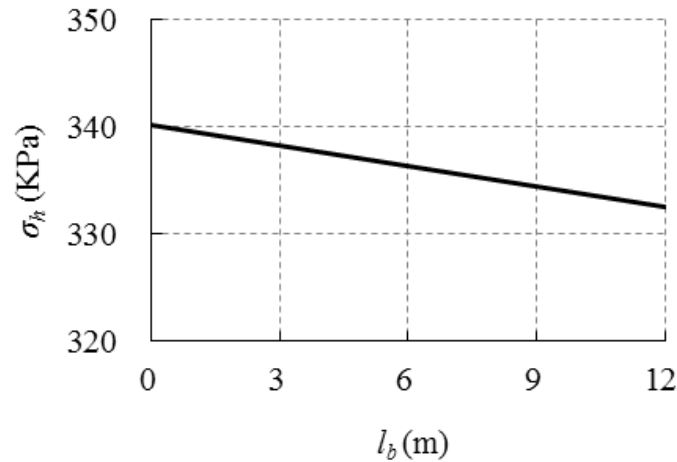


Figure 28. Variation de la contrainte totale horizontale σ_h dans la galerie en fonction de la position de la barricade l_b ($\tau_0=0,8$ kPa, $H=20$ m, $B=4$ m, $L=10$ m, $H_d=5$ m, $W_d=5$ m). Reproduit de Yang et Li (2015) avec la permission d'Elsevier B.V.

La figure 29 expose une comparaison entre les contraintes totales mesurées dans un chantier (figure 29a) et une galerie (figure 29b) à la mine Cayeli en Turquie (Thompson *et al.* 2012) et calculées avec la solution analytique (équations 61 et 62). Les contraintes calculées à l'aide de la solution isogéostatique ont aussi été montrées sur la figure. Le remblayage du chantier a été réalisé avec une vitesse d'augmentation de la hauteur de 22 cm/h. Le bouchon contient 8,5 % de liant et le résiduel en contient 6,5 %. La densité du remblai en pâte est de 2600 kg/m³, la teneur en eau est de 26 % et l'essai d'affaissement (*slump test*) est de 19,5 cm. La contrainte d'écoulement est de 450 Pa. Les contraintes prédites par la solution analytique se superposent alors quasiment à celles calculées avec les contraintes isogéostatiques. La bonne corrélation entre les contraintes totales mesurées et celles prédites par la solution des contraintes isogéostatiques indique que l'effet d'arche associé à la contrainte d'écoulement est négligeable avec le remblai en pâte de la mine Cayeli. La réduction des contraintes totales dans la galerie, observée par Grabinsky *et al.* (2007) et Thompson *et al.* (2009), ne peut être expliquée par l'effet d'arche associé à la contrainte d'écoulement du remblai en pâte. Cependant, il faut noter que le remblai en pâte de la mine Cayeli a subi un affaissement de 19,5 cm, une valeur assez typique des remblais en pâte utilisés dans les mines pour faciliter le transport. Avec un tel remblai, la viscosité est faible et l'effet d'arche associé à la contrainte d'écoulement l'est aussi. Avec un « vrai » remblai en pâte qui a un pourcentage de solides suffisamment élevé, la viscosité est très élevée et l'effet d'arche associé à la contrainte d'écoulement peut être élevé. Des travaux additionnels sont en cours pour étudier la distribution des pressions et des contraintes dans les chantiers remblayés et sur les barricades en considérant la viscosité du remblai en pâte.

À travers cet exercice, on constate que les contraintes totales verticale (TEP_V) et horizontale (TEP_H) mesurées ont commencé à dévier de la variation linéaire de la pression isogéostatique selon le poids des terres en fonction de la hauteur du remblai. La pression interstitielle (PWP) mesurée a également dévié de la distribution linéaire de la solution d'isogéostatique; elle reste égale aux contraintes totales horizontale et verticale jusqu'à la hauteur d'environ 2,6 m au-dessus de la cage qui a logé les senseurs des pressions. Cela indique que les contraintes effectives restent à zéro et qu'il n'y a pas d'effet d'arche avant la hauteur de 2,6 m. Sans

mesure de la pression interstitielle, le point de la déviation des contraintes totales de la distribution linéaire de la solution isogéostatique pourrait être identifié incorrectement comme le début de la consolidation. Ce point de départ de la déviation de la distribution linéaire entre les contraintes totales et la hauteur du remblai est nommé « consolidation apparente ». Elle est due au retrait (*shrinkage*) du remblai à cause de la perte d'eau par le drainage, l'évaporation et l'hydratation du ciment. La figure 29a indique que la consolidation effective commence lorsque les contraintes totales verticale et horizontale, et la pression interstitielle dévient les unes des autres.

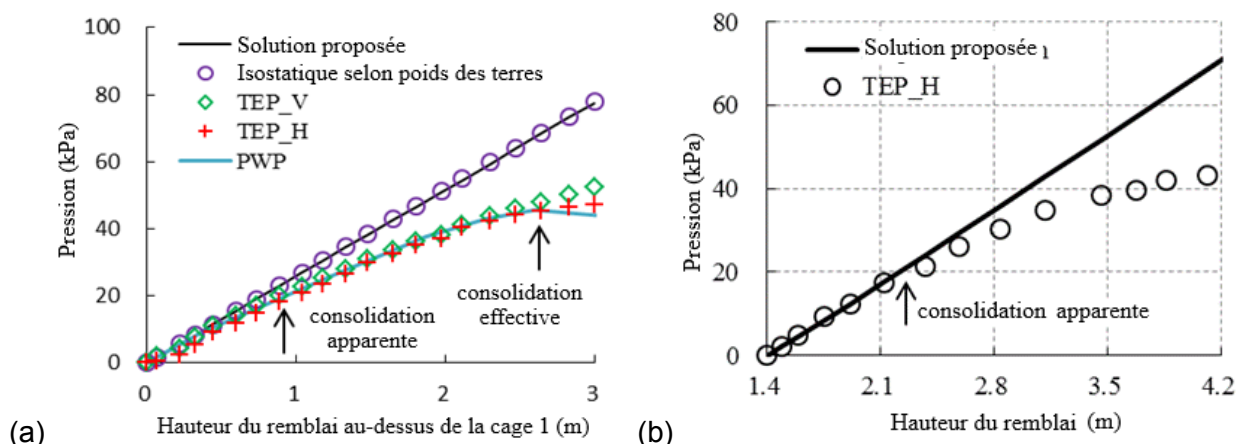


Figure 29. Contraintes totales horizontale (TEP_H) et verticale (TEP_V) et pression interstitielle (PWP), mesurées et calculées dans un chantier de 16,5 m × 25 m × 10 m (H×B×L) et dans une galerie de 5,6 m × 8,5 m (H_d×W_d) : (a) au point de soutirage à 1,8 m au-dessus du plancher; (b) sur la barricade qui est à une distance de l_b=2,5 m de l'entrée du chantier et à 1,4 m au-dessus du plancher. Reproduit de Yang et Li (2015) avec la permission d'Elsevier B.V.

Un remblayage instantané d'un chantier est peu représentatif des conditions du terrain. Les chantiers souterrains ont souvent des dimensions importantes dans les trois directions (longueur, largeur et hauteur). En raison des limites de la capacité de production de remblai par l'usine de remblai ou dans le transport du remblai par les tuyaux, la vitesse de remblayage d'un chantier est limitée. Avec une valeur typique de 0,2 m/h de la vitesse d'augmentation de la hauteur du remblai, le remblayage complet d'un chantier typique de 40 m de hauteur nécessite environ une semaine. Pendant cette période de remplissage, une partie de la pression interstitielle en excès se dissipe. Quand le remblai atteint sa hauteur finale, la pression interstitielle et les contraintes totales verticale et horizontale sont moindres que la pression isogéostatique selon le poids des terres du remblai. La conception des barricades, en négligeant complètement le drainage et la consolidation du remblai, pourrait être trop conservatrice. La quantité de la dissipation de la pression interstitielle en excès augmente avec la durée nécessaire au remplissage de la totalité du chantier et diminue avec l'augmentation de la vitesse de remblayage. La pression interstitielle et les contraintes totales finales seront donc plus grandes quand le remblayage est réalisé plus rapidement.

La figure 30 montre l'évolution des contraintes totales verticale (figure 30a) et horizontale (figure 30b) pour différentes vitesses de remblayage. De nouveau, le remblai a un poids

volumique de 20 kN/m^3 , ayant un comportement élastoplastique obéissant au critère de Mohr-Coulomb. La base du chantier remblayé a été modélisée comme une face de drainage. On voit que les contraintes totales verticale et horizontale au pic sont plus faibles lorsque le remplissage est plus lent. Cela montre que les pressions interstitielles et les contraintes totales au pic dans le chantier et sur les barricades peuvent être contrôlées par le contrôle de la vitesse de remblayage. Lorsque l'on n'a pas vraiment de contrôle sur la vitesse de remblayage, une pratique courante pour éviter des pressions excessives sur les barricades est de diviser le remblayage en deux phases : le remblayage de bouchon et le remblayage résiduel.

Une question se pose : peut-on évaluer les pressions et leur évolution lors du remblayage des chantiers sans passer par des modélisations numériques?

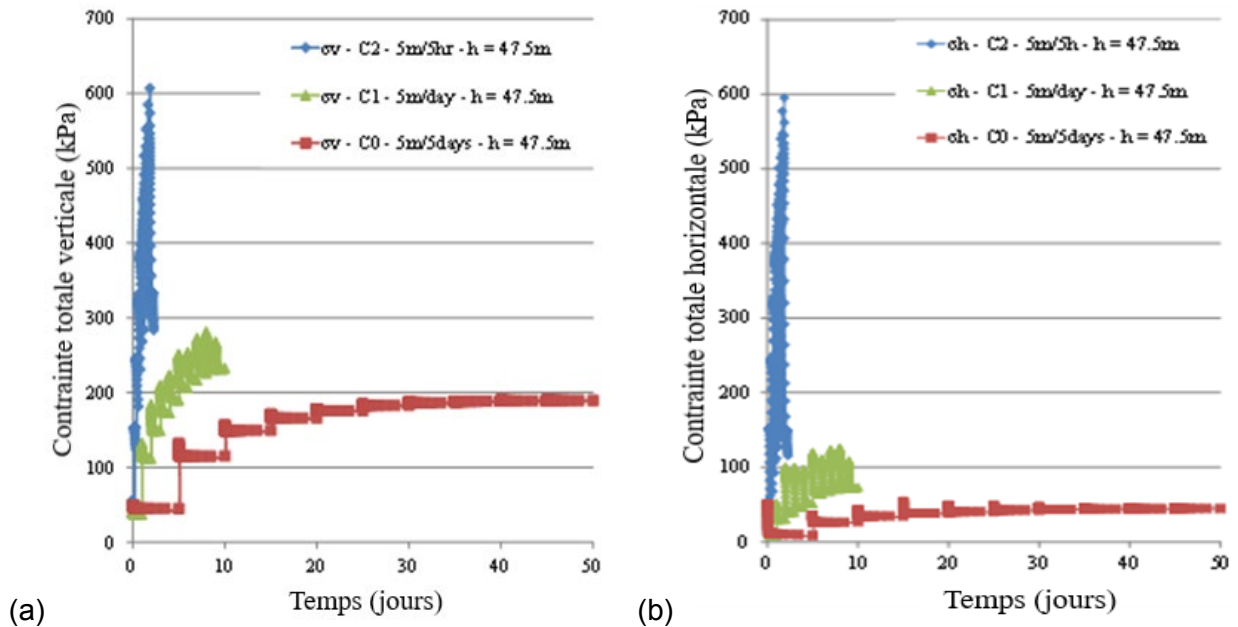


Figure 30. Évolution des contraintes totales verticale (a) et horizontale (b) près de la base d'un chantier pour différentes vitesses de remplissage (tirée de El Mkadmi *et al.* 2014).

La figure 31 montre un chantier en cours d'être remblayé. La vitesse d'augmentation d'épaisseur est désignée comme m (m/h). Après une période de remblayage t (h), l'épaisseur du remblai est de $h = m t$. À la fin du remblayage, l'épaisseur du remblai est de H . Comme montré précédemment, le remblai n'a pas de résistance au cisaillement effective et l'effet d'arche est absent au début du remblayage. Il est donc plus critique et important d'évaluer les pressions au moment du remblayage jusqu'à la fin du remblayage.

Pour ce faire, on considère un chantier vertical avec les épontes rocheuses imperméables. Le drainage et la consolidation auront lieu uniquement dans la direction verticale. Il s'agit alors d'un problème de drainage et de consolidation en une seule direction. Le modèle de Gibson (1958) peut être appliqué.

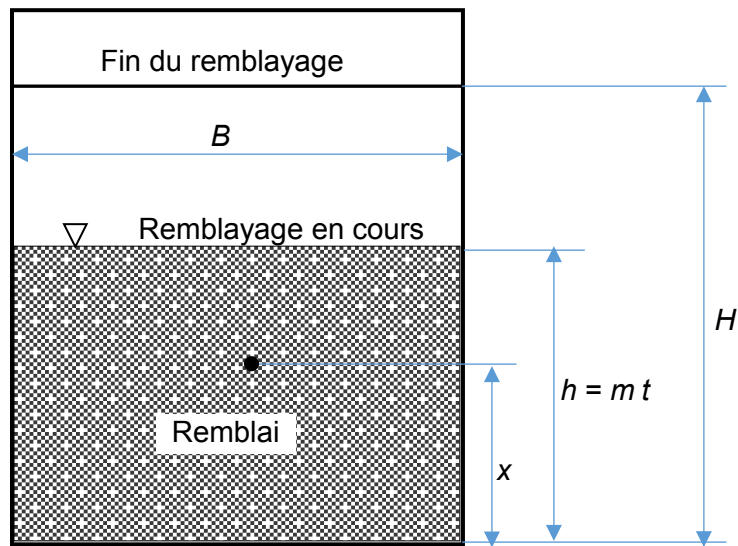


Figure 31. Un chantier en cours d'être remblayé avec les épontes et la base imperméables.

Lorsque la base est imperméable, Gibson (1958) a donné l'équation suivante pour évaluer l'évolution de la pression interstitielle en excès :

$$u = \gamma' mt - \frac{\gamma'}{\sqrt{\pi c_v t}} \exp\left(-\frac{x^2}{4c_v t}\right) \times \int_0^{\infty} \xi \tanh\left(\frac{m\xi}{2c_v}\right) \times \cosh\left(\frac{x\xi}{2c_v t}\right) \times \exp\left(-\frac{\xi^2}{4c_v t}\right) d\xi \quad (63)$$

où u est la pression interstitielle en excès, qui est définie comme la différence entre la pression interstitielle actuelle et la pression hydrostatique (kPa); γ' est le poids volumique submergé (kN/m^3) (c.-à-d. $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$; γ_{sat} est le poids volumique du remblai saturé, γ_w est le poids volumique de l'eau avec $\gamma_w = 9.8 \text{ kN/m}^3$); t est le temps de remblayage (h); c_v est le coefficient de consolidation (m^2/h); ξ est un paramètre d'intégration en mètre ($\infty > \xi > 0$).

Certains chercheurs ont appelé l'équation 63 de Gibson (1958) comme une solution analytique (Fahey *et al.* 2010; Shamsavari et Grabinsky, 2014, 2015; Doherty, 2015). Or, l'intégrale impliquée dans l'équation 63 ne peut pas être résolue avec des calculs manuels ou avec des outils de calculs conventionnels simples. Des méthodes numériques doivent être utilisées pour résoudre l'intégral (Shamsavari et Grabinsky, 2014, 2015). L'équation 63 de Gibson (1958) n'est pas une solution analytique.

Zheng *et al.* (2018a) ont montré que l'intégral inclus dans l'équation 63 de Gibson (1958) peut être approximé par la sommation d'une série à travers la transformation de Goodwin (1949). Une solution analytique du modèle de Gibson (1958) a été proposée comme suit (Zheng *et al.* 2018b) :

$$u(x,t) = \gamma' mt - \frac{\gamma'}{\sqrt{\pi c_v t}} \times \exp\left(-\frac{x^2}{4c_v t}\right) \times \frac{h_0}{2} \sum_{n=-\infty}^{\infty} \left\{ 4c_v t n h_0 \times \tanh\left(m n h_0 \sqrt{\frac{t}{c_v}}\right) \times \cosh\left(\frac{x n h_0}{\sqrt{c_v t}}\right) \times \exp(-n^2 h_0^2) \right\} \quad (64)$$

où h_0 est l'intervalle de calculs de x , n est le nombre en série variant entre $-\infty$ et $+\infty$. L'équation 64 est appelée une solution analytique parce qu'elle peut être résolue avec des outils de calculs manuels ou conventionnels. Dans la plupart des cas, un résultat stable de u peut être obtenu lorsque h_0 est égal à 0,3 et n varie entre -91 et 91.

La solution analytique de Zheng *et al.* (2018b) a été validée par des modélisations numériques de SIGMA/W de GeoSlope.

La figure 32a montre le modèle physique d'un chantier remblayé de 6 m de largeur. Le remblai a une hauteur finale de $H = 8$ m pour simuler le remblayage d'un bouchon typique. Le remblai est simulé comme un matériau homogène, isotrope et élastique linéaire. Ses propriétés géotechniques sont : $\gamma_{\text{sat}} = 20$ kN/m³ (poids volumique saturé), $\nu = 0,2$ (coefficient de Poisson), $M' = 960$ kPa (module contraint) et $k = 2,83 \times 10^{-7}$ m/s (conductivité hydraulique). Avec la relation suivante entre le module de Young effectif E' et le module contraint M' ,

$$E' = \frac{(1 + \mu)(1 - 2\mu)M'}{(1 - \mu)} \quad (65)$$

on obtient le module de Young effectif $E' = 864$ kPa pour le remblai. Avec la relation suivante entre la conductivité hydraulique k et le coefficient de consolidation c_v ,

$$c_v = \frac{k \cdot M'}{\gamma_w} \quad (66)$$

on obtient le coefficient de consolidation de $c_v = 0,1$ m²/h.

La figure 32b montre les distributions des pressions interstitielles en excès à la fin du remblayage du bouchon, obtenues par les simulations numériques de SIGMA/W et calculées avec la solution analytique de Zheng *et al.* (2018b) en utilisant $h_0 = 0,3$, $n = -91$ to 91 et en considérant la vitesse de remblayage $m = 0,2$ et 1,0 m/h respectivement. L'excellente corrélation entre les résultats analytiques et numériques indique que la solution analytique est validée et peut être utilisée pour évaluer l'évolution des pressions interstitielles en excès lors d'un remblayage d'un chantier avec une base imperméable.

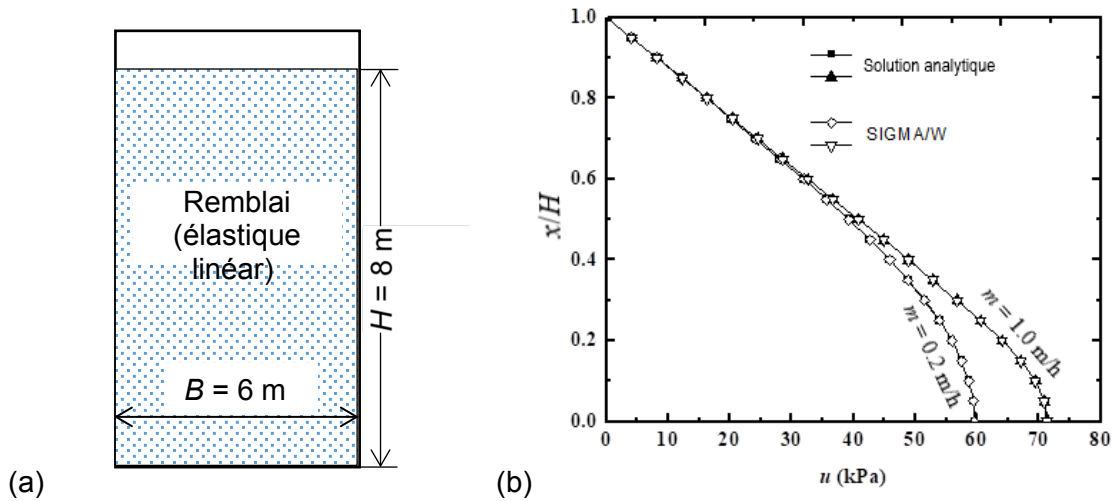


Figure 32. Validation de la solution analytique de Zheng *et al.* (2018b) : (a) modèle physique du remblayage d'un bouchon typique de 8 m de hauteur; (b) distributions des pressions interstitielles en excès à la fin du remblayage du bouchon, obtenues par les simulations numériques de SIGMA/W et calculées avec la solution analytique de Zheng *et al.* (2018b) en utilisant $h_0 = 0,3$, $n = -91$ to 91) et en considérant la vitesse de remblayage $m = 0,2$ et 1 m/h respectivement. Reproduit de Zheng *et al.* (2018b) avec la permission de Springer Nature.

À titre d'exemple de l'application de la solution analytique de Zheng *et al.* (2018b), la figure 33 présente les variations des distributions des pressions interstitielles (p_w) le long de la hauteur du chantier à la fin du remblayage v pour une vitesse de remblayage donnée et différents coefficients de consolidation c_v (figure 33a) ou pour un coefficient de consolidation donnée et différentes vitesses de remblayage m (figure 33b). La pression isostatique selon le poids des terres a été tracée sur la figure également. En aucun cas, les pressions interstitielles ne suivent les pressions isostatiques selon le poids des terres, indiquant l'occurrence plus ou moins de la dissipation de la pression interstitielle en excès lors du remblayage.

Pour une vitesse de remblayage donnée ($m = 0,2$ m/h), la figure 33a démontre qu'une portion faible de la dissipation de la pression interstitielle en excès a lieu lorsque le coefficient de consolidation c_v est de $0,01$ m²/h, menant à une pression interstitielle totale maximale à la base du chantier de $152,8$ kPa comparativement à la pression isostatique de 160 kPa. Elle réduit à $107,3$ kPa lorsque le coefficient de consolidation c_v augmente à 1 m²/h. Pour un coefficient de consolidation donné ($c_v = 0,1$ m²/h), la figure 33b indique que la pression interstitielle totale maximale à la base du chantier augmente avec la vitesse de remblayage. Elle peut atteindre des valeurs de $130,2$, $145,8$ et $149,9$ kPa lorsque la vitesse de remblayage est de $0,1$, $0,5$ et 1 m/h, respectivement. Ces résultats indiquent que la conception des barricades en considérant une pression isostatique selon le poids des terres est conservatrice et appropriée, surtout lorsque le remblai est peu perméable et/ou le remblayage des chantiers est rapide. Lorsque le remblai est très perméable ou lorsque la vitesse de remblayage est très faible, la considération de la pression isostatique selon le poids des terres pourrait mener à une conception des barricades trop conservatrice et peu économique.

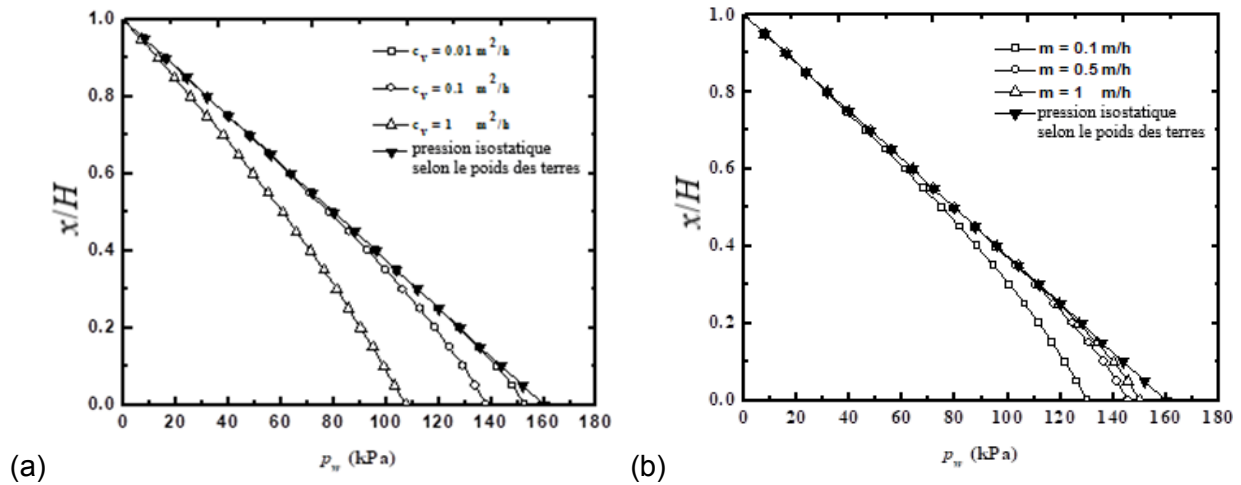


Figure 33. Variations des distributions des pressions interstitielles obtenues avec la solution analytique de Zheng *et al.* (2018b), le long de la hauteur du remblai à la fin du remblayage à une hauteur finale de $H = 8$ m avec un remblai ayant un poids volumique saturé de $\gamma_{\text{sat}} = 20$ kN/m³ : (a) en considérant une vitesse de remblayage de $m = 0,2$ m/h pour différents coefficients de consolidation c_v ; (b) en considérant un coefficient de consolidation de $c_v = 0,1$ m²/h pour différentes vitesses de remblayage m . Reproduit de Zheng *et al.* (2018b) avec la permission de Springer Nature.

5.1.4 Distribution des pressions et des contraintes dans un chantier avec un remblai hydraulique

Un remblai hydraulique contient beaucoup moins de particules fines. La conductivité hydraulique est donc beaucoup plus élevée que celle des remblais en pâte, ayant des valeurs typiquement entre 10^{-6} et 10^{-5} m/s. En raison de la grande perméabilité, le drainage et la consolidation sous le propre poids d'un remblai hydraulique se déroulent très rapidement, générant beaucoup d'eau libre qui peut être drainée vers le bas ou vers le haut. Si le système de drainage n'est pas suffisamment efficace, l'eau est drainée vers le haut, s'accumule au sommet et forme un étang en surface du remblai (figure 34).

La présence de beaucoup d'eau de drainage incite à conclure que la pression dans le chantier et sur les barricades est très élevée. En réalité, la quantité abondante du drainage d'eau indique la dissipation rapide de la pression interstitielle en excès du remblai. Lorsqu'il y a de la dissipation de la pression interstitielle en excès, les contraintes effectives augmentent dans le remblai. L'effet d'arche peut avoir lieu entre le remblai et les murs encaissants, menant à la réduction des contraintes totales et effectives (voir sous-section 2.1.3). Le drainage abondant de l'eau n'est pas forcément un indicateur des pressions très élevées dans le chantier remblayé.

Dans cette sous-section, une solution analytique pour estimer la hauteur initiale de l'étang formé en surface du remblai sera d'abord présentée. L'évolution de la surface phréatique et des pressions interstitielles dans le chantier remblayé sera démontrée. Finalement, on présente quelques résultats les plus récents sur l'étude du coefficient de pression des terres, qui est indispensable dans l'évaluation des contraintes et des pressions dans un chantier remblayé à l'aide des solutions analytiques d'effet d'arche.

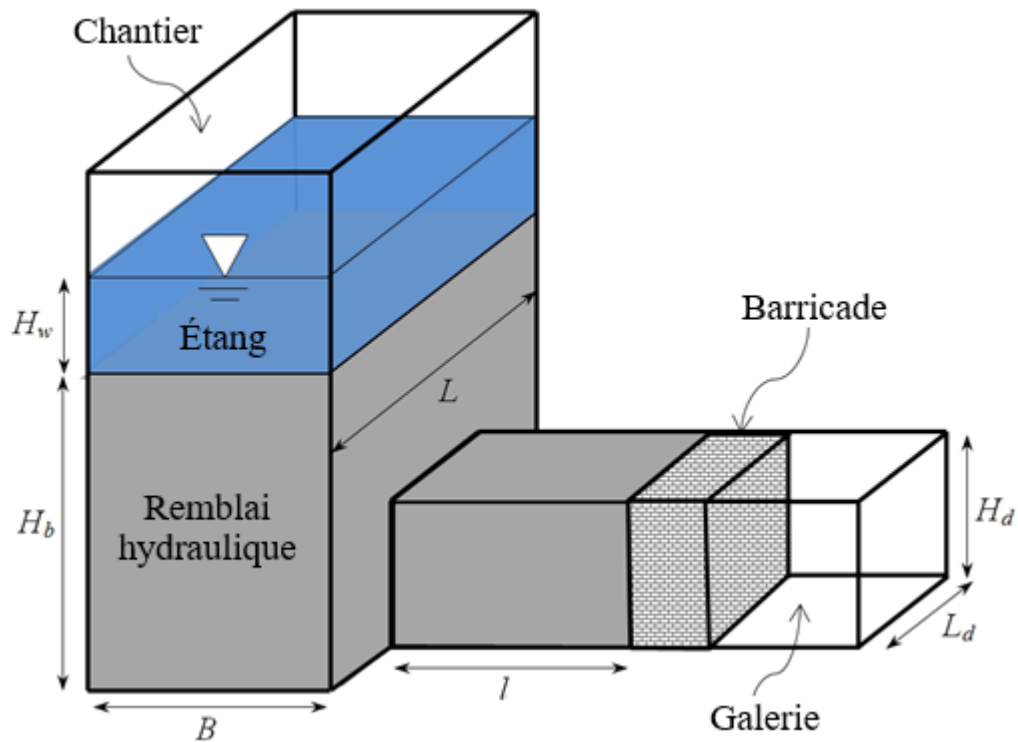


Figure 34. Un chantier remblayé avec un étang formé au sommet du remblai (tirée de Yang et Li, 2017).

5.1.4.1 Estimation de l'épaisseur initiale de l'étang H_{w0}

La figure 34 montre schématiquement un chantier remblayé avec un remblai hydraulique submergé sous un étang formé par le drainage rapide du remblai. Sur la figure, H_b est la hauteur du remblai sédimenté (m); B est la largeur du chantier (m); L est la longueur du chantier (m); H_d et L_d représentent respectivement la hauteur et la largeur de la galerie (m); l est la distance de la barricade par rapport au point de soutirage du chantier (m); H_w est la hauteur de l'étang (m).

Dans la pratique, l'effet négatif de l'accumulation d'eau libre au sommet du remblai sur les propriétés mécaniques du remblai déposé plus tard est perceptible. En cas d'érosion en pipe, cette eau constitue la source d'inondation et une menace pour la santé et la sécurité des travailleurs œuvrant à proximité ou à des niveaux de travail inférieurs. Pour cette raison, une pratique courante est de limiter cette épaisseur de l'eau à 1,3 m (Potvin *et al.* 2005). Il est donc nécessaire d'avoir une estimation de l'épaisseur de l'eau accumulée au sommet du remblai. Or, aucune solution analytique n'est disponible pour permettre d'avoir une estimation de cette épaisseur de l'eau lors du remblayage d'un chantier.

En analysant le volume du remblai déposé et la balance de l'eau contenue dans un remblai hydraulique avant et après la consolidation, Yang et Li (2017) ont proposé les équations suivantes pour avoir une estimation de l'épaisseur initiale de l'étang H_{w0} et la hauteur du remblai sédimenté H_b :

$$H_{w0} = Q \frac{\gamma(1-P) - \gamma_w n_s}{\gamma_w BL(1-n_s)} \quad (67a)$$

$$H_b = Q \frac{\gamma_w - \gamma(1-P)}{\gamma_w BL(1-n_s)} \quad (67b)$$

où Q est le volume total du remblai hydraulique déposé dans le chantier (m^3); γ et γ_w sont respectivement les poids volumiques du remblai hydraulique et de l'eau (kN/m^3); P est le pourcentage de solides en masse (usuellement entre 65 et 75 %) du remblai hydraulique, défini comme le ratio de la masse de solides par rapport à la masse totale du remblai hydraulique; n_s est la porosité du remblai sédimenté, qui varie entre 37 et 48 % avec une valeur typique de 44 % selon des mesures de laboratoire effectuées sur des remblais hydrauliques dans des mines en Australie (Herget et De Korompay, 1978; Rankine, 2005; Rankine *et al.* 2006).

À noter que l'équation 67 a été obtenue en supposant qu'il n'y a pas de perte d'eau de début jusqu'à la fin du remblayage du chantier. Dans les conditions réelles, il peut y avoir de la perte de l'eau à cause de l'évaporation, de l'infiltration à travers les réseaux de fissures ou de joints sur les épontes rocheuses et du drainage à travers les barricades. En même temps, il peut y avoir aussi la possibilité de venue d'eau par les machines dont le fonctionnement a besoin d'eau, ou par des lavages des réseaux de remblai ou même par l'infiltration d'eau à travers les réseaux des fissures et des joints. Plus de travaux sont nécessaires pour prendre en compte ces aspects dans le futur.

5.1.4.2 Évolution du niveau de l'eau au sommet du remblai et de la pression interstitielle dans le remblai

Une fois que le niveau d'eau au sommet du remblai est établi, son évolution en fonction du temps de drainage par les barricades peut être estimée.

La figure 35 montre une coupe-section le long du plan de symétrie de la figure 34 (c.-à-d. le plan vertical à travers l'axe de la galerie). La barricade est considérée comme drainante, c'est-à-dire que l'eau peut la traverser sans aucune résistance. On l'appelle souvent drainage libre (*free draining*). L'écoulement de l'eau est unidimensionnel : vertical dans le chantier et horizontal dans la galerie. En raison du libre drainage à travers la barricade, la hauteur de la nappe d'eau H et l'épaisseur de l'étang H_w deviennent fonction du temps t (Yang et Li, 2017) :

$$H_w = (H_{w0} + H_b) \exp(-Ct) - H_b \quad (68)$$

et

$$H = (H_{w0} + H_b) \exp(-Ct) \quad (69)$$

où :

$$C = \frac{k_{sat} H_d L_d}{H_b H_d L_d + B L l} \quad (\text{en condition 3D}) \quad (70a)$$

$$C = \frac{k_{sat} H_d}{H_b H_d + B l} \quad (\text{en condition 2D, c'est-à-dire } L_d \text{ très large ou égale à } L) \quad (70b)$$

où k_{sat} est la conductivité hydraulique saturée du remblai hydraulique (m/s).

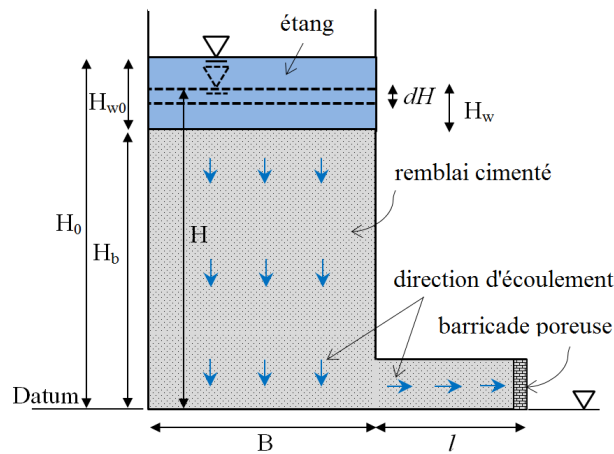


Figure 35. Évolution de la nappe d'eau et simplification de l'écoulement de l'eau dans un chantier et dans la galerie avec une barricade drainante (tirée de Yang et Li, 2017).

Le temps nécessaire pour vider l'étang T est déterminé comme suit :

$$T = \frac{1}{C} \ln \left(1 + \frac{H_{w0}}{H_b} \right) \quad (71)$$

L'évolution de la nappe d'eau ayant été établie, l'évolution de la pression interstitielle à la base du chantier u_{base} peut être estimée comme suit (Yang et Li, 2017) :

$$u_{base} = \frac{\gamma_w (H_b + H_w)}{1 + H_b H_d L_d / (B L l)} \quad (72)$$

Lorsque la galerie est très large ou égale à la longueur du chantier ($L_d = L$), l'équation 72 se réduit à la solution 2D comme suit :

$$u_{base} = \frac{\gamma_w (H_b + H_w)}{1 + H_b H_d / (B l)} \quad (73)$$

La figure 36 montre une comparaison entre les niveaux de la nappe d'eau prédits par la solution analytique et calculés avec la modélisation numérique à l'aide du logiciel SEEP/W de GeoSlope (2010). La bonne corrélation entre les solutions analytique et numérique indique que la solution analytique peut être utilisée pour évaluer l'évolution de la nappe d'eau dans le chantier.

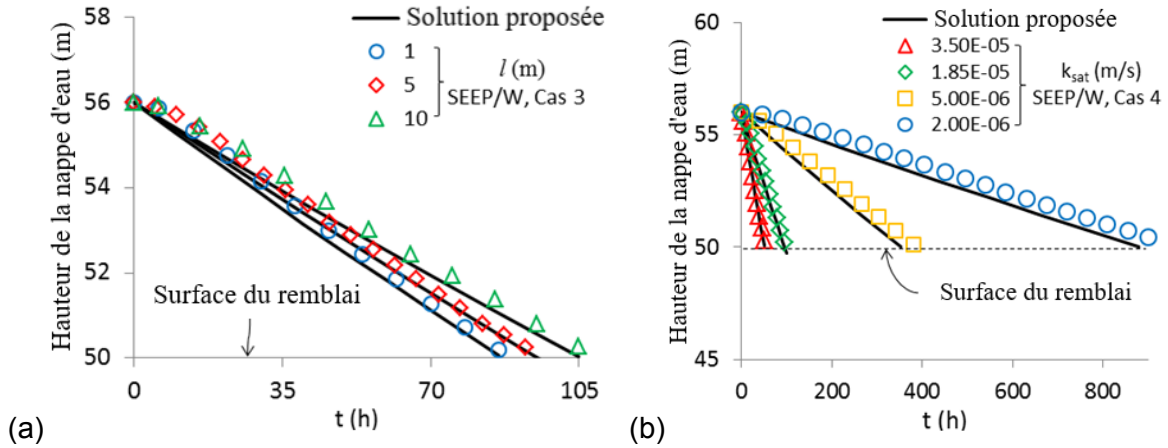


Figure 36. Évolution des niveaux de la nappe d'eau H en fonction du temps de drainage t , calculés avec la solution analytique 2D (équations 69 et 70b) et estimés avec la modélisation numérique : (a) pour différentes valeurs de l ($H_{w0} = 6$ m, $H_b = 50$ m, $L/L_d = 1$, $k_{sat} = 1,85 \times 10^{-5}$ m/s); (b) pour différentes valeurs de k_{sat} ($H_{w0} = 6$ m, $H_b = 50$ m, $l = 5$ m, $L/L_d = 1$) (tirée de Yang et Li, 2017).

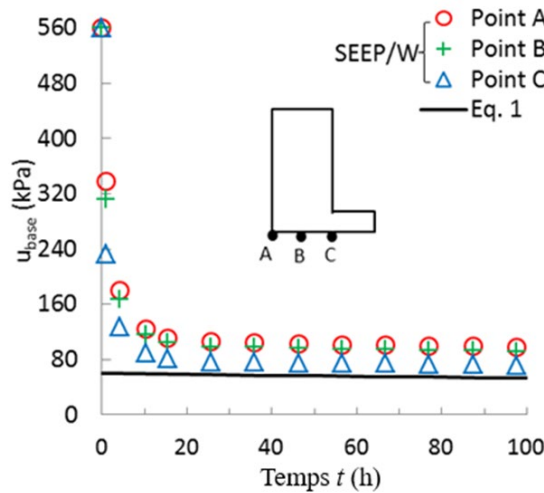


Figure 37. Évolution de la pression interstitielle à la base du chantier u_{base} calculée avec la solution analytique (équation 73) et estimée avec la modélisation numérique. Calculs faits avec $H_{w0} = 6$ m, $H_b = 50$ m, $l = 5$ m, $L/L_d = 1$, $k_{sat} = 1,85 \times 10^{-5}$ m/s (tirée de Yang et Li, 2017).

La figure 37 dresse une comparaison entre les pressions interstitielles prédites par la solution analytique et calculées avec la modélisation numérique à l'aide du logiciel SEEP/W de GeoSlope (2010). De nouveau, la bonne corrélation entre les solutions analytique et numérique indique que la solution analytique peut être utilisée pour évaluer l'évolution de la pression

interstitielle dans le chantier. À noter une importante différence entre les solutions analytique et numérique au début du drainage. Cela est attribuable au fait que le modèle numérique effectue les calculs à partir d'un état hydrostatique malgré l'imposition d'une pression interstitielle de zéro le long de la barricade alors que la solution analytique est fondée sur un modèle qui a permis de prendre en compte la condition hydraulique à la frontière de la barricade sans aucun délai.

5.1.5 Coefficient de pression des terres latéral pour un chantier remblayé

Dans la sous-section 2.1, plusieurs solutions analytiques pour estimer les pressions et contraintes dans un chantier remblayé sont présentées. Cette estimation nécessite un coefficient appelé coefficient de pression des terres K , défini comme un ratio entre la contrainte effective horizontale et la contrainte effective verticale. En géotechnique, la valeur de K est souvent liée au mouvement d'un mur de soutènement. Lorsque le mur ne bouge pas, le sol est considéré dans un état de repos, la valeur de K prend le coefficient de pression des terres au repos K_0 de Jaky. Lorsque le mur s'éloigne suffisamment du sol jusqu'à sa mobilisation, on dit que le sol est dans un état actif et la valeur de K prend alors le coefficient de pression des terres actif (ou poussée en France) de Rankine K_a . Lorsque le mur comprime suffisamment le sol jusqu'à sa mobilisation, le sol est dit dans un état passif (ou butée) et la valeur de K prend le coefficient de pression des terres passif de Rankine K_p .

Si un remblai est déposé dans un chantier, les mouvements des épontes rocheuses sont minimales. Pour cette raison, certains chercheurs ont utilisé le coefficient de pression des terres au repos de Jaky alors que d'autres ont eu recours au coefficient de pression des terres actif de Rankine à partir des résultats numériques et expérimentaux. Sachant que la valeur de K peut influencer grandement l'estimation des pressions et des contraintes dans les chantiers remblayés et sur les barricades, il est important de comprendre le choix de ce coefficient.

Pour ce faire, Sobhi (2014) a fait une série de modélisations numériques avec SIGMA/W de Geo-Slope (2010) pour analyser la distribution de K le long de la ligne centrale d'un chantier vertical ou incliné. Le remblai a été considéré comme élastoplastique obéissant au critère de Mohr-Coulomb. Il n'y a pas d'éléments d'interface introduits entre le remblai et les murs dans le modèle. Pour les chantiers verticaux, les résultats numériques montrent que le ratio entre la contrainte normale horizontale et la contrainte normale verticale est toujours proche du coefficient de pression des terres actif de Rankine. Pour les chantiers inclinés, les résultats numériques montrent que le ratio entre la contrainte principale mineure et la contrainte principale majeure est également proche du coefficient de pression des terres actif de Rankine. Le coefficient de pression des terres est exprimé comme suit (Sobhi *et al.* 2017) :

$$K = K_\alpha = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{1 + K_a}{2} + \frac{1 - K_a}{2} \cos 2\alpha \quad (74)$$

où α ($50^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$) est l'angle d'inclinaison des épontes du chantier.

La figure 38 montre des comparaisons entre les coefficients de pression des terres calculés avec l'équation 74 et ceux obtenus avec des modélisations numériques. L'équation 74 prédit bien alors la distribution des coefficients de pression des terres le long de la ligne centrale des chantiers inclinés et verticaux.

La figure 39 établit les états de remblai dans un chantier vertical (figure 39a) et incliné (figure 39b). Le remblai est alors rendu en état de plasticité dans les deux cas. Il n'est donc pas surprenant que le coefficient de pression des terres dans un chantier vertical et le ratio de la contrainte principale mineure sur celle majeure dans un chantier incliné soient semblables au coefficient de pression des terres actif de Rankine.

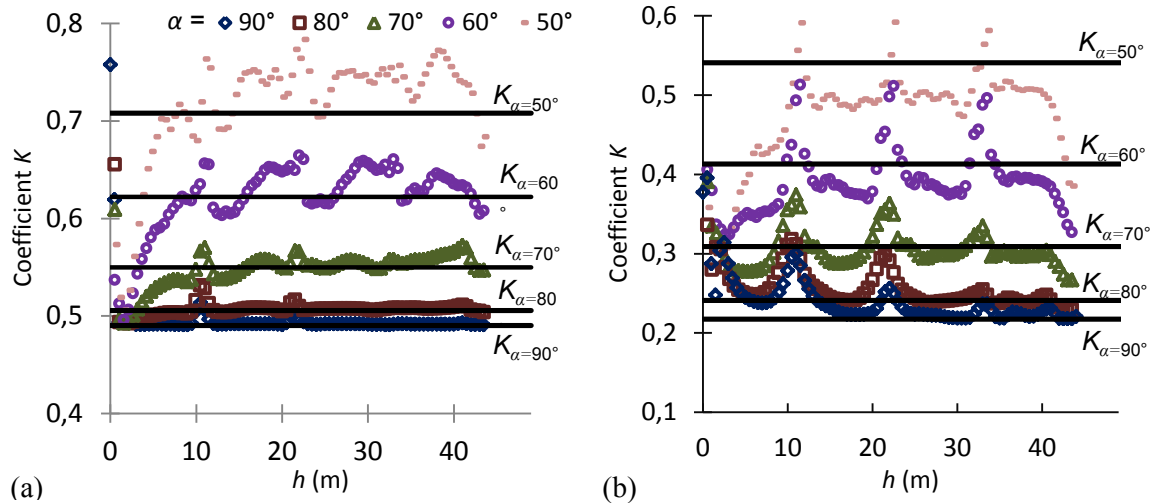


Figure 38. Comparaison entre les coefficients de pression des terres le long de la ligne centrale des chantiers inclinés, obtenus par l'équation 74 et à partir des modélisations numériques : (a) $\phi = 20^\circ$; (b) $\phi = 40^\circ$ (tirée de Sobhi et al. 2017).

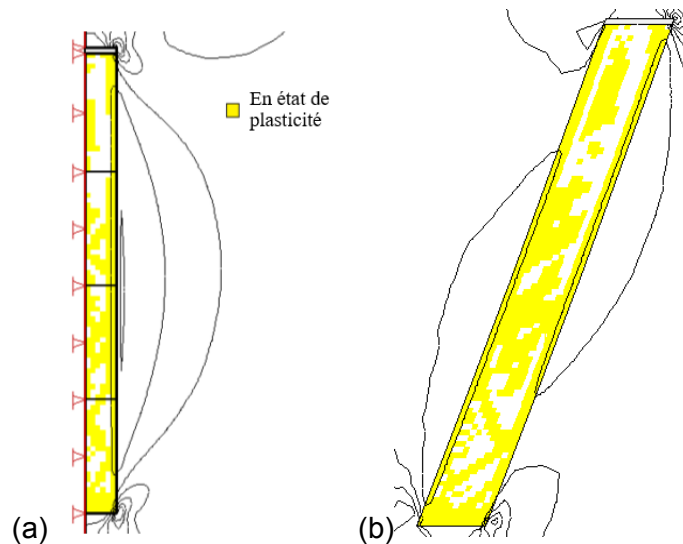


Figure 39. État de plasticité du remblai : (a) dans un chantier vertical; (b) dans un chantier incliné (tirée de Sobhi et al. 2017).

Ces résultats révèlent que l'état du remblai dans un chantier n'est pas déterminé uniquement par le mouvement des murs de confinement, comme c'est le cas d'un mur de soutènement en mécanique des sols. En effet, en mécanique des sols lors de la présentation du coefficient de pression des terres, le sol est supposé être dans un état de repos avant toute excavation. Le sol existe avant l'excavation et la construction des structures de confinement (murs de

soutènement). Le « zéro mouvement » du mur de soutènement est donc une condition nécessaire et suffisante pour un sol initialement dans un état de repos.

Quand on parle d'un remblai, les structures de confinement existent avant l'existence du remblai. L'état du remblai reste en principe inconnu.

Pour mieux comprendre les états du remblai déposé dans un chantier ainsi que le coefficient de pression des terres dans un chantier remblayé, un plus grand nombre de simulations numériques ont été réalisées par Yang (2016). Une particularité de cette étude est d'avoir considéré la variation de l'état du remblai en fonction de la dépendance ou de l'indépendance du coefficient de Poisson ν à l'angle de frottement ϕ .

En mécanique des sols et en géotechnique, plusieurs chercheurs ont stipulé que le coefficient de Poisson ν doit être relié à l'angle de frottement ϕ pour assurer un unique coefficient de pression des terres au repos, que ce soit exprimé par l'expression de Jaky ou l'effet de Poisson. Cela mène à l'équation suivante :

$$1 - \sin \phi' = (K_0)_{\phi'} = (K_0)_{\nu} = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (75)$$

ou (Yang et Liu, 2007; Duncan et Bursey, 2013; Falaknaz, 2014; Jahanbakhshzadeh, 2016) :

$$\nu = \frac{1 - \sin \phi'}{2 - \sin \phi'} \quad (76)$$

Rappelons que l'expression de $(K)_{\nu}$ est valable seulement pour les matériaux élastiques linéaires lorsqu'il n'y a pas déformation latérale, sa validité est discutable sachant que les sols sont rarement élastiques linéaires. Plus de travaux sont en cours pour vérifier la validité de l'équation 76.

La figure 40 met en évidence les coefficients de pression des terres le long de la ligne centrale du chantier vertical de largeur $B = 8$ m avec un remblai ayant un module de Young $E = 300$ MPa tout en considérant que le coefficient de Poisson et l'angle de frottement sont deux paramètres interreliés pour assurer un unique coefficient de pression des terres au repos. Les résultats montrent que les coefficients de pression des terres sont semblables à celui au repos.

La figure 41 expose les coefficients de pression des terres le long de la ligne centrale d'un chantier vertical de largeur $B = 8$ m avec un remblai ayant un module de Young $E = 300$ MPa tout en considérant que le coefficient de Poisson et l'angle de frottement sont deux paramètres indépendants. Les résultats révèlent que les coefficients de pression des terres sont semblables au coefficient de pression des terres actif de Rankine pour différents angles de frottement lorsque le coefficient de Poisson $\nu = 0,2$. Pour un angle de frottement donné à $\phi = 30^\circ$, les résultats indiquent que le coefficient de pression des terres reste toujours égal au coefficient de pression des terres actif de Rankine tant que le coefficient de Poisson est égal ou inférieur à 0,2. Quand le coefficient de Poisson est égal ou supérieur à 0,3, on constate que le coefficient de pression des terres K diffère de la variation du coefficient de Poisson et demeure toujours comparable au coefficient de pression des terres déterminé dû à l'effet de Poisson $(K_0)_{\nu}$.

Pour mieux comprendre ces résultats et la variation de l'état du remblai en fonction du coefficient de Poisson et de l'angle de frottement, le chemin de contraintes avec le modèle élastoplastique avec le critère de Mohr-Coulomb a été examiné. Lorsque le remblai est déposé dans le chantier, la contrainte normale horizontale tend à augmenter proportionnellement avec la contrainte verticale en suivant le coefficient de pression des terres dû à l'effet de Poisson $(K_0)_v$ en raison de l'élasticité linéaire. Lorsque ν et ϕ' sont indépendants de sorte que :

$$\nu \leq \nu_c = \frac{1 - \sin \phi'}{2} \quad (77)$$

pour satisfaire la condition $(K_0)_v \leq K_a$, la contrainte normale horizontale n'est pas suffisamment large tant et si bien que le cercle de Mohr intercepte l'enveloppe de Mohr-Coulomb (figure 42). Le remblai est dans un état de plasticité. L'état de contrainte selon le coefficient de pression des terres dû à l'effet de Poisson n'est pas possible. Après des déformations plastiques, l'état de contrainte est obligé de revenir à un état défini par le coefficient de pressions des terres actif de Rankine K_a . Lorsque $\nu = 0,2$, la valeur critique de $\phi' = 36,9^\circ$ selon l'équation 77. C'est la raison pour laquelle le coefficient de pression des terres correspond bien à celui actif de Rankine K_a pour les cas $\phi' = 10^\circ, 20^\circ$ et 30° , mais moins pour le cas $\phi' = 40^\circ$ (figure 41a).

Lorsque $\phi' = 30^\circ$, la valeur critique du coefficient de Poisson est déterminée à $\nu = 0,25$. C'est la raison pour laquelle les coefficients de pression des terres sont proches du coefficient actif de Rankine pour les cas $\nu = 0,001, 0,1$ et $0,2$ alors qu'ils sont équivalents à celui au repos dû à l'effet de Poisson lorsque $\nu = 0,3, 0,35$ et $0,4$ (figure 41b).

Lorsque les deux paramètres ν et ϕ' sont interreliés par l'équation 76, on voit que l'équation 77 est valide automatiquement. C'est la raison pour laquelle des coefficients de pression des terres proches de celui au repos (figure 40) sont observés.

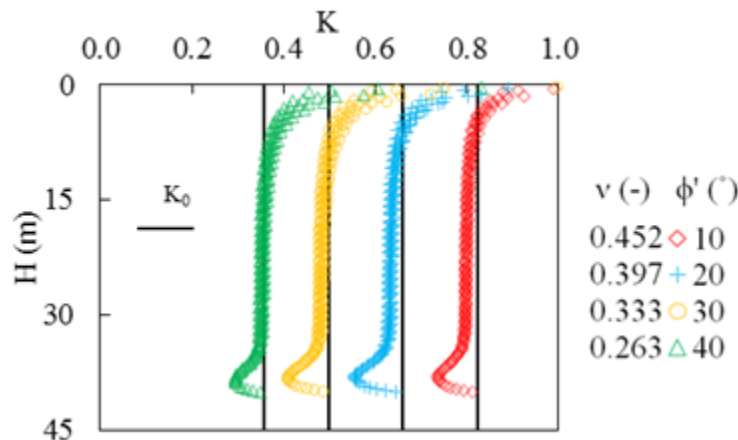


Figure 40. Coefficients de pression des terres le long de la ligne du centre du chantier vertical ($B = 8$ m, $E = 300$ MPa) en considérant que le coefficient de Poisson et l'angle de frottement sont deux paramètres interreliés pour assurer un unique coefficient de pression des terres au repos (tirée de Yang *et al.* 2018).

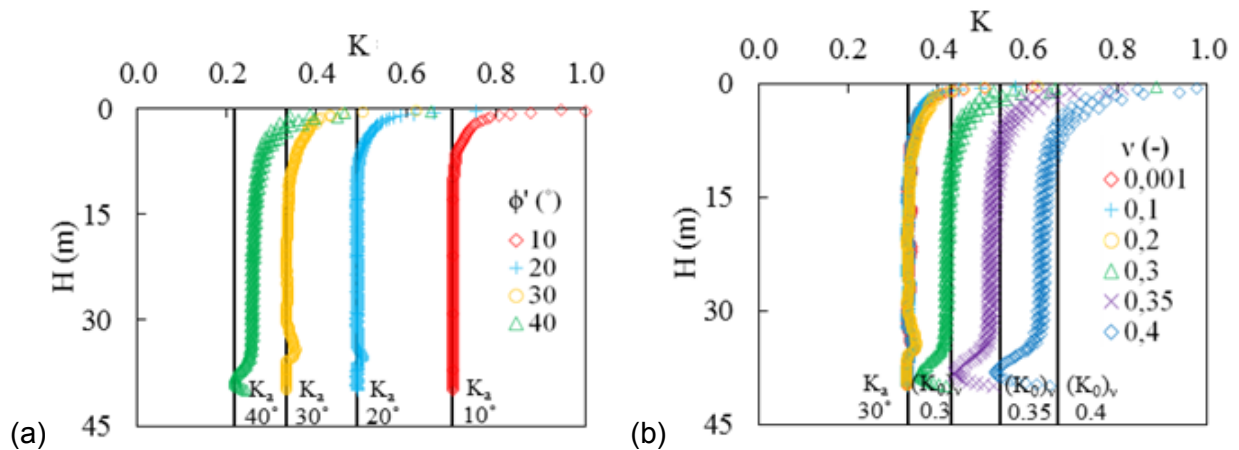


Figure 41. Coefficients de pression des terres le long de la ligne du centre du chantier vertical ($B = 8 \text{ m}$, $E = 300 \text{ MPa}$) en considérant que le coefficient de Poisson et l'angle de frottement sont deux paramètres indépendants (tirée de Yang *et al.* 2018) : (a) pour différents angles de frottement (avec $\nu = 0,2$); (b) pour différents coefficients de Poisson (avec $\phi = 30^\circ$).

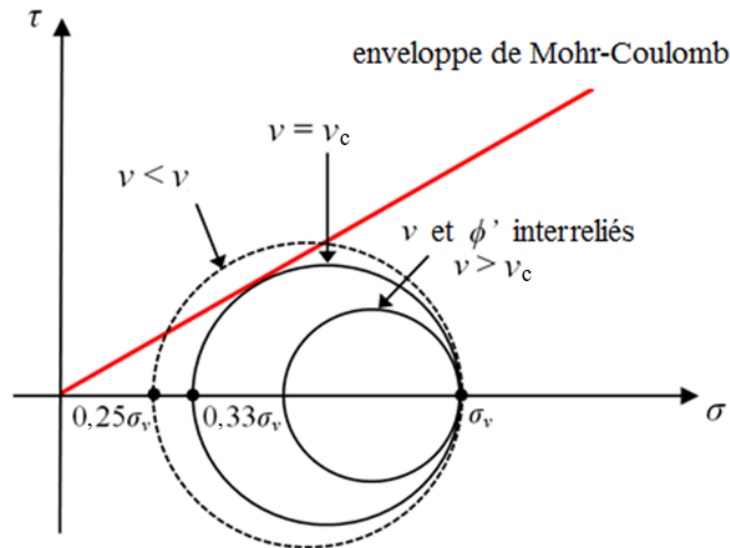


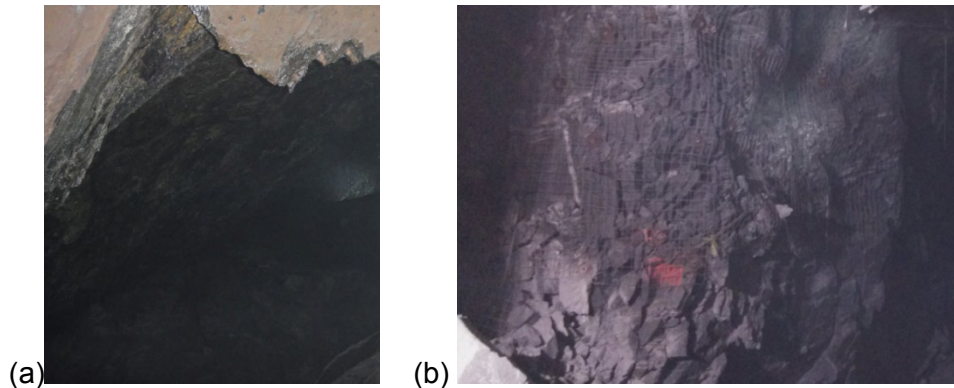
Figure 42. Variation des états possibles du remblai en fonction du coefficient de Poisson et de l'angle de frottement du remblai (tirée de Yang *et al.* 2018).

Dans plusieurs des sous-sections précédentes, certaines modélisations numériques ont été utilisées soit pour montrer les mécanismes de ruptures, soit pour valider ou calibrer les solutions analytiques. Les modèles numériques constituent alors un outil très utile pour comprendre le comportement hydromécanique des remblais en interaction avec les structures encaissantes.

5.1.6 Simulations numériques des contraintes dans un chantier remblayé en considérant des éléments d'interface

Dans la présente sous-section, l'influence de l'introduction des éléments d'interfaces planaire et non planaire sur les distributions des contraintes dans un chantier remblayé est d'abord présentée. On constate que l'introduction des éléments d'interface planaire n'est pas nécessaire si les résistances au cisaillement des interfaces entre le remblai et les épontes rocheuses sont très proches de celles du remblai. L'analyse a permis aussi de mettre en évidence le fait que les contraintes et l'effet d'arche dans une ouverture remblayée sont principalement contrôlés par les résistances au cisaillement des interfaces planes, pas directement par celles du remblai. Lorsque les interfaces sont non planes, l'introduction des éléments d'interface est nécessaire si les épontes rocheuses ne sont pas très rugueuses.

La modélisation numérique constitue un puissant outil pour comprendre le comportement hydrogéomécanique des remblais en interaction avec les structures encaissantes. La plupart des modélisations numériques ont été faites sans utiliser les éléments d'interface le long des contacts entre les remblais et les roches. Les remblais cimentés ou non sont très mous par rapport aux épontes rocheuses. Des tassements et des mouvements importants des remblais le long des murs sont alors attendus. Pour cette raison, plusieurs chercheurs ont souligné l'importance d'utiliser des éléments d'interface dans les modélisations numériques comme c'est couramment le cas en génie civil où l'angle de frottement le long des interfaces entre un remblai et le mur est usuellement équivalent aux deux tiers de l'angle de frottement du remblai. Aubertin et collaborateurs (2003) ont proposé d'utiliser l'angle de frottement du remblai comme celui de l'interface entre le remblai et le mur en considérant le fait que les murs d'un chantier sont souvent très irréguliers en raison des sautages associés à la production. Ces hypothèses sont intuitivement convaincantes, mais elles n'ont jamais été vérifiées d'une façon quantitative dans le passé.



**Figure 43. Chantiers miniers avec des murs planaires (a) et non planaires (b).
Reproduit de Liu *et al.* (2016b) avec la permission de Taylor & Francis.**

La figure 43 montre deux chantiers typiques, le premier est formé d'une surface planaire (figure 43a) alors que le deuxième est le cas le plus fréquent dans les mines souterraines en roches dures avec les sautages et dynamitages liés à la production (figure 43b). Dans ce qui suit, l'influence des interfaces planes et des interfaces non planes sur la distribution des contraintes dans un chantier remblayé sera étudiée, principalement pour déterminer si les

éléments d'interface sont nécessaires pour obtenir une estimation fiable des contraintes dans un chantier remblayé.

5.1.6.1 Contraintes dans un chantier avec des murs planaires

La figure 44a expose un chantier vertical remblayé à 40 m de hauteur. Le modèle numérique construit avec FLAC3D est démontré à la figure 44b avec des éléments d'interface planeaire entre le remblai et les épontes rocheuses. Le massif rocheux a été considéré comme élastique linéaire et le remblai comme élastoplastique suivant le critère de Mohr-Coulomb. Le massif rocheux a un poids volumique de 27 kN/m^3 , un module de Young de 30 GPa et un coefficient de Poisson de 0.25 . Le remblai est caractérisé par un poids volumique de $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, un module de Young de $E = 300 \text{ MPa}$, un coefficient de Poisson de $\nu = 0,3$, une cohésion c et un angle de frottement ϕ . L'interface est caractérisée par l'angle de frottement δ , la cohésion c_i , et les rigidités normale et tangentielle de $k_n = k_s = 20,2 \text{ GPa/m}$.

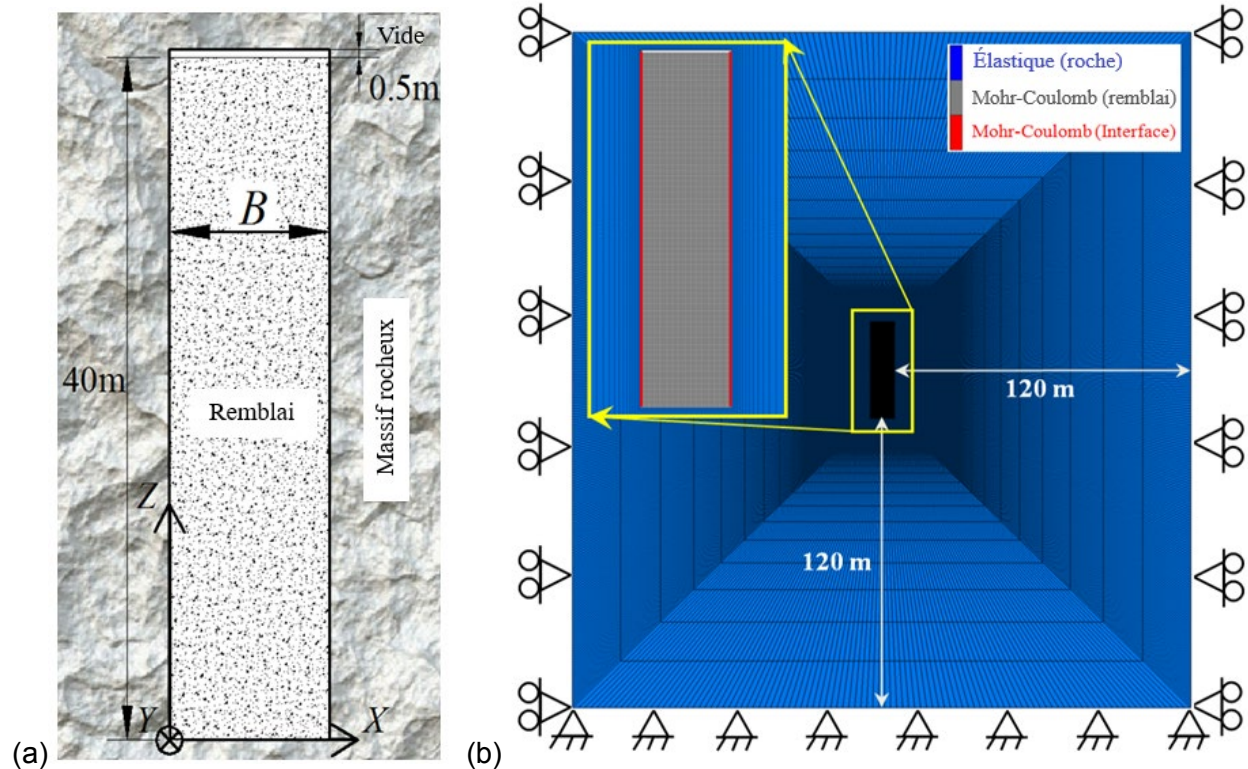


Figure 44. Un chantier vertical remblayé : (a) modèle physique; (b) modèle numérique 2D (déformation plane) construit avec FLAC3D (tirée de Liu et al. 2017).

La figure 45 montre la variation des contraintes verticale (σ_v) et horizontale (σ_h) le long de la ligne verticale du centre du chantier de 10 m de largeur, obtenues par des modélisations numériques avec ou sans éléments d'interface avec différents angles de frottement pour le cas $\delta = 21^\circ$ et $c_i = c = 0 \text{ kPa}$. Lorsque les éléments d'interface sont absents des modèles numériques, les contraintes diminuent alors avec l'augmentation de la résistance au cisaillement du remblai. Avec les éléments d'interface ayant une résistance au cisaillement donnée ($\delta = 21^\circ$ et $c_i = 0 \text{ kPa}$), les contraintes sont peu sensibles à la variation de la résistance au cisaillement du remblai sans cohésion ($c = 0 \text{ kPa}$). Ces résultats indiquent que les

contraintes dans un chantier remblayé dépendent principalement de la résistance au cisaillement des interfaces entre le remblai et les murs encaissants, et non directement de la résistance au cisaillement du remblai.

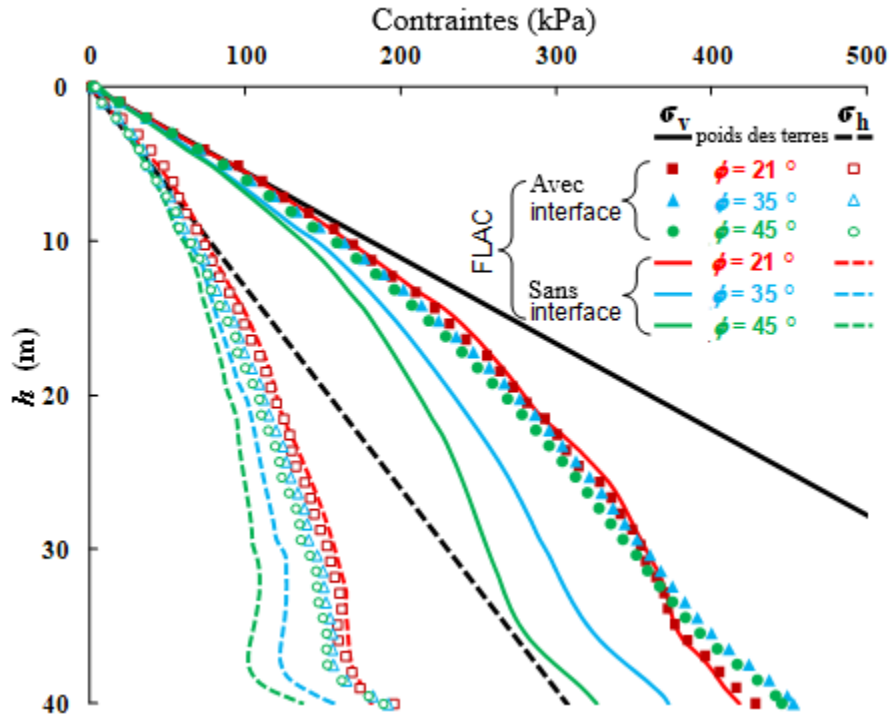


Figure 45. Variations des contraintes verticale (σ_v) et horizontale (σ_h) le long de la ligne verticale du centre du chantier de 10 m de largeur, obtenues par des modélisations numériques avec ou sans éléments d'interface ayant une résistance au cisaillement de $\delta = 21^\circ$ et $c_i = 0$ kPa : remblai sans cohésion ($c = 0$ kPa) ayant différents angles de frottement ϕ (tirée de Liu *et al.* 2017).

La figure 46 montre les variations des contraintes verticale (σ_v) et horizontale (σ_h) le long de la ligne verticale du centre du chantier de 10 m de largeur, obtenues par des modélisations numériques avec ou sans éléments d'interface avec différents angles de frottement d'interface, δ pour le cas $c_i = 0$ kPa, $\phi = 35^\circ$ et $c = 0$ kPa. Les contraintes horizontale et verticale diminuent alors avec l'augmentation de l'angle de frottement d'interface δ . Lorsque la valeur de l'angle de frottement d'interface δ est augmentée jusqu'à la valeur de l'angle de frottement du remblai ϕ , c'est-à-dire $\delta = \phi$, les contraintes horizontale et verticale se superposent à celles obtenues par les modélisations numériques sans éléments d'interface. Comme les résultats expérimentaux obtenus par des essais de laboratoire ont montré que l'angle de frottement d'interface est typiquement égal à celui du remblai (Fall et Nazir, 2010; Koupoulia *et al.* 2016), les résultats numériques montrés ici indiquent que l'introduction des éléments d'interface n'est donc pas nécessaire dans la plupart des cas. À noter l'augmentation locale des contraintes près de la base du chantier en raison des restrictions de la base au mouvement du remblai (Sivakugan *et al.* 2014).

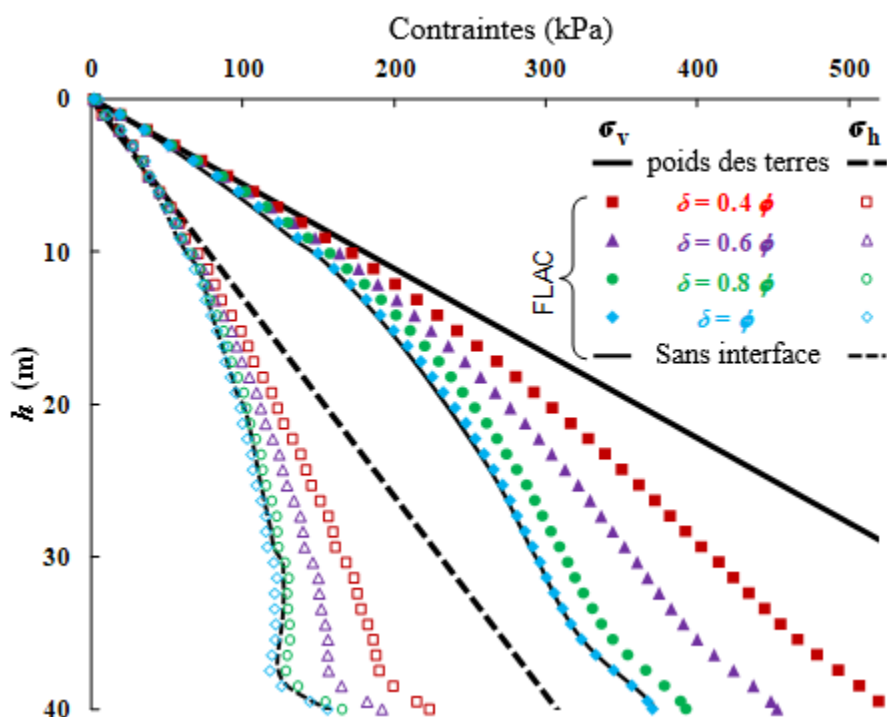


Figure 46. Variations des contraintes verticale (σ_v) et horizontale (σ_h) le long de la ligne verticale du centre du chantier de 10 m de largeur, obtenues par des modélisations numériques avec ou sans éléments d'interface avec différents angles de frottement d'interface, δ pour le cas $c_i = 0$ kPa, $\phi = 35^\circ$, $c = 0$ kPa (tirée de Liu *et al.* 2017).

5.1.6.2 Contraintes dans un chantier avec des murs non planaires

La figure 47a illustre un chantier vertical remblayé à 40 m de hauteur. Le chantier a une largeur de $B = 10$ m et des murs non planaires. La rugosité des interfaces a été simulée par la hauteur (h_i) et l'angle (θ) des dents-de-scie. La figure 47b montre le modèle numérique construit avec FLAC3D, considérant des éléments d'interface non planaire entre le remblai et les épontes rocheuses. De nouveau, le massif rocheux a été considéré comme élastique linéaire et le remblai comme élastoplastique suivant le critère de Mohr-Coulomb. Le massif rocheux a un poids volumique de 27 kN/m³, un module de Young de 30 GPa et un coefficient de Poisson de 0.25 . Le remblai est caractérisé par un poids volumique de $\gamma = 18$ kN/m³, un module de Young de $E = 300$ MPa, un coefficient de Poisson de $\nu = 0,3$, une cohésion c et un angle de frottement ϕ . Les contacts entre le remblai et les segments planaires sont décrits par l'angle de frottement δ , la cohésion c_i , et les rigidités normale et tangentielle de $k_n = k_s = 20,2$ GPa/m.

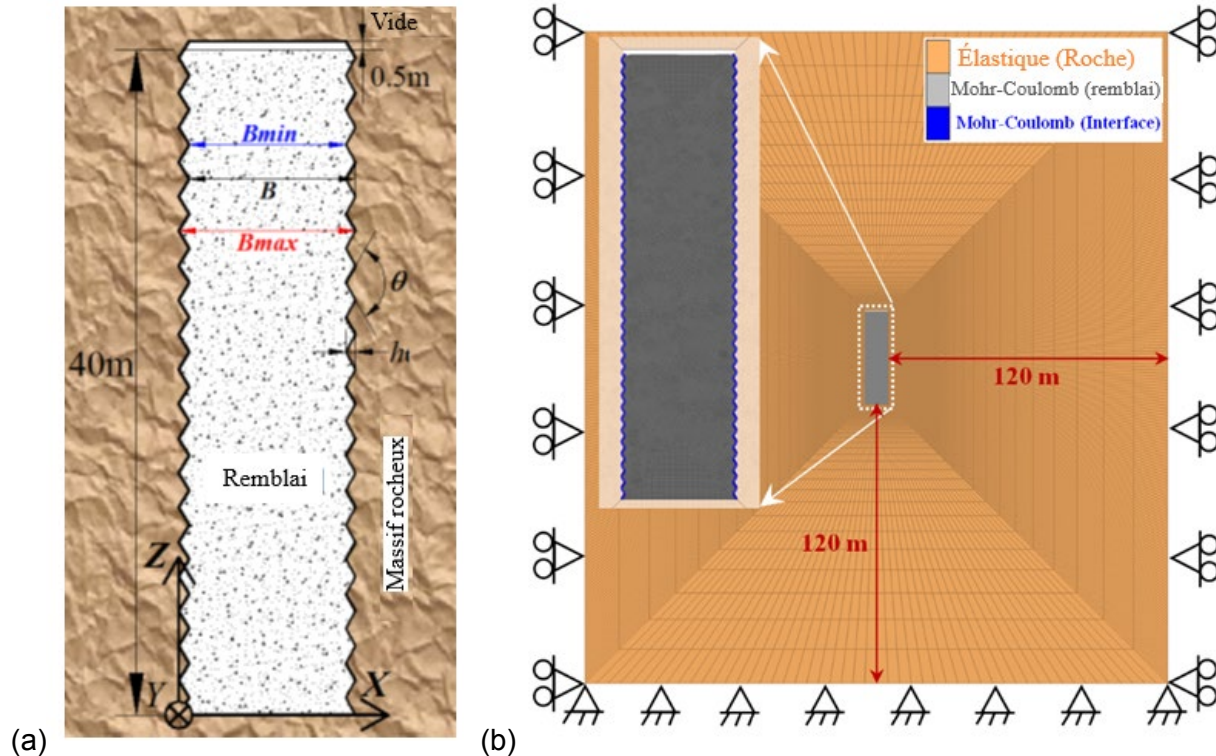


Figure 47. Un chantier vertical typique avec des murs non planaires : (a) modèle physique; (b) modèle numérique 2D (en déformation plane) construit avec FLAC3D. Reproduit de Liu *et al.* (2016b) avec la permission de Taylor & Francis.

La figure 48 montre les variations des contraintes verticale (σ_v) et horizontale (σ_h) le long de la ligne verticale du centre du chantier, obtenues par des modélisations numériques avec des éléments d'interface ayant des dents de différents angles θ (figure 48a) et de différentes hauteurs h_i (figure 48b). Les calculs ont été faits avec $\delta = 21^\circ$, $c_i = 0$ kPa, $\phi = 35^\circ$, $c = 0$ kPa. Les contraintes horizontale et verticale diminuent alors avec le resserrement de l'angle des dents-de-scie. Pour une hauteur des dents donnée, la réduction de l'angle signifie que les dents deviennent plus aiguës et la rugosité est plus importante. Cela s'est traduit par un effet d'arche plus prononcé et des contraintes plus faibles dans le chantier. La figure 48a expose que les contraintes tendent à devenir peu sensibles à la variation de l'angle des dents une fois que cet angle est inférieur à 120° .

Pour un angle $\theta = 120^\circ$, la figure 48b représente que les contraintes dans le chantier remblayé peuvent changer significativement lorsque les murs passent d'un plan planaire à un plan non planaire en raison de l'angle des dents. C'est la raison pour laquelle les contraintes deviennent peu sensibles à la variation de la hauteur des dents une fois qu'elle dépasse zéro.

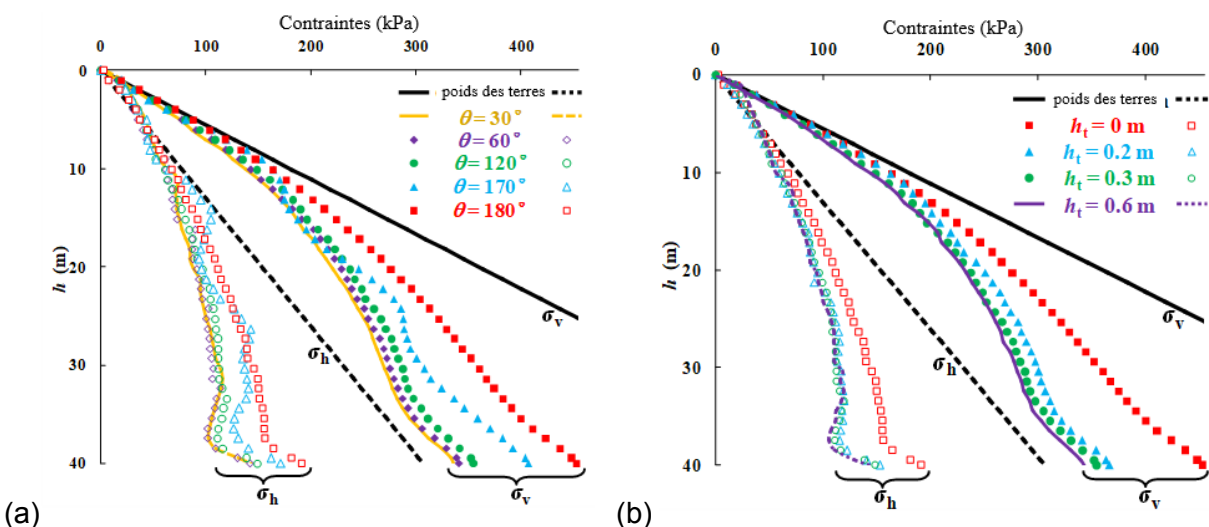


Figure 48. Variations des contraintes verticale (σ_v) et horizontale (σ_h) le long de la ligne verticale du centre des chantiers verticaux avec des interfaces ayant des dents : (a) de différents angles θ ($h_t = 0,3$ m); (b) de différentes hauteurs h_t ($\theta = 120^\circ$). Calculs faits avec $\delta = 21^\circ$, $c_i = 0$ kPa, $\phi = 35^\circ$, $c = 0$ kPa. Reproduit de Liu *et al.* (2016b) avec la permission de Taylor & Francis.

La figure 49 présente les variations des contraintes verticale (σ_v) et horizontale (σ_h) le long de la ligne verticale du centre des chantiers verticaux avec des interfaces de différents angles de frottement δ . Les contraintes sont alors peu sensibles à la variation de la résistance au cisaillement des interfaces en raison de la rugosité importante des interfaces ($\theta = 120^\circ$). Cela signifie que les glissements ont lieu dans le remblai, au lieu du long des contacts irréguliers, confirmant ainsi l'hypothèse formulée par Aubertin *et al.* (2003).

La figure 50 expose les variations des contraintes verticale (σ_v) et horizontale (σ_h) le long de la ligne verticale du centre des chantiers verticaux avec des interfaces non planaires et du remblai de différents angles de frottement ϕ . De nouveau, en raison de la rugosité importante des interfaces entre les murs non planaires et le remblai, les contraintes sont devenues sensibles à la variation de la résistance au cisaillement du remblai. Elles diminuent avec l'augmentation de la résistance au cisaillement du remblai.

La figure 51 présente les variations des contraintes verticale (σ_v) et horizontale (σ_h) le long de la ligne verticale du centre des chantiers verticaux avec des murs non planaires ayant des dents de différents angles θ . Lorsque les contacts sont planaires entre le remblai et les murs ($\theta = 180^\circ$), les contraintes alors obtenues par les modélisations numériques avec éléments d'interface sont plus grandes que celles obtenues sans éléments d'interface parce que l'angle de frottement d'interface est plus faible que celui du remblai. Une fois que les contacts sont rugueux avec des dents, les contraintes obtenues par les modélisations numériques avec et sans éléments d'interface sont très semblables, indiquant de nouveau la non-nécessité de prendre en compte des éléments d'interface dans les modèles numériques pour estimer les contraintes dans des chantiers remblayés.

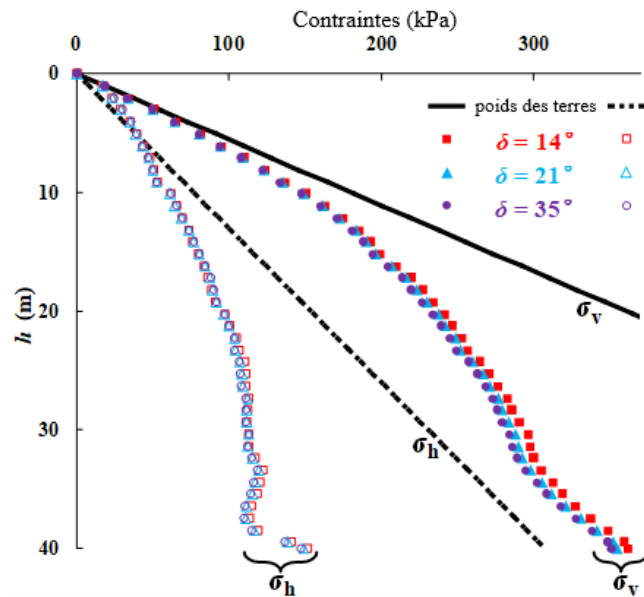


Figure 49. Variations des contraintes verticale (σ_v) et horizontale (σ_h) le long de la ligne verticale du centre des chantiers verticaux avec des interfaces de différents angles de frottement δ ($c_i = 0$ kPa, $c = 0$ kPa). Calculs faits avec $h_t = 0,3$ m, $\theta = 120^\circ$ et $\phi = 35^\circ$. Reproduit de Liu *et al.* (2016b) avec la permission de Taylor & Francis.

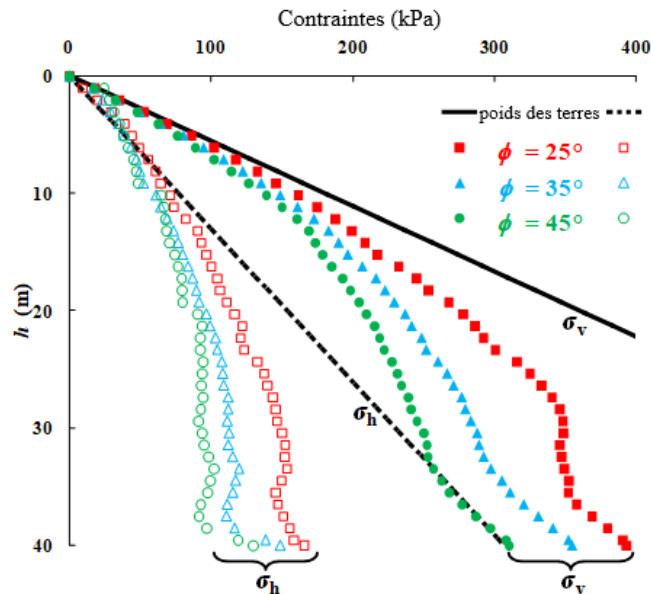


Figure 50. Variations des contraintes verticale (σ_v) et horizontale (σ_h) le long de la ligne verticale du centre des chantiers verticaux avec des interfaces non planaires et du remblai de différents angles de frottement ϕ ($c = 0$ kPa). Calculs faits avec $h_t = 0,3$ m, $\theta = 120^\circ$, $c_i = 0$ kPa et $\delta = 21^\circ$. Reproduit de Liu *et al.* (2016b) avec la permission de Taylor & Francis.

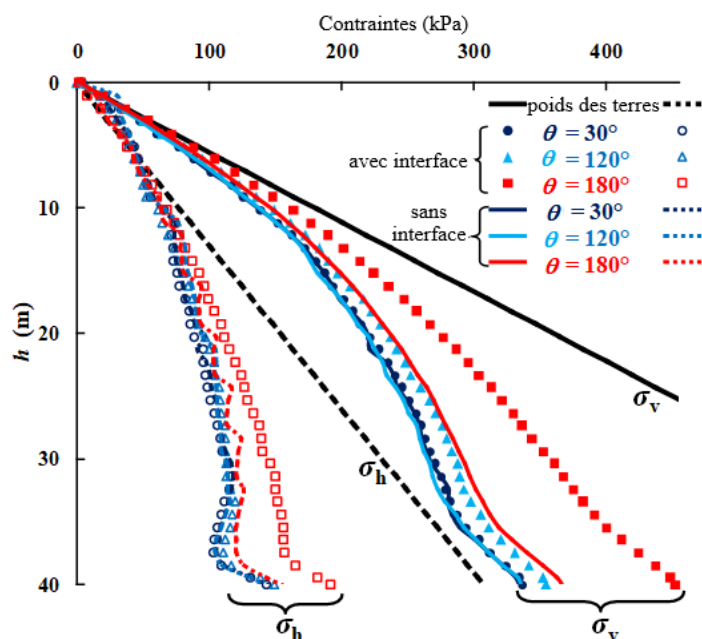


Figure 51. Variations des contraintes verticale (σ_v) et horizontale (σ_h) le long de la ligne verticale du centre des chantiers verticaux avec des murs non planaires ayant des dents de différents angles θ . Calculs faits avec $h_t = 0,3$ m, $\delta = 21^\circ$, $c_t = 0$ kPa, $\phi = 35^\circ$, $c = 0$ kPa. Reproduit de Liu *et al.* (2016b) avec la permission de Taylor & Francis.

5.1.7 Simulations numériques des contraintes dans un chantier remblayé en considérant l'excavation sous-jacente

Beaucoup de travaux ont été réalisés dans le passé pour investiguer la distribution des contraintes et des pressions dans un chantier remblayé. Toutefois, peu d'entre eux ont été effectués en considérant l'influence des excavations avoisinantes sur la distribution des contraintes dans un chantier remblayé. Après les études numériques présentées ci-dessus avec un chantier isolé, des résultats numériques obtenus avec deux chantiers avoisinants sont illustrés. On peut constater que l'excavation et le remblayage d'un chantier adjacent sur le même niveau peuvent affecter le cheminement des contraintes dans le premier chantier remblayé. La variation des contraintes relativement à la considération du chantier adjacent reste dans le même ordre de grandeur que pour le cas d'un chantier isolé. Lorsque l'excavation d'un chantier sous-jacent est considérée, les contraintes dans le chantier remblayé précédemment changent considérablement en raison de la convergence des parois.

Récemment, Falaknaz et collaborateurs ont réalisé plusieurs études pour analyser les contraintes dans un chantier, avant et après l'excavation d'un chantier adjacent situé au même niveau (Falaknaz, 2014; Falaknaz *et al.* 2015a, 2015b). La figure 52 montre la distribution de la contrainte horizontale (σ_h) le long de la ligne verticale du centre dans un chantier remblayé avant et après la considération d'une excavation d'un chantier avoisinant. Ces résultats ont été obtenus par des modélisations numériques de FLAC 2D en considérant le massif rocheux comme élastique linéaire et le remblai comme élastoplastique suivant le critère de Mohr-Coulomb. Par rapport à la distribution de la contrainte dans un chantier isolé, la contrainte horizontale augmente pendant les deux premières étapes d'excavation du chantier adjacent.

Mais, elle revient au même niveau que la contrainte horizontale d'un chantier isolé lorsque l'excavation du chantier avoisinant s'achève (figure 52a). Pendant les quatre étapes de remblayage du chantier adjacent, la contrainte horizontale le long de la ligne verticale du centre augmente de nouveau avec chaque étape de remblayage du chantier avoisinant (figure 52b).

La figure 53 montre un chantier remblayé avec une semelle-dalle et une excavation sous-jacente. Le modèle numérique construit avec PLAXIS 2D est illustré dans la figure 54. Le remblai, la roche et la semelle-dalle ont été considérés comme ayant un comportement élastoplastique obéissant au critère de Mohr-Coulomb. La simulation des étapes d'excavation et de remblayage des chantiers au-dessus et au-dessous de la semelle-dalle est exposée à la figure 55.

La figure 56 décrit les contraintes horizontale (figure 56a) et verticale (figure 56b) obtenues numériquement et analytiquement le long de la ligne verticale du centre du chantier remblayé avant et après l'excavation du chantier sous-jacent. Les résultats obtenus à l'aide de la solution analytique d'effet d'arche de Marston apparaissent également sur la figure. Les contraintes horizontale et verticale avant l'excavation du chantier sous-jacent correspondent bien à celles prédites par la solution analytique de Marston pour le cas d'un chantier isolé. Après l'excavation du chantier sous-jacent, les contraintes horizontale et verticale augmentent substantiellement. Cette augmentation est le résultat des convergences des parois après l'excavation du chantier sous-jacent (figure 57).

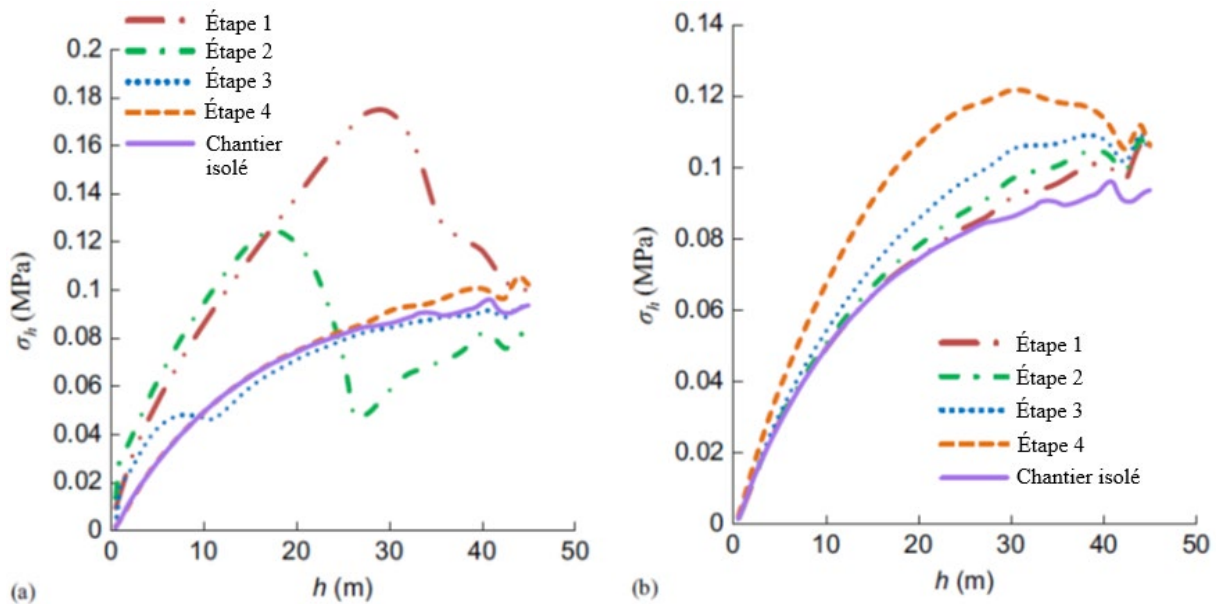


Figure 52. Contraintes horizontales (σ_h) le long de la ligne verticale du centre dans un chantier remblayé avant et après la considération de l'excavation d'un chantier adjacent : (a) pendant les quatre étapes d'excavation du chantier adjacent; (b) pendant les quatre étapes de remblayage du chantier adjacent (tirée de Falaknaz *et al.* 2015a).

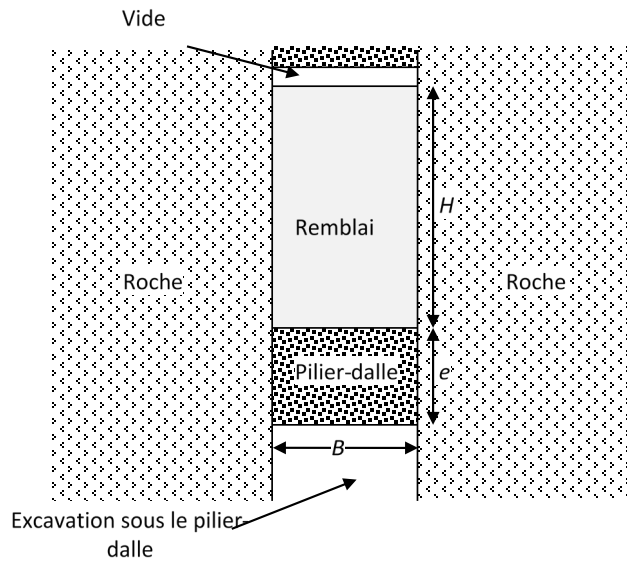


Figure 53. Schéma d'un chantier remblayé avec une excavation sous-jacente (tirée de Sobhi, 2014; Sobhi et Li, 2017).

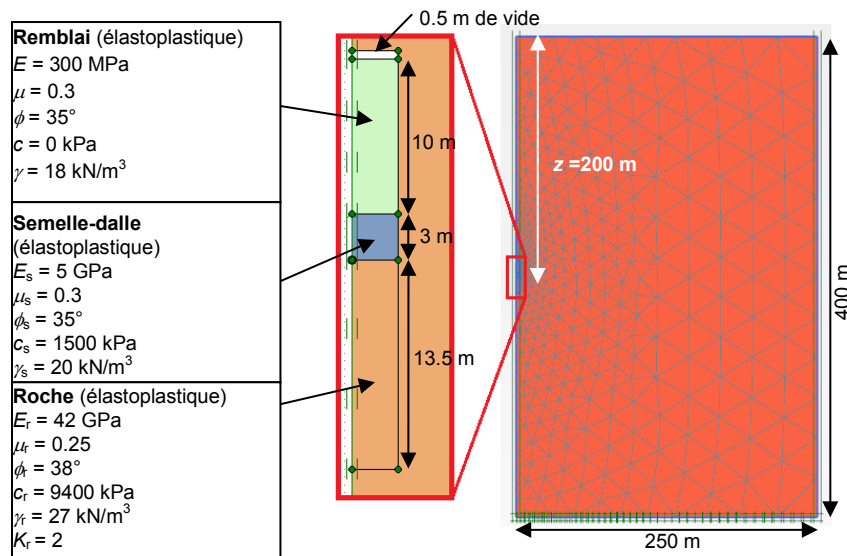


Figure 54. Modèle numérique d'un chantier remblayé avec une semelle-dalle et une excavation sous-jacente, construite avec PLAXIS 2D (tirée de Sobhi, 2014; Sobhi et Li, 2017).

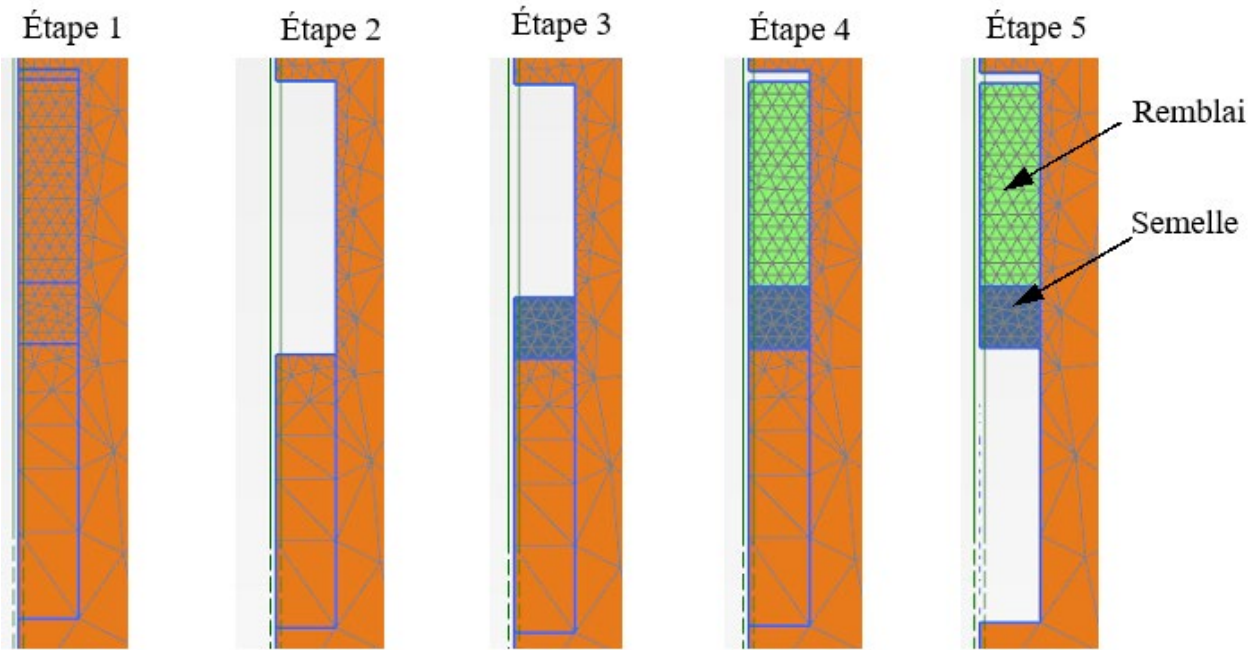


Figure 55. Étapes de la modélisation numérique de l'excavation et du remblayage des chantiers supérieur et inférieur (tirée de Sobhi et Li, 2017).

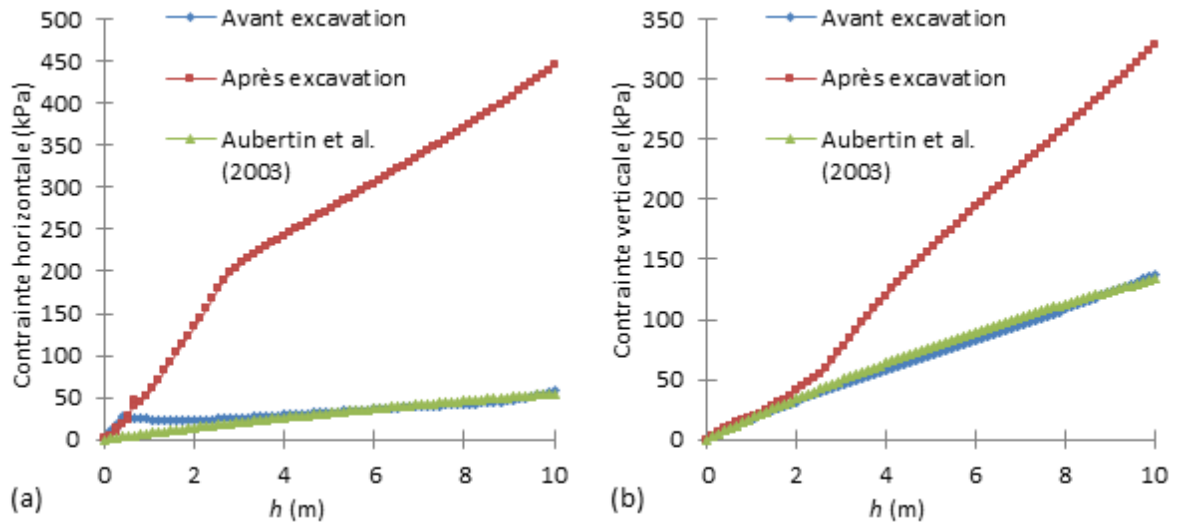


Figure 56. Contraintes horizontale (a) et verticale (b) obtenues numériquement et analytiquement le long de la ligne verticale du centre du chantier remblayé avant et après l'excavation du chantier sous-jacent (tirée de Sobhi et Li, 2017).

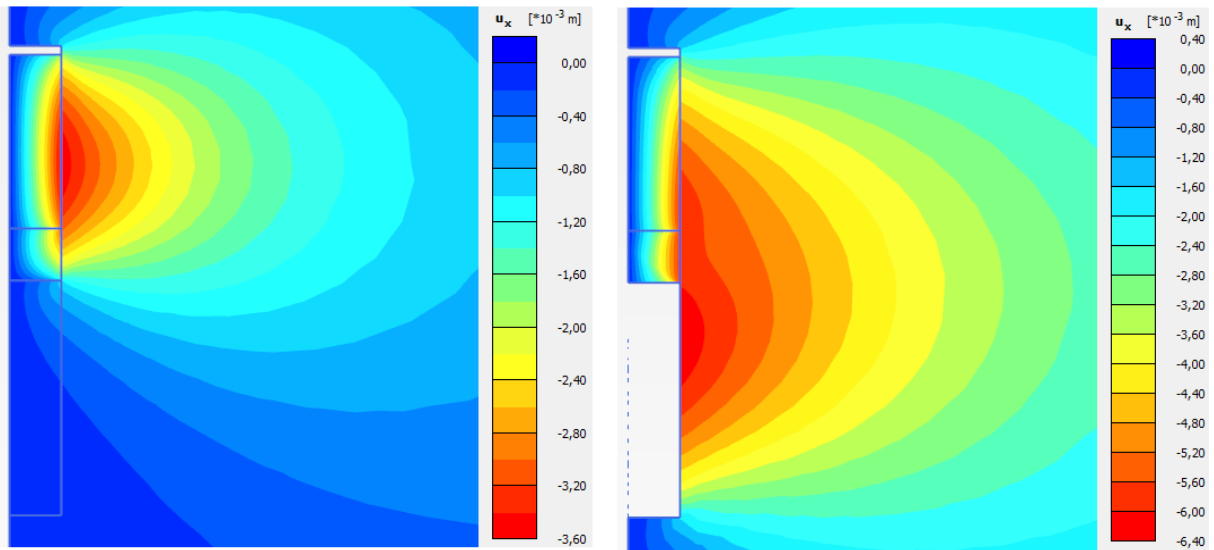


Figure 57. Iso-contours des déplacements horizontaux obtenus avec PLAXIS2D avant (à gauche) et après (à droite) l'excavation du chantier sous-jacent (tirée de Sobhi et Li, 2017).

La figure 58 expose la variation de la contrainte horizontale le long de la ligne verticale du centre du chantier après l'excavation du chantier sous-jacent pour différentes profondeurs de la mine z ; (figure 58a) ou coefficients de contraintes naturelles, K_r (figure 58b). La contrainte augmente alors substantiellement lorsque la profondeur de la mine s'accroît ou lorsque le coefficient des contraintes naturelles est haussé.

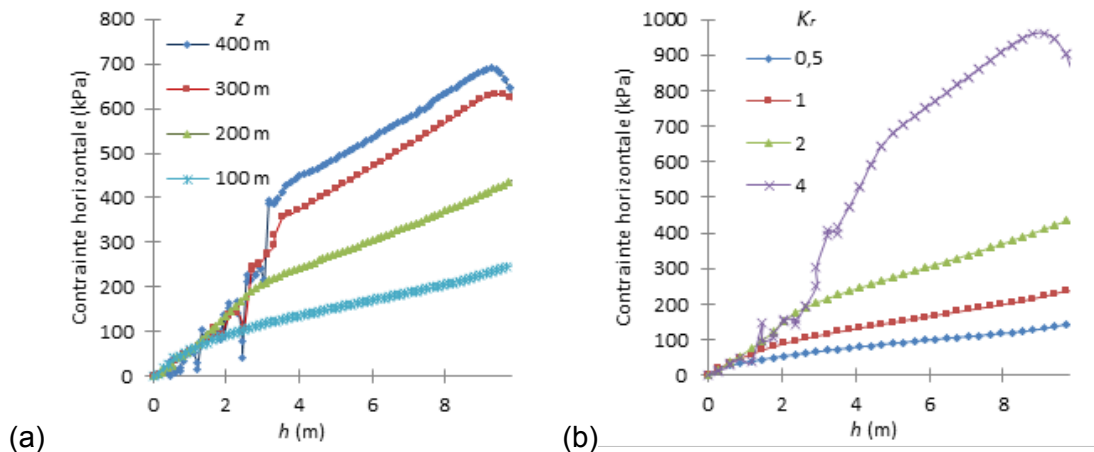


Figure 58. Variations de la contrainte horizontale le long de la ligne verticale du centre du chantier après l'excavation du chantier sous-jacent : (a) pour différentes profondeurs de la mine z ; (b) pour différents coefficients de contraintes naturelles, K_r (tirée de Sobhi et Li, 2017).

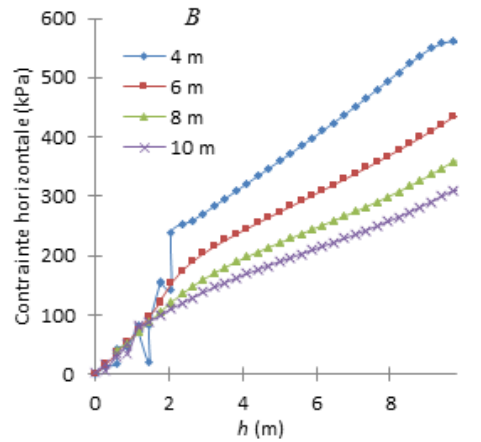


Figure 59. Variations de la contrainte horizontale le long de la ligne verticale du centre du chantier après l'excavation du chantier sous-jacent pour différentes largeurs du chantier, B (tirée de Sobhi et Li, 2017).

La figure 59 indique la variation de la contrainte horizontale le long de la ligne verticale du centre du chantier après l'excavation du chantier sous-jacent pour différentes largeurs du chantier, B . Contrairement aux résultats des contraintes dans un chantier isolé, une diminution de la contrainte horizontale est observée avec l'augmentation de la largeur du chantier. Cela est relativement facile à comprendre. Étant donné que le remblai est très mou par rapport aux roches encaissantes, les convergences des parois sont probablement peu sensibles à la variation de la largeur du chantier pour une hauteur d'excavation sous-jacente donnée. Une augmentation de la largeur du chantier signifie une diminution de la déformation du remblai, donc une réduction de la contrainte horizontale.

La figure 60 présente la variation de la contrainte horizontale le long de la ligne verticale du centre du chantier après l'excavation du chantier sous-jacent pour différents modules de Young, du remblai, E (figure 60a) ou de la roche, E_r (figure 60b). Lorsque le remblai est plus rigide, il peut supporter plus de pression, menant à l'augmentation de la contrainte (figure 60a). Lorsque la roche est plus rigide, la convergence des parois sera moindre, menant à des contraintes plus faibles dans le chantier remblayé au-dessus de la semelle-dalle (figure 60b).

5.2 Établir des solutions analytiques et numériques permettant de mieux dimensionner les barricades faites de roches stériles

Une barricade faite de roches stériles peut céder, comme montré à la figure 2b. Une conception adéquate de ce type de structure est nécessaire pour s'assurer de sa stabilité et de la SST à proximité en aval. Cela nécessite une solution adéquate pour dimensionner les barricades en roches stériles. Or la solution analytique proposée par l'auteur et ses collaborateurs (Li *et al.* (2009; Li et Aubertin, 2011) semble être la seule disponible pour dimensionner des barricades en roche stériles. La solution contient cependant plusieurs limitations dont la plus importante est la considération d'un bloc rectangulaire rigide. La conception à partir de cette solution analytique tend à largement surestimer la dimension des barricades.

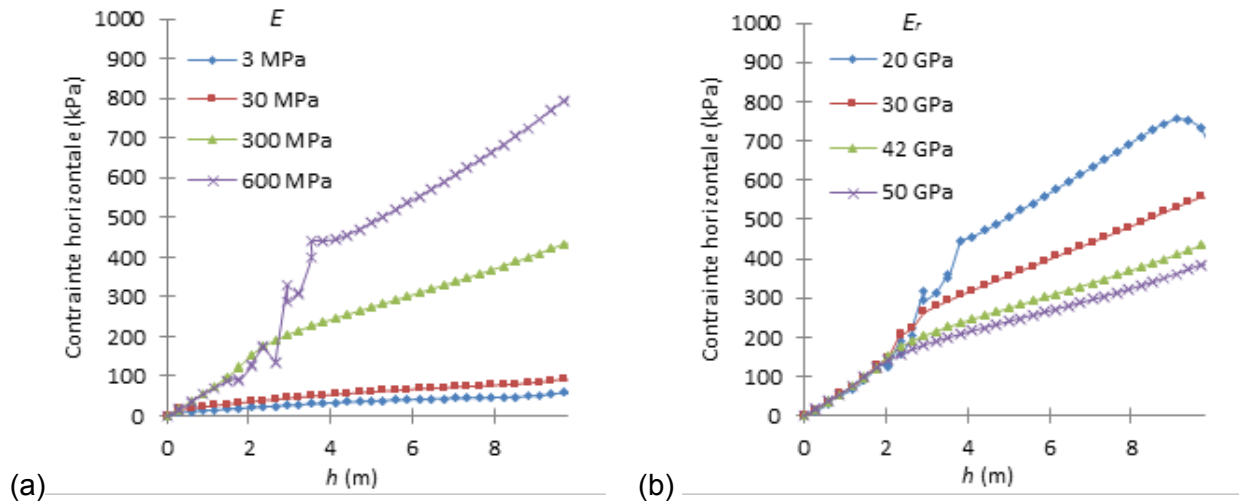


Figure 60. Variations de la contrainte horizontale le long de la ligne verticale du centre du chantier après l'excavation du chantier sous-jacent : (a) pour différents modules de Young du remblai, E ; (b) pour différents modules de Young de la roche, E_r (tirée de Sobhi et Li, 2017).

La conception des barricades construites en roches stériles pour retenir les remblais en pâte a été grandement améliorée lors des travaux liés à la thèse de doctorat de Pengyu Yang. La première amélioration consiste à avoir utilisé un bloc trapézoïdal pour représenter la géométrie d'une barricade construite en roches stériles (figure 61). Cette forme de la barricade est plus représentative en raison des angles inévitables pour les pentes en amont et en aval de la roche stérile sans cohésion. Conformément à l'approche de Li et collaborateurs (Li *et al.* 2009; Li et Aubertin, 2011), la barricade a été considérée comme un bloc rigide confiné par le plancher et les deux murs latéraux avec un contact libre entre le sommet de la barricade et le plafond de la galerie. La pression exercée par le remblai est perpendiculaire à la pente en amont de la barricade. L'analyse de la stabilité du bloc a mené aux équations suivantes pour la détermination des longueurs requises de la barricade en considérant un facteur de sécurité FS (Yang *et al.* 2014) :

$$L_{BT} = \frac{\gamma_b \left(H - \frac{H_d}{2} \right) \left(\frac{FS}{\tan \delta} - \frac{1}{\tan \alpha_1} \right) - \gamma_{wr} H_d \left(\frac{1}{2} + K \frac{H_d}{3L_d} \right) \left(\frac{1}{\tan \alpha_1} + \frac{1}{\tan \alpha_2} \right)}{\gamma_{wr} \left(1 + K \frac{H_d}{L_d} \right)} \quad (78a)$$

$$L_{BB} = L_{BT} + H_d \left(\frac{1}{\tan \alpha_1} + \frac{1}{\tan \alpha_2} \right) \quad (78b)$$

où L_{BT} et L_{BB} sont respectivement les longueurs minimales requises de la barricade au toit et à la base; α_1 (typiquement proche de $37^\circ \pm 3^\circ$ pour la plupart des roches stériles; p. ex., Aubertin, 2013) et α_2 ($^\circ$) sont respectivement les angles des pentes de la barricade en amont (côté chantier) et en aval; γ_b et γ_{wr} sont respectivement les poids volumiques du remblai en pâte dans le chantier et de la roche stérile utilisée pour construire la barricade (kN/m^3); H est la hauteur du remblai en pâte dans le chantier (m); H_d et L_d sont respectivement la hauteur et la largeur de la barricade (m); δ est l'angle de frottement le long des interfaces entre la roche stérile et les murs

rocheux ($^{\circ}$); K est le coefficient de pression des terres latéral qui prend une valeur typiquement proche du coefficient actif de Rankine.

Comme un cas spécial, lorsque L_d est très grande, la solution 3D se réduit à la solution 2D comme suit :

$$L_{BT} = \frac{\gamma_b}{\gamma_{wr}} \left(H - \frac{H_d}{2} \right) \left(\frac{FS}{\tan \delta} - \frac{1}{\tan \alpha_1} \right) - \frac{H_d}{2} \left(\frac{1}{\tan \alpha_1} + \frac{1}{\tan \alpha_2} \right) \quad (79)$$

Par rapport à la solution originale de Li et collaborateurs (Li *et al.* 2009; Li et Aubertin, 2011), cette nouvelle solution permet de réduire grandement la longueur minimale requise des barricades (figure 62).

Bien que la nouvelle solution constitue une amélioration importante par rapport aux solutions originales de Li et collaborateurs (Li *et al.* 2009; Li et Aubertin, 2011), la longueur minimale requise de la barricade au toit L_{BT} peut devenir très petite et même négative lorsque la valeur de l'angle de frottement entre la roche stérile et les murs rocheux est très grande. Cela mène à la nécessité de prendre en considération la stabilité locale interne de la barricade sur la partie en haut de la barricade.

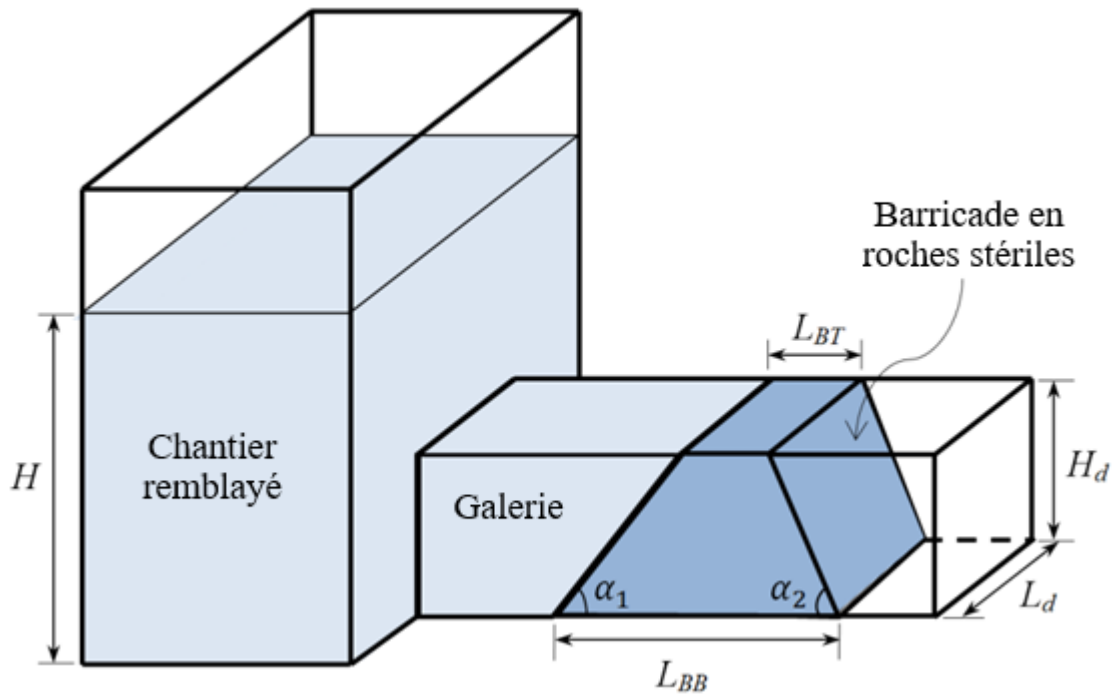


Figure 61. Un chantier remblayé avec une barricade de forme trapézoïdale (tirée de Yang *et al.* 2014).

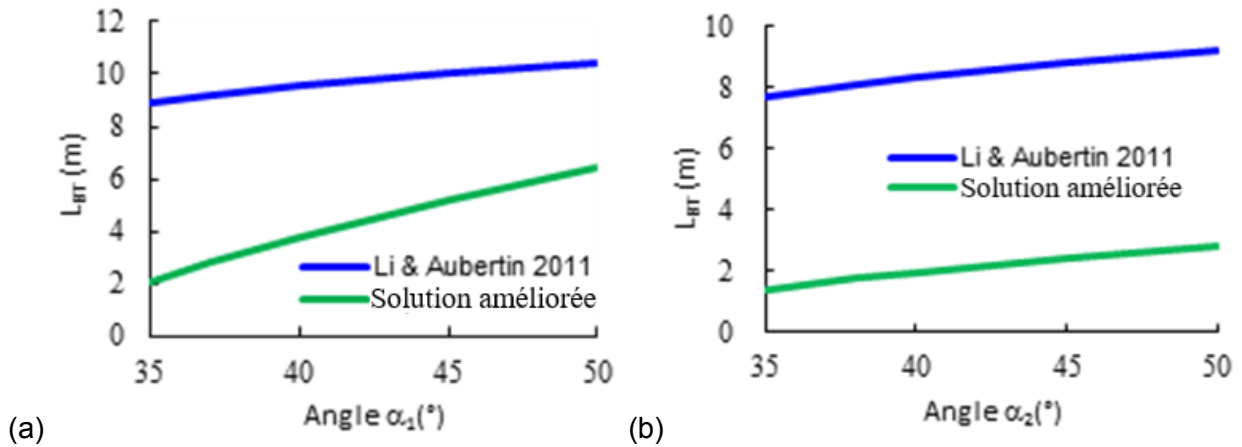


Figure 62. La longueur requise de la barricade au toit dans une galerie de $H_d = 5$ m, $L_d = 5$ m avec une roche stérile ayant un poids volumique de $\gamma_{wr} = 20$ kN/m³, un angle de frottement de $\phi = 35^\circ$ pour retenir un remblai en pâte ayant une hauteur de 9 m, un poids volumique de $\gamma_b = 20$ kN/m³ : (a) en fonction de α_1 (avec $\alpha_2 = 50^\circ$); (b) en fonction de α_2 (avec $\alpha_1 = 37^\circ$). Les calculs faits avec $\delta = 35^\circ$ et FS = 2 (tirée de Yang *et al.* 2014).

La figure 63 montre une barricade avec un plan de glissement supposé horizontalement traversant la barricade. La considération de l'équilibre du bloc supérieur a mené à l'équation suivante :

$$L_{BT} = \frac{\gamma_b \left(H - H_d + \frac{h}{2} \right) \left(\frac{FS}{\tan \phi} - \frac{1}{\tan \alpha_1} \right) - \gamma_{wr} h \left(\frac{1}{2} + K \frac{h \tan \delta}{3 L_d \tan \phi} \right) \left(\frac{1}{\tan \alpha_1} + \frac{1}{\tan \alpha_2} \right)}{\gamma_{wr} \left(1 + K \frac{h \tan \delta}{L_d \tan \phi} \right)} \quad (80)$$

où h est la profondeur du plan de glissement considéré. Avec des valeurs typiques pour le matériau et la géométrie, la valeur de L_{BT} diminue avec l'augmentation de h (figure 64). Cela indique que la stabilité du bloc supérieur diminue lorsque h diminue. En imposant $h = 0$ à l'équation 80, la longueur requise de la barricade au toit est obtenue par l'équation suivante :

$$L_{BT} = \frac{\gamma_b}{\gamma_{wr}} (H - H_d) \left(\frac{FS}{\tan \phi} - \frac{1}{\tan \alpha_1} \right) \quad (81)$$

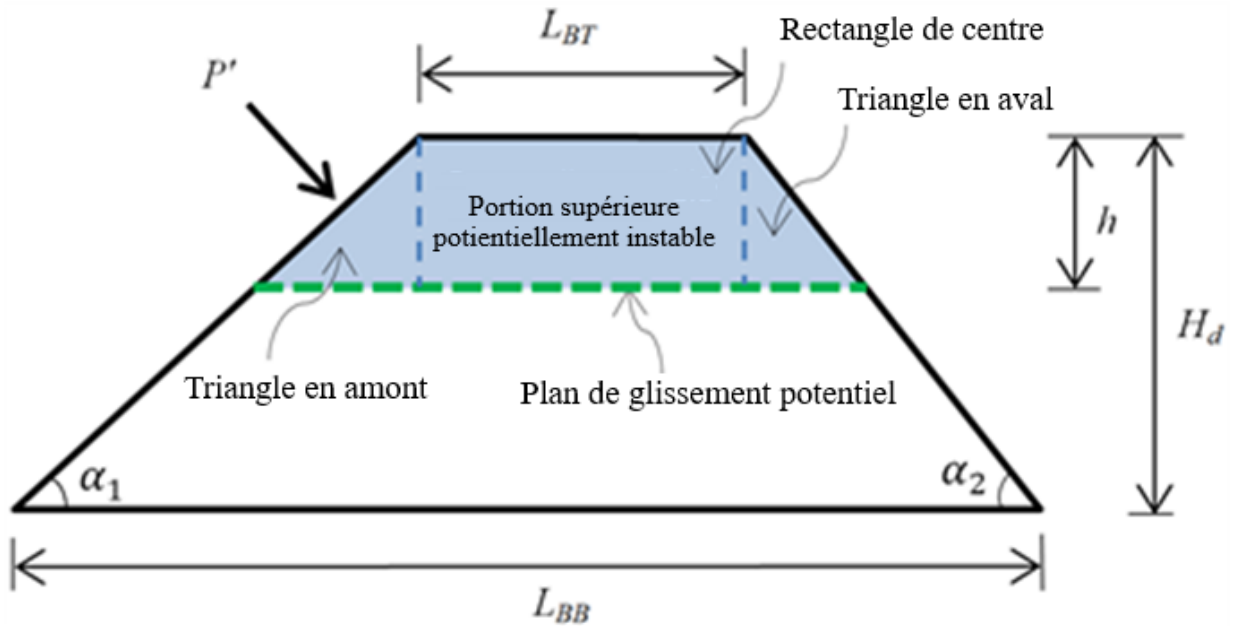


Figure 63. Considération de la stabilité locale interne de la partie supérieure de la barricade (tirée de Yang et al. 2017).

Pour tester la validité de la solution, des modélisations numériques ont été effectuées. La figure 65 montre une barricade construite en roches stériles pour retenir un remblai en pâte. La figure 66 illustre le modèle numérique de la barricade construit avec FLAC2D. Les roches stériles ont été considérées comme un matériau élastoplastique suivant le critère de Mohr-Coulomb. De nouveau, le sommet des roches stériles est libre sans contact réel avec le plafond rocheux de la galerie. Des éléments d'interface ont été introduits entre les roches stériles et la base de la galerie.

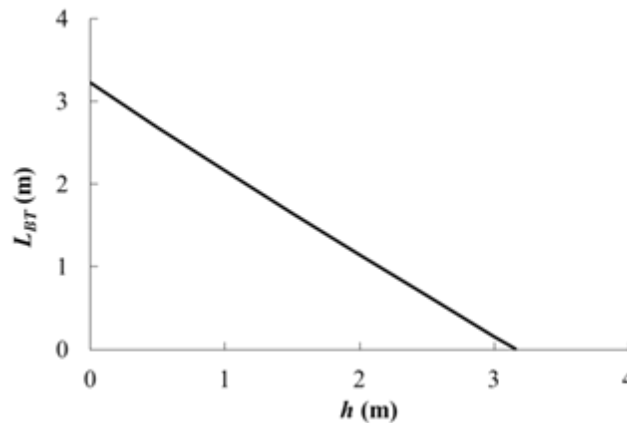


Figure 64. Variation de la longueur requise de la barricade au toit en fonction de la profondeur du plan de glissement h (tirée de Yang et al. 2017).

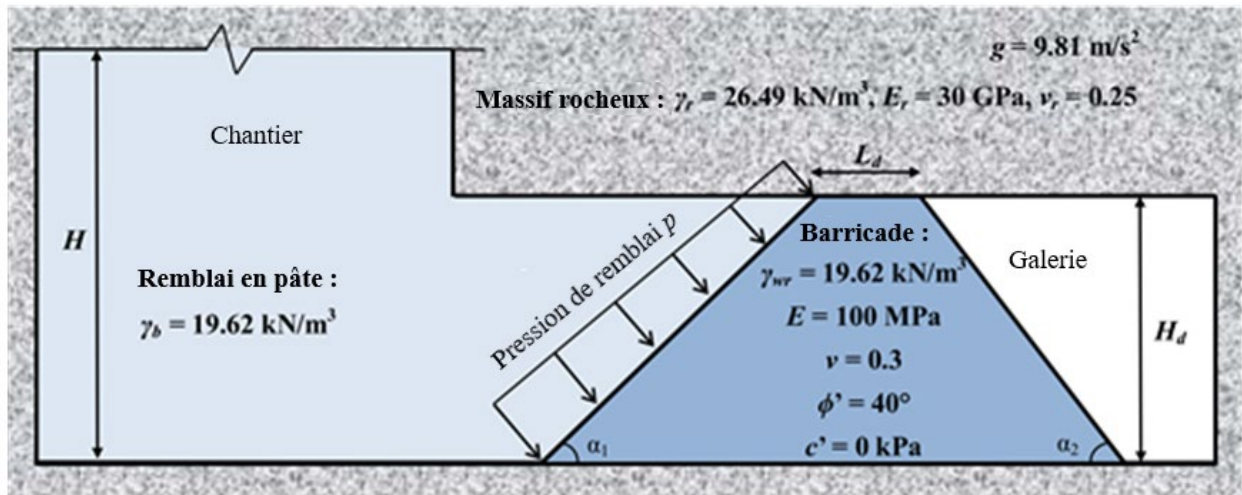


Figure 65. Une barricade construite en roches stériles pour retenir un remblai en pâte (tirée de Yang et al. 2017).

La figure 67 indique les déplacements de la barricade pour différents angles de frottement δ entre la roche stérile et le plancher. Lorsque l'angle de frottement δ est faible, la barricade agit alors comme un bloc rigide et la stabilité de la barricade est contrôlée par le glissement de celle-ci sur le plancher. C'est le cas de la stabilité globale de la barricade (figure 67a). Lorsque l'angle de frottement δ est grand, la stabilité de la barricade est contrôlée par la stabilité locale interne de sa partie supérieure (figure 67a). Alors, le plan de glissement n'est pas horizontal, comme ce qui est proposé dans le modèle (figure 63). Cela indique qu'un ajustement est fort probablement nécessaire pour effectuer l'équation de la stabilité locale interne.

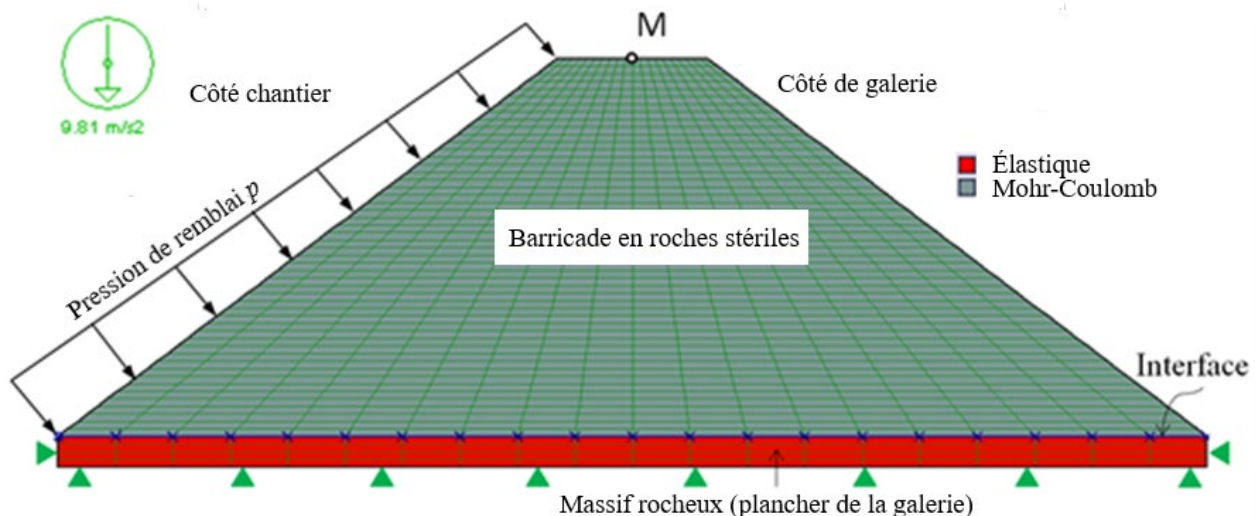


Figure 66. Modèle numérique de la barricade construit avec FLAC2D (tirée de Yang et al. 2017).

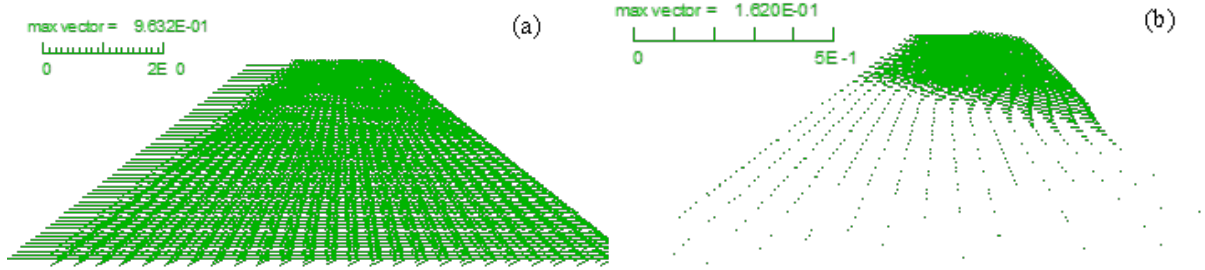


Figure 67. Vecteurs des déplacements de la barricade lorsque l'angle de frottement entre la roche stérile et la plancher δ est faible (a) ou grand (b) (tirée de Yang *et al.* 2017).

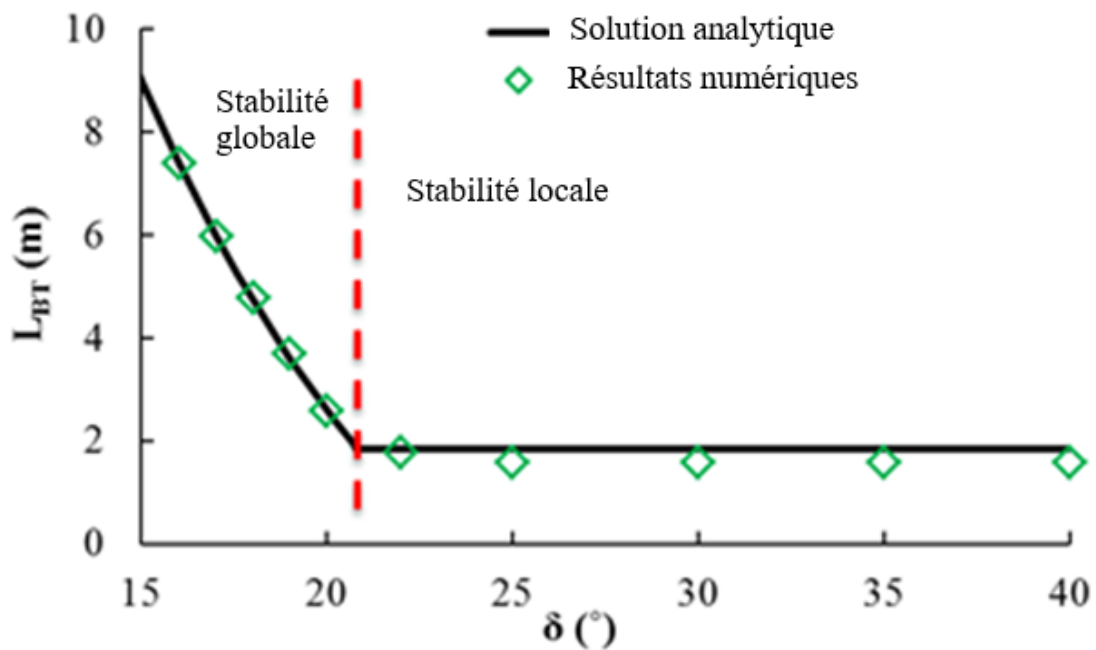


Figure 68. Comparaison entre la solution analytique (avec $C_M = 1,5$) et la modélisation numérique pour la longueur minimale requise de la barricade au toit pour différents angles de frottement δ . Calculs faits avec $H = 9$ m, $H_d = 5$ m, $\alpha_1 = \alpha_2 = 37^\circ$, $\phi' = 40^\circ$, $\gamma_{wr} = \gamma_b = 19,62$ kN/m³, $K = K_a$ and FS = 1,0 (tirée de Yang *et al.* 2017).

La figure 68 dresse une comparaison entre la solution analytique et la modélisation numérique pour la longueur minimale requise de la barricade au toit. Une bonne corrélation a été obtenue lorsqu'un facteur de correction $C_M = 1,5$ a été introduit dans la solution analytique pour la stabilité locale interne. La solution proposée pour déterminer la longueur requise de la barricade au toit est comme suit :

$$L_{BT} = \frac{\gamma_b \left(H - \frac{H_d}{2} \right) \left(\frac{FS}{\tan \delta} - \frac{1}{\tan \alpha_1} \right) - \gamma_{wr} H_d \left(\frac{1}{2} + K \frac{H_d}{3L_d} \right) \left(\frac{1}{\tan \alpha_1} + \frac{1}{\tan \alpha_2} \right)}{\gamma_{wr} \left(1 + K \frac{H_d}{L_d} \right)} \quad (82a)$$

pour $\delta \leq \delta_c$, et

$$L_{BT} = \frac{\gamma_b}{\gamma_{wr}} (H - H_d) \left(\frac{C_M \times FS}{\tan \phi'} - \frac{1}{\tan \alpha_1} \right) \quad (82b)$$

pour $\delta > \delta_c$ avec $C_M = 1,5$. δ_c est l'angle de frottement critique auquel le mécanisme de la rupture de la barricade change entre la stabilité globale et la stabilité locale interne. Il est exprimé comme suit :

$$\delta_c = \tan^{-1} \frac{FS(2H - H_d) \tan \alpha_1}{H_d + 2(H - H_d) \left[\frac{C_M \times FS \tan \alpha_1}{\tan \phi'} \left(1 + K \frac{H_d}{L_d} \right) - K \frac{H_d}{L_d} \right] + \frac{\gamma_{wr}}{\gamma_b} H_d \left(1 + K \frac{2H_d}{3L_d} \right) \left(1 + \frac{\tan \alpha_1}{\tan \alpha_2} \right)} \quad (83)$$

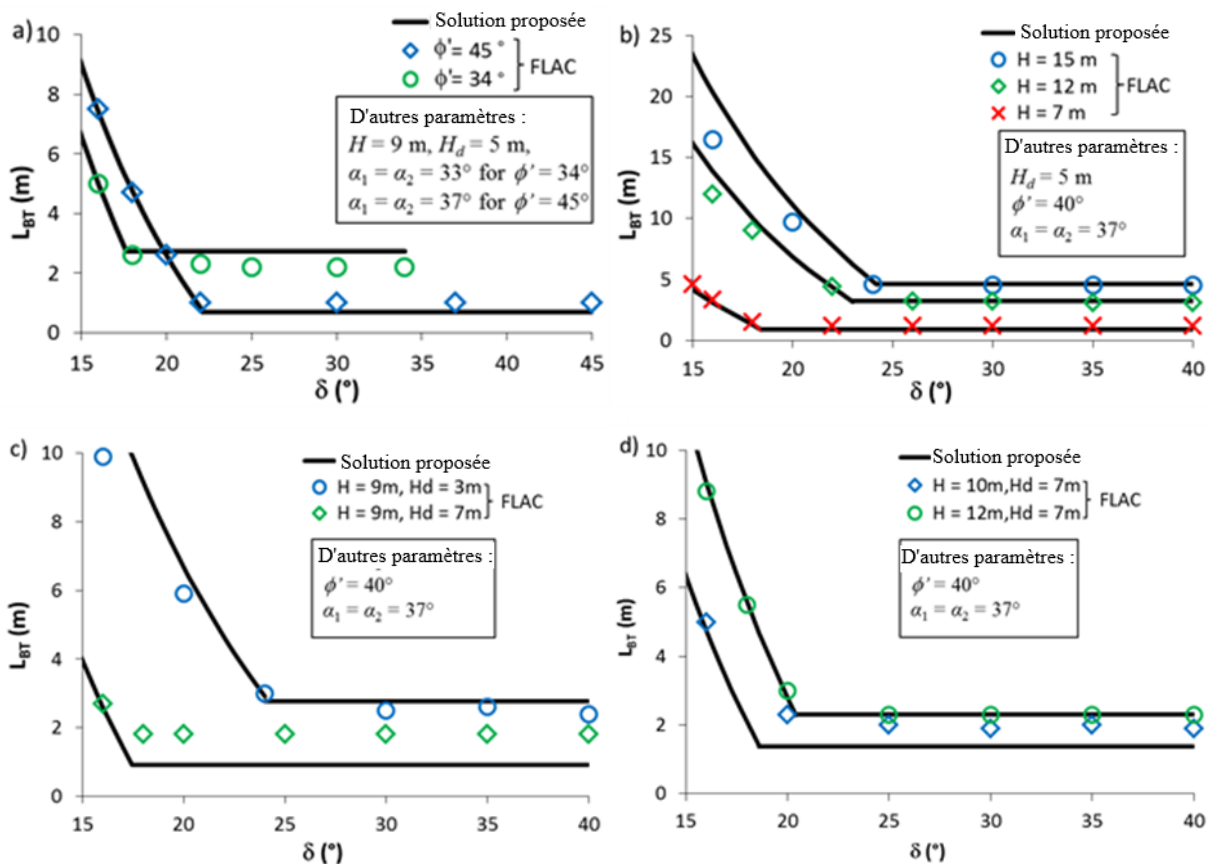


Figure 69. Comparisons de la longueur minimale requise entre les résultats numériques et les prédictions de la solution analytique avec $C_M = 1,5$: (a) pour différents angles de frottement de la roche stérile ϕ' ; (b) pour différentes hauteurs H du remblai en pâte retenu dans le chantier; (c) pour différentes hauteurs H_d de la barricade; (d) différentes hauteurs H du remblai en pâte retenu dans le chantier. Calculs faits avec $\gamma_{wr} = \gamma_b = 19,62 \text{ kN/m}^3$, $K = K_a$ et $FS = 1,0$ (tirée de Yang et al. 2017).

La figure 69 montre les longueurs minimales requises obtenues par la modélisation numérique et celles prédites par la solution analytique avec un facteur de correction $C_M = 1,5$. On voit que la corrélation entre les résultats numériques et analytiques est très bonne en général.

La solution analytique proposée peut être utilisée pour concevoir des barricades construites en roches stériles.

5.3 Examiner la possibilité d'effectuer du remblayage continu à l'aide de géo-drains dans les chantiers remblayés et à travers les barricades

Pour éviter des pressions excessivement élevées exercées par un remblai sur la barricade dans un chantier, une pratique courante dans les mines consiste à diviser le remblayage d'un chantier en deux phases : le remblayage d'un bouchon et le remblayage résiduel. Une interruption du remblayage est imposée entre les deux phases. Cette période d'attente entre les deux phases peut varier d'un à quelques jours. Or, cette interruption est indésirable puisqu'elle peut causer non seulement une réduction de la production, mais aussi le blocage du tuyau de remblai. L'ingénieur des mines cherche donc à faire un remblayage continu, sans interruption.

Dans cette optique, Li (2013a) a introduit l'utilisation des géo-drains dans les chantiers remblayés pour aider à accélérer le drainage et la consolidation des pressions interstitielles dans les chantiers remblayés. Le géo-drain est un matériau composé d'un noyau formé de chenaux en polypropylène enveloppé d'un tissu de géotextile (figure 70). Le géotextile joue le rôle de filtre pour empêcher l'infiltration des particules alors que les mini-chenaux constituent des conduits d'écoulement préférentiel de l'eau. Ils sont couramment utilisés en génie civil pour permettre d'accélérer le drainage et la consolidation des sols mous.

La figure 71 décortique la proposition d'une procédure pour l'installation des géo-drains dans un chantier remblayé.



Figure 70. Un géo-drain. Reproduit de Li et Yang (2015) avec la permission d'Elsevier B.V.



Figure 71. Une procédure conceptuelle de l'introduction des géo-drains dans un chantier remblayé. Reproduit de Li et Yang (2015) avec la permission d'Elsevier B.V.

Pour tester la possibilité d'un remblayage continu à l'aide de l'introduction des géo-drains, Li et Yang (2015) ont effectué des modélisations numériques avec SIGMA/W de GeoStudio (GeoSlope 2007) en considérant un chantier de $L = 30$ m (longueur), $B = 10$ m (largeur) à remplir jusqu'à une hauteur de $H = 30$ m (figure 72). La galerie a une hauteur de $H_d = 5$ m et une largeur de $L_d = 5$ m. Le remblai en pâte a été considéré comme élastique linéaire alors que les géo-drains ont été modélisés par des éléments d'interface ayant des propriétés mécaniques et hydrauliques égales à celles du remblai (Li et Yang 2015). Les propriétés hydrogéotechniques du remblai en pâte sont $\gamma = 20$ kN/m³ (poids volumique), $k_{sat} = 10^{-7}$ m/s (conductivité hydraulique saturée), $m_v = 0,0002$ kPa⁻¹ (coefficient de changement volumique), $E' = 5000$ kPa (module de Young), $\nu = 0,334$ (coefficient de Poisson). La variation de la succion en fonction de la teneur en eau et la variation des propriétés hydrauliques du remblai en fonction de la teneur en eau et de la contrainte effective sont illustrées dans la figure 73.

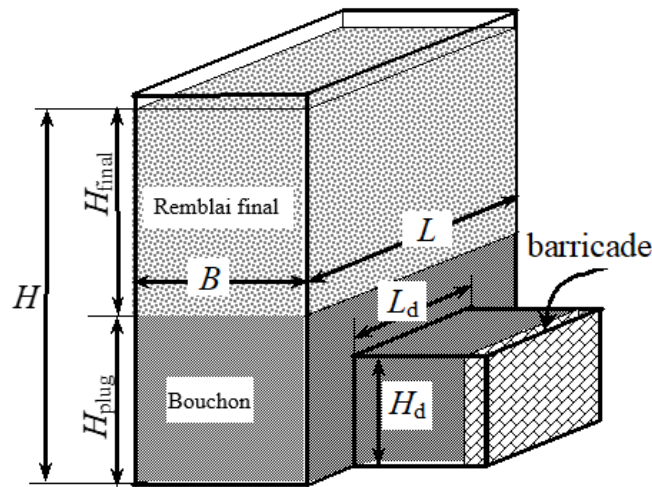


Figure 72. Un chantier à remblayer avec une barricade construite pour retenir un remblai en pâte : $L = 30$ m, $B = 10$ m, $H = 30$ m, $H_d = 5$ m, $L_d = 5$ m, $H_{plug} = 9$ m, $H_{final} = 21$ m (tirée de Li et Aubertin, 2011).

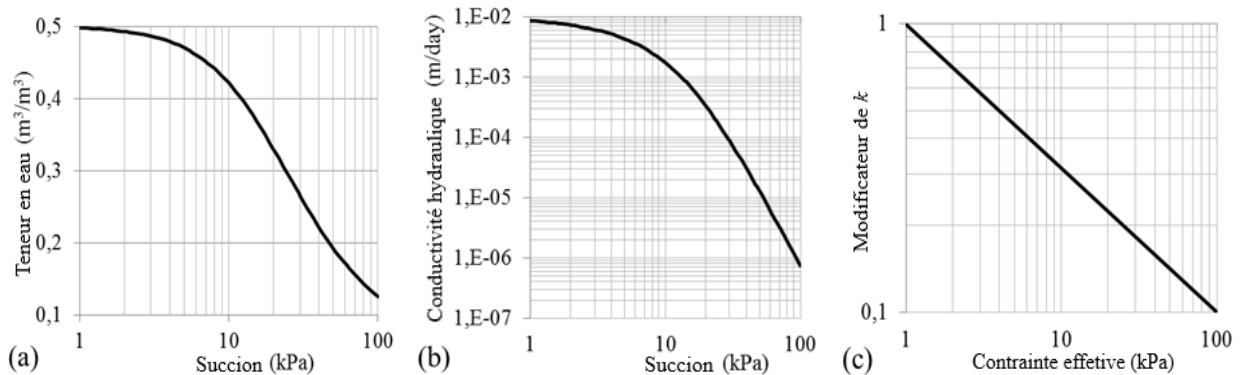


Figure 73. Variations des propriétés hydrauliques du remblai en pâte : (a) relation entre la teneur en eau volumétrique et la succion; (b) variation de la conductivité hydraulique en fonction de la succion; (c) coefficient de modification de la conductivité hydraulique en fonction de la contrainte effective. Reproduit de Li et Yang (2015) avec la permission d'Elsevier B.V.

La vitesse de remblayage en hauteur est de 0,1 m/h. La conception conventionnelle de la barricade exige que la hauteur du remblayage de bouchon $H_{plug} = 9$ m et la hauteur du remblayage résiduel $H_{final} = 21$ m. Cela signifie qu'une charge permise sur la barricade est de :

$$P = \gamma L_D H_D \left(H_{plug} - \frac{1}{2} H_D \right) = 20 \text{ kN/m}^3 \times 5 \text{ m} \times 5 \text{ m} \times \left(9 \text{ m} - \frac{1}{2} \times 5 \text{ m} \right) = 3250 \text{ kN}$$

La figure 74 expose deux modèles numériques construits avec SIGMA/W (Geo-Slope 2007), le premier sans géo-drains, mais avec 5 trous de drainage à travers la barricade et le deuxième avec 5 géo-drains dans le remblai et à travers la barricade. D'autres modèles ont été considérés également, incluant un modèle avec 0 géo-drain et 0 trou de drainage et un modèle avec 1 géo-drain et 5 trous de drainage.

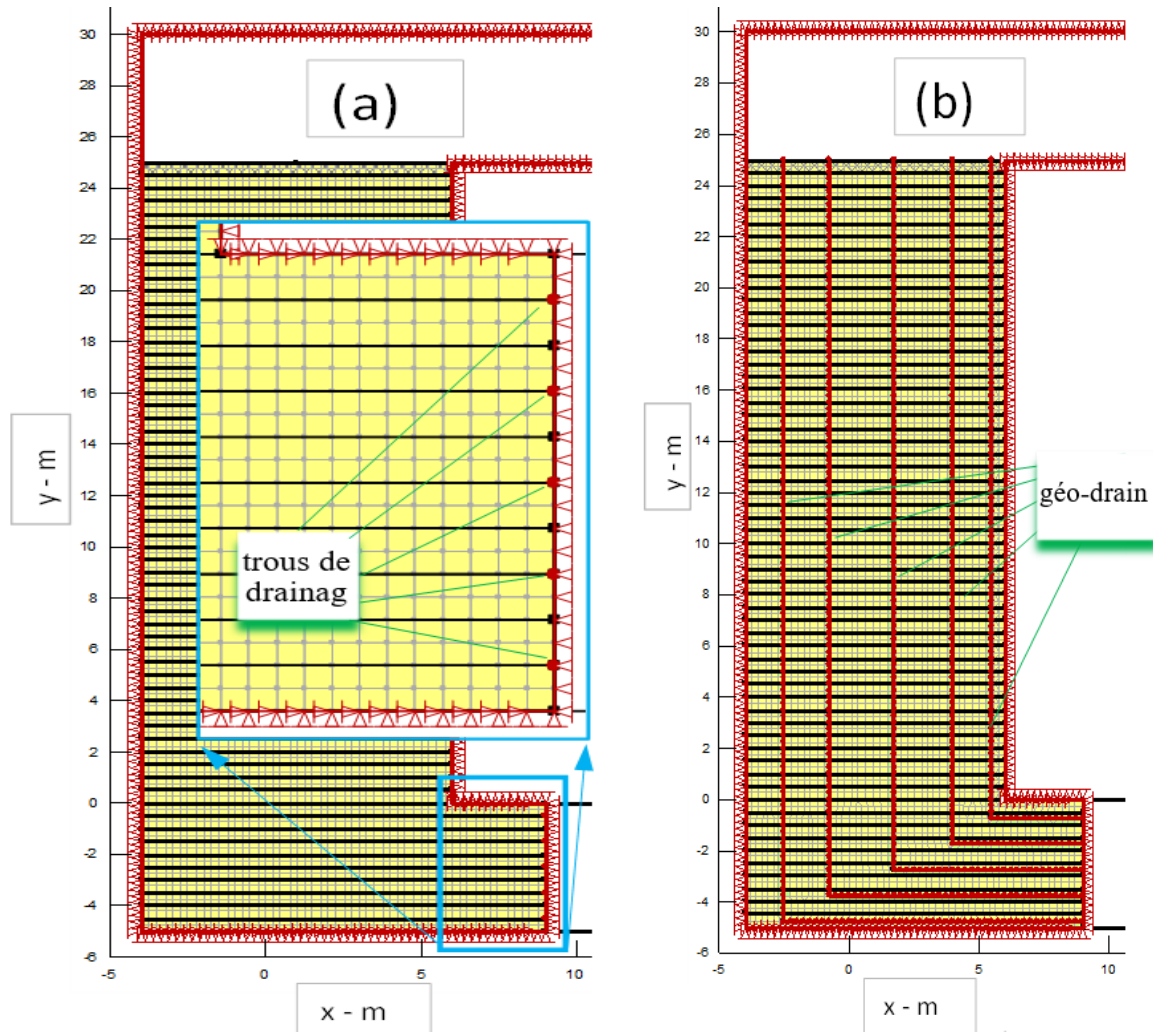


Figure 74. Modèles numériques d'un chantier remblayé construits avec SIGMA/W de GeoStudio : (a) avec 0 géo-drain et 5 trous de drainage à travers la barricade; (b) avec 5 géo-drains dans le remblai et à travers la barricade. Reproduit de Li et Yang (2015) avec la permission d'Elsevier B.V.

La figure 75 représente la distribution de la contrainte totale horizontale dans le chantier et dans la galerie au moment de l'achèvement du remblayage du chantier. La contrainte totale horizontale sur la barricade reste alors encore très élevée malgré la présence de 5 trous de drainage (figure 75a) tandis que la contrainte totale horizontale sur la barricade est réduite de façon importante avec l'installation de 5 géo-drains (figure 75b).

La figure 76 décrit la distribution de la contrainte totale horizontale le long de la hauteur de la barricade. De nouveau, la pression sur la barricade est alors clairement réduite de façon importante par l'introduction des 5 géo-drains. Dans tous les cas, les contraintes totales horizontales sont largement inférieures à la pression isostatique selon le poids des terres du remblai, indiquant que la conception des barricades basée sur la pression isostatique selon le poids des terres est sur conservatrice.

La figure 77 présente la variation de la charge exercée sur la barricade en fonction de la hauteur du remblai dans le chantier pour les différentes configurations de drainage. Le remblayage doit alors être interrompu à la hauteur de 9 m du bouchon si aucun système de drainage n'est prévu dans le remblai et à travers la barricade. Le remblayage est stoppé à une hauteur de 15 m si 5 trous de drainage sont installés à travers la barricade. Avec 5 géo-drains, le chantier peut être rempli d'une façon continue sans aucune interruption.

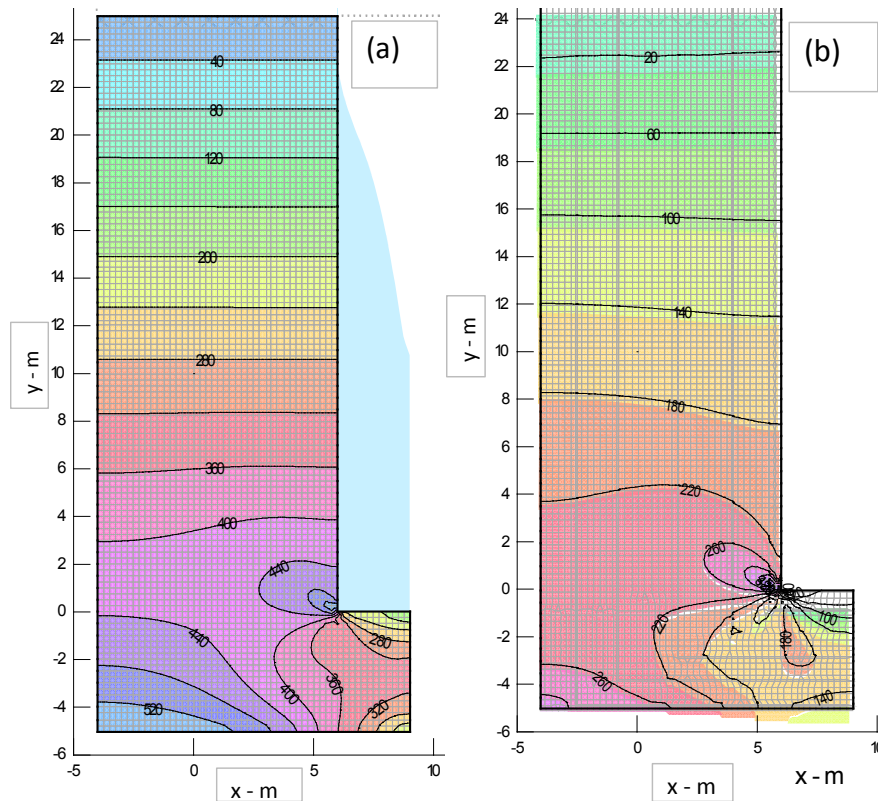


Figure 75. Résultats numériques de la distribution de la contrainte totale horizontale (kPa) peu après le remblayage complet du chantier : (a) avec 0 géo-drain et 5 trous de drainage à travers la barricade; (b) avec 5 géo-drains dans le remblai et à travers la barricade. Reproduit de Li et Yang (2015) avec la permission d'Elsevier B.V.

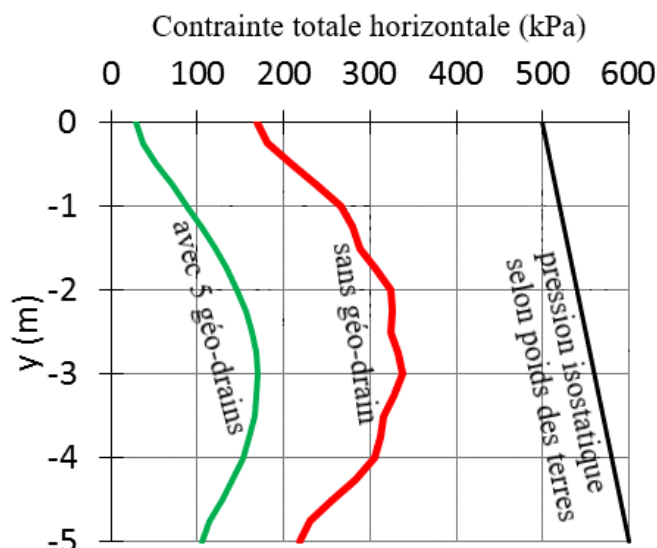


Figure 76. Distribution de la contrainte totale horizontale le long de la hauteur de la barricade peu après le remblayage complet du chantier. Reproduit de Li et Yang (2015) avec la permission d'Elsevier B.V.

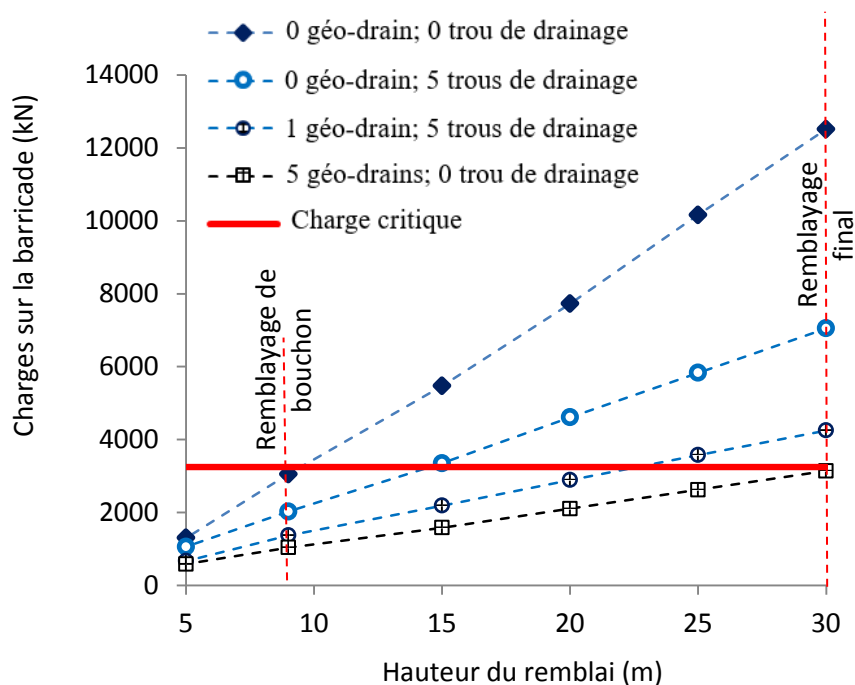


Figure 77. Comparaison entre la charge permise de la barricade et les variations des charges appliquées sur celle-ci lors du remblayage du chantier en considérant différents scénarios de drainage, obtenues par des modélisations numériques. Reproduit de Li et Yang (2015) avec la permission d'Elsevier B.V.

6. DISCUSSION

La stabilité et la conception d'une barricade construite pour retenir un remblai à l'intérieur d'un chantier dépendent de plusieurs facteurs, incluant notamment le type de remblai, la teneur en eau (souvent exprimée en pourcentage de solides), la proportion de ciment, la vitesse de remblayage, la géométrie, la dimension et le matériau de la barricade. Plusieurs de ces facteurs ont été analysés, menant à plusieurs solutions analytiques et numériques pour estimer les pressions et les contraintes dans un chantier remblayé et sur les barricades. Cependant, il faut noter que les solutions analytiques sont souvent développées à partir de certaines hypothèses simplificatrices. L'observation et la prise en compte de ces limites sont nécessaires dans la conception des barricades, notamment lors de l'utilisation du facteur de sécurité.

Par exemple, une solution analytique a été proposée pour estimer la hauteur/profondeur initiale de l'étang formé au sommet d'un remblai hydraulique. La solution a été élaborée en supposant que le drainage du remblai hydraulique est complété instantanément et qu'il n'y a pas de drainage à travers les barricades ou les murs encaissants pendant le remblayage. Cela ne correspond pas aux conditions réelles sur le terrain puisque le drainage et la consolidation sous le propre poids du remblai, associés à la dissipation de la pression interstitielle en excès, nécessitent du temps, alors que le drainage peut avoir lieu à travers la barricade ou les réseaux de fissures dans les épontes encaissantes lors du remblayage du chantier. La hauteur d'eau accumulée au sommet du remblai selon la solution analytique proposée est donc une borne supérieure et la conception basée sur cette estimation au sommet du remblai est du côté conservateur. Cependant, le niveau d'eau pourrait aussi être affecté par les eaux utilisées pour rincer les tuyaux de remblai avant et après chaque opération de remblayage et pour les forages dans des niveaux supérieurs, etc. Des études additionnelles devront être réalisées pour obtenir une meilleure estimation de la hauteur d'eau accumulée au sommet du remblai hydraulique en considérant le drainage à travers la barricade et les murs en massif rocheux, et d'autres facteurs d'influence.

Une des limites de ces études est associée au fait de négliger l'effet de l'hydratation du ciment. Il est exact que l'hydratation peut avoir un impact sur la pression dans le chantier et sur la barricade, surtout lors d'une longue période d'attente avec une teneur en ciment comme celle couramment utilisée dans les mines (3 à 7 % pour un remblai exposé sur le côté et 7 à 14 % pour un remblai exposé à la base). L'hydratation du ciment mène à la consommation d'eau et à la réduction des pressions interstitielles (Helinski *et al.* 2007). Or, la stabilité de la barricade est surtout liée au comportement du remblai peu après le versement de celui-ci dans le chantier. L'hydratation du ciment aurait donc peu d'effets sur la conception des barricades et le fait de négliger l'effet de l'hydratation du ciment dans la conception des barricades serait du côté conservateur.

Jusqu'à maintenant, l'influence du pourcentage de solides des remblais n'est pas considérée dans le calcul des pressions. Selon la définition stricte d'un remblai en pâte, celui-ci nécessite non seulement beaucoup de particules fines (au moins 15 % de particules inférieures à 20 μm), mais aussi un pourcentage de solides élevé de sorte qu'il n'y ait pas d'eau saignante, peu importe la durée de déposition. Le remblai en pâte ayant un tel pourcentage de solides et l'absence d'eau saignante à la déposition indiquent que son état est fort probablement non saturé et qu'il possède une certaine cohésion apparente en raison de la succion créée par l'effet capillaire d'un matériau granulaire non saturé. Avec un tel remblai, on peut s'attendre à ce qu'il

ait une cohésion apparente et une capacité de se tenir avec une pente de déposition raide et même verticale. Les pressions causées par un tel remblai sur la barricade seront très faibles. Si la barricade est construite suffisamment loin du chantier, il se peut qu'il n'y ait pas de contact entre le remblai et la barricade. Dans tous ces cas, la construction de barricades légères est suffisante pour retenir le remblai (Hassani et Archibald, 1998).

Dans plusieurs cas de la pratique réelle des mines, plus d'eau est ajoutée pour satisfaire le critère d'écoulement et de transport des remblais par tuyaux, et dans certains cas pour assurer un contact serré entre le remblai et le toit du chantier. Les remblais sont sursaturés et se comportent alors comme un liquide. Peu après la déposition du remblai dans un chantier, l'effet d'arche est absent et les contraintes totales sont égales à la pression isostatique selon le poids des terres. Ces analyses indiquent qu'il est nécessaire de prendre en compte la viscosité du remblai en pâte dans l'estimation des pressions dans un chantier remblayé et sur les barricades (p. ex. Li et Zheng, 2017).

En considérant une géométrie plus réaliste et les stabilités globale et locale, Yang *et al.* (2017) ont proposé une nouvelle solution analytique pour dimensionner les barricades construites en roches stériles. L'équation de la stabilité locale interne a été développée en considérant un plan de glissement horizontal alors que celui obtenu avec la solution numérique était plutôt incliné. Cela explique la nécessité de prendre en considération un facteur d'ajustement C_M dans l'équation 82. Des études additionnelles, qui considéreraient un plan de glissement incliné, seront nécessaires pour élaborer une solution analytique plus générale dans le dimensionnement des barricades construites en roches stériles.

Une autre limite aux solutions analytiques et numériques développées à travers la réalisation du projet de recherche est liée au modèle élastoplastique avec le critère de Mohr-Coulomb. Là aussi, plus de travaux sont nécessaires pour considérer des modèles plus représentatifs du comportement hydrogéotechnique des remblais.

Finalement, notons que les aspects analytiques et numériques ont permis un avancement des connaissances à travers la réalisation du projet. Des résultats expérimentaux obtenus à partir d'essais en laboratoire ou sur le terrain seront cependant nécessaires pour vérifier la validité ou la limite d'applicabilité des solutions analytiques et numériques proposées.

7. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

7.1 Conclusions

Les travaux réalisés ont mis en évidence la nécessité de faire la distinction entre un remblai en pâte et un remblai hydraulique. Selon Potvin *et al.* (2005), un remblai en pâte doit contenir au moins 15 % de particules fines inférieures à 20 μm . Un autre indicateur pour qu'un remblai soit considéré comme remblai en pâte est que de l'eau ne saigne pas du remblai lors de sa déposition. Dans la pratique, on fait souvent référence au premier critère sur la granulométrie sans observer le deuxième critère sur le drainage d'eau, probablement en raison de la difficulté à transporter un tel remblai sur une grande distance horizontale ou pour s'assurer des contacts serrés entre le remblai et les toits d'un chantier (un aspect important pour certaines méthodes de minage). Puisque la plupart des résidus miniers satisfont le premier critère de Potvin *et al.* (2005), un remblai fabriqué avec un résidu minier de tout venant est souvent appelé remblai en pâte. Les remblais fabriqués avec des résidus miniers issus d'un processus d'hydrocyclonage pour éliminer une portion des particules fines ou avec des sables ou d'autres matériaux granulaires sont considérés comme des remblais hydrauliques.

Pour les remblais en pâte, en raison du pourcentage élevé des particules fines, la perméabilité est souvent faible. La dissipation des pressions interstitielles en excès est très lente et l'eau interstitielle en excès ne peut pas sortir rapidement. La quantité d'eau de drainage n'est pas un indicateur fiable de la dissipation de la pression interstitielle en excès. Lorsque ce remblai est déposé dans un chantier, les contraintes effectives sont égales à zéro ou très faibles. Les contraintes totales horizontale et verticale et la pression interstitielle sont égales à ou proches de la pression isogéostatique selon le poids des terres. La pression peut être très grande sur la barricade. Pour éviter des ruptures de barricades causées par des pressions excessives, le remblayage d'un chantier haut est souvent divisé en deux phases : bouchon et résiduel ou final. Les barricades doivent être conçues et construites adéquatement.

Les études ont montré également que les pressions dans un chantier remblayé dépendent de la vitesse du remblayage en raison du drainage et de la consolidation pendant le remblayage du chantier. Une solution analytique pour évaluer l'évolution des pressions interstitielles lors du remblayage d'un chantier a été proposée et validée par des modélisations numériques. La solution analytique montre clairement des pressions interstitielles élevées lorsque le remblayage est très rapide ou que le remblai est peu perméable. Finalement, les études ont montré que l'effet d'arche associé à la propriété rhéologique (contrainte d'écoulement) est négligeable dans la plupart des cas avec les remblais en pâte. La réduction des contraintes totales et de la pression interstitielle et leur déviation de la linéarité de la pression isogéostatique selon le poids des terres ne signifient pas forcément la génération des contraintes effectives. La consolidation effective (c.-à-d. développement des contraintes effectives) commence seulement lorsque les contraintes totales verticale et horizontale dévient d'une de l'autre.

Pour les remblais hydrauliques, on a d'abord présenté une solution analytique pour estimer la hauteur initiale de l'étang formé en surface du remblai. Une solution analytique a été présentée également pour estimer l'évolution de la nappe d'eau et l'évolution des pressions interstitielles dans le chantier remblayé. Quelques études récentes ont été présentées sur le coefficient de pression des terres, un coefficient indispensable dans toutes les solutions analytiques d'effet d'arche pour l'évaluation des contraintes et des pressions dans un chantier remblayé. On a

montré que le coefficient de pression des terres actif de Rankine peut s'appliquer dans une ouverture remblayée comme le chantier remblayé même si les murs de confinement restent immobiles, dépendamment de la relation entre le coefficient de Poisson et l'angle de frottement du remblai.

La revue de la littérature montre qu'une barricade en roches stériles peut céder lorsque la pression exercée par un remblai en pâte dépasse sa capacité. La conception et la construction de ce type de structure doivent être réalisées d'une façon appropriée pour s'assurer de sa stabilité et de la santé et sécurité des travailleurs sous terre. Une solution analytique pour le dimensionnement des barricades en roches stériles pour retenir des remblais en pâte a été proposée en considérant la stabilité globale et la stabilité interne locale des barricades. La solution analytique a été validée par des modélisations numériques. Elle peut être utilisée dans la conception des barricades faites de roches stériles.

Sur le volet numérique, on a montré que l'introduction des éléments d'interface planaire n'est pas nécessaire si les résistances au cisaillement des interfaces entre le remblai et les épontes rocheuses sont très proches de celles du remblai. Dans le cas contraire, la négligence des éléments d'interface planaire dans les modèles numériques peut mener à d'importantes sous-estimations des contraintes dans les chantiers remblayés. Il est intéressant de remarquer que les contraintes et l'effet d'arche dans une ouverture remblayée sont principalement contrôlés par les résistances au cisaillement des interfaces planaires, au lieu de celles du remblai. Lorsque les interfaces sont non planaires, l'introduction des éléments d'interface est nécessaire lorsque les épontes rocheuses ne sont pas suffisamment rugueuses. La caractérisation des épontes rocheuses est nécessaire si l'on vise à obtenir des estimations précises des contraintes et des pressions dans le chantier remblayé.

Les études ont montré aussi que l'excavation et le remblayage d'un chantier adjacent sur le même niveau peuvent affecter le cheminement des contraintes dans le premier chantier remblayé. Cependant, la variation des contraintes relativement à la considération du chantier adjacent reste relativement modeste par rapport au cas où l'excavation d'un chantier sous-jacent est considérée. Dans ce deuxième cas, les contraintes dans le chantier remblayé précédemment peuvent augmenter considérablement en raison de la convergence des parois associée à l'excavation du chantier sous-jacent.

Enfin, on a illustré que l'ajout des trous de drainage peut aider à réduire les pressions interstitielles sur les barricades. Mais leur efficacité à réduire les contraintes totales sur les barricades pendant le remblayage du chantier est limitée. Le remblayage rapide et continu d'un chantier haut est possible si l'on ajoute suffisamment de géo-drains dans le chantier remblayé et à travers les barricades.

7.2 Retombées éventuelles des résultats

La réalisation du présent projet de recherche a permis de développer plusieurs solutions analytiques et numériques. Les résultats numériques permettent de mieux comprendre le comportement hydrogéotechnique des remblais déposés dans un chantier et l'interaction entre ceux-ci et les épontes rocheuses encaissantes. Les nouvelles solutions analytiques élaborées favoriseront une meilleure estimation des contraintes et des pressions dans les chantiers et galeries remblayés, et sur les barricades. Une solution analytique plus complète a été conçue pour dimensionner d'une façon plus fiable et plus économique les barricades construites en roches stériles.

La réalisation de ce projet a conduit à des avancements dans l'état des connaissances dans la conception des barricades construites en roches stériles et dans l'estimation des contraintes et des pressions dans les chantiers remblayés et sur les barricades.

La conception des chantiers remblayés basée sur les résultats découlant de ce projet de recherche sera plus fiable et plus économique. Cela favorisera une application plus étendue du remblayage souterrain comme moyen de contrôle de terrain, menant à une amélioration considérable des conditions de santé et de sécurité pour l'ensemble des travailleurs sous terre de l'industrie minière.

7.3 Recommandations

Plusieurs solutions analytiques et numériques ont été développées pour estimer les contraintes et les pressions dans un chantier et sur les barricades. Des solutions analytiques ont également été élaborées pour dimensionner les barricades construites en roches stériles. Ces solutions analytiques ont été partiellement validées par des modélisations numériques. Ces solutions analytiques et numériques devront être soumises à des essais expérimentaux en laboratoire ou sur le terrain pour tester leur validité ou leur applicabilité. La première recommandation consiste donc à effectuer des essais en laboratoire ou sur le terrain pour obtenir des résultats expérimentaux fiables qui viendraient valider ou calibrer les solutions analytiques et numériques.

La revue de la littérature indique que la conception de tels ouvrages est usuellement réalisée par des ingénieurs de génie civil à l'aide de briques, de béton projeté ou de blocs de béton. La conception de ce type de barricades et leur mécanisme de rupture sont souvent mystérieux pour un ingénieur en génie des mines. La deuxième recommandation est donc d'élaborer un guide portant sur la conception des barricades construites en différents matériaux.

BIBLIOGRAPHIE

- Askew, J., McCarthy, P. L. et Fitzgerald, D. J. (1978). *Backfill research for pillar extraction at ZC/NBHC*. Dans *Mining with Backfill: 12th Canadian Rock Mechanics Symposium* (p. 100-110). Montréal, QC: CIM.
- Aubertin, M. (2013). Waste rock disposal to improve the geotechnical and geochemical stability of piles. Dans *Proceedings of 23rd World Mining Congress*. Montréal, QC: CIM.
- Aubertin, M., Li, L., Arnoldi, S., Belem, T., Bussière, B., Benzaazoua, M. et Simon, R. (2003). Interaction between backfill and rock mass in narrow stopes. Dans P. J. Culligan, H. H. Einstein, A. J. Whittle (édit.), *Soil and rock America: 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. (p. 1157-1164). Essen, Allemagne: Verlag Glückauf.
- Belem, T., Harvey, A., Simon, R. et Aubertin, M. (2004). Measurement and prediction of internal stresses in an underground opening due to backfilling with cemented paste. Dans E. Villaescusa et Y. Potvin (édit.), *Ground Support in Mining and Underground Construction: Proceedings of the Fifth International Symposium on Ground Support*. Leiden, Pays-Bas: A.A. Balkema.
- Blight, G. E. (1984) Soil mechanics principles in underground mining. *Journal of Geotechnical Engineering*, 110(5), 567-581.
- Bowles, J. E. (1988). *Foundation analysis and design* (4^e éd.). New York, NY: McGraw-Hill.
- Bussière, B. (2007). Colloquium 2004: Hydro-geotechnical properties of hard rock tailings from metal mines and emerging geoenvironmental disposal approaches. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(9), 1019-1052.
- Caceres, C. (2005). *Effect of backfill on longhole open stoping*. (Mémoire de maîtrise, University of British Columbia, Vancouver, BC.
- Chapuis, R. P. (2012a). Influence of element size in numerical studies of seepage: Small-scale details. *Geotechnical News*, 30(1), 32-35.
- Chapuis, R. P. (2012b). Influence of element size in numerical studies of seepage: Unsaturated zones, steady-state. *Geotechnical News*, 30(3), 27-30.
- DMP (2000). Potential hazards associated with mine fill. *Safety Bulletin*, 55, 1-4.
- Doherty, J. P. (2015). A numerical study into factors affecting stress and PWP in free draining mine stopes. *Computer and Geotechnics*, 63, 331-341.
- Duncan, J. M. et Bursey, A. (2013). Soil modulus correlations. Dans J. L. Withiam, K.-K. Phoon et M. Hussein, *Foundation Engineering in the Face of Uncertainty: Honoring Fred H. Kulhawy* (p. 321-336). Reston, VA: ASCE.
- El Mkadmi, N., Aubertin, M. et Li, L. (2014). Effect of drainage and sequential filling on the behavior of backfill in mine stopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(1), 1-15.
- Fahey, M., Helinski, M. et Fourie, A. (2010). Consolidation in accreting sediments: Gibson's solution applied to backfilling of mine stopes. *Géotechnique*, 60(11), 877-882.
- Falaknaz, N. (2014). *Analysis of geomechanical behavior of two adjacent backfilled stopes based on two and three dimensional numerical simulations*. Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC.
- Falaknaz, N., Aubertin, M. et Li, L. (2015a). Numerical analyses of the stress state in two neighboring stopes excavated and backfilled in sequence. *ASCE International Journal of Geomechanics*, 15(6). doi: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000466.
- Falaknaz, N., Aubertin, M. et Li, L. (2015b). Numerical investigation of the geomechanical response of adjacent backfilled stopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 52(10), 1507-1525.

- Fall, M. et Nasir, O. (2010). Mechanical behaviour of the interface between cemented tailings backfill and retaining structures under shear loads. *Geotechnical and Geological Engineering*, 28(6), 779-790.
- Gibson, R. E. (1958). The progress of consolidation in a clay layer increasing in thickness with time. *Geotechnique*, 8(4), 171-182.
- Gibson, R. E., Schiffman, R. L. et Whitman, R. V. (1989). On two definitions of excess pore water pressure. *Geotechnique*, 39(1), 169-171.
- Goodwin, E. T. (1949). The evaluation of integrals of the form $\int_{-\infty}^{+\infty} f(x)e^{-x^2} dx$. *Mathematical Proceedings of the Cambridge Philosophical Society*, 45(2), 241-245.
- Grabinsky, M. W. (2010). Keynote address: In situ monitoring for groundtruthing paste backfill designs. Dans R. J. Jewell (édit.), *Proceedings of the 13th International Seminar on Paste and Thickened Tailings*, Nedlands, Australie: Australian Centre for Geomechanics.
- Grabinsky, M. W. et Bawden, W. F. (2007). In situ measurements for geomechanical design of cemented paste backfill systems. Dans F. Hassani, J. Archibald, J. Nantel (édit.), *Minefill 2007: Proceedings of the 9th International Symposium in Mining with Backfill*. Montréal, QC: CIM.
- Grice, A. G. (1998). Stability of hydraulic backfill barricades. Dans M. Bloss (édit.), *Minefill '98: Proceedings of 6th International Symposium on Mining with Backfill* (p. 117-120). Carlton, Australie: Australasian Institute of Mining and Metallurgy.
- Grice, T. (1989). Backfill research at Mount Isa Mines Limited. Dans F. Hassani, M. J. Scoble et T. R. Yu (édit.), *Innovations in Mining Backfill Technology: Proceedings of the 4th International Symposium of Mining with Backfill* (p. 15-22). Rotterdam, Pays-Bas: Balkema.
- Hassani, F. et Archibald J. H. (édit.). (1998). *Mine backfill* [CD-ROM]. Montréal, QC: CIM.
- Hassani, F., Ouellet J., Zhu Z. et Roy A. (2004). Paste backfill behavior in a narrow vein mine: In situ stress and strain monitoring. Dans *Minefill 2004: Proceedings of the 8th International Symposium on Mining with Backfill* (p. 257-267). Beijing: The Nonferrous Metals Society of China.
- Helinski, M. et Grice, T. (2007). Water management in hydraulic fill operations. Dans F. Hassani (édit.), *MineFill 2007: Proceedings of the 9th International Symposium on Mining with Backfill*, Montréal, QC: CIM.
- Helinski, M., Fourie, A., Fahey, M. et Ismail M. (2007). Assessment of the self-desiccation process in cemented mine backfills. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(10), 1148-1156.
- Herget, G. et De Korompay, V. (1978). In-situ drainage properties of hydraulic backfills. Dans *Mining with backfill: 12th Canadian Rock Mechanics Symposium* (p. 117-123). Montréal, QC: CIM.
- Hiramatsu, Y et Oka, Y. (1962). Stress around a shaft or level excavated in ground with a three-dimensional stress state. *Memoirs of the Faculty of Engineering, Kyoto University*, 24(1), 56-76.
- Holtz, R. D. et Kovacs, W. D. (1981). *An introduction to geotechnical engineering*. Londres, Angleterre: Prentice-Hall.
- Hughes, P. (2008). Performance of paste fill fences at Red Lake Mine. Mémoire de maîtrise, University of British Columbia, Vancouver, BC.
- Institut de la statistique du Québec, (2011). *Emploi en ressources naturelles, énergie, mines et forêts, Québec et Canada*. Québec, QC: ISQ.
- Jahanbakhshzadeh, A. (2016). *Analyse du comportement géomécanique des remblais miniers dans des excavations souterraines inclinées*. Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC.

- Janssen, H. A. (1895). Versuche über getreidedruck in silozellen. *Zeitschrift Verein Ingenieure*, 39(35), 1045-1049.
- Jaky, J. (1948). Pressure in silos. Dans *Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (p. 103-107). Rotterdam, Pays-Bas: Balkema.
- Kirsch, G. (1898). Die theorie der elastizität und die bedürfnisse der festigkeitslehre. *Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure*, 42, 797-807.
- Knutsson, S. (1981) Stresses in the hydraulic backfill from analytical calculations and in-situ measurements. Dans O. Stephansson et M. J. Jones (édit.), *Proceedings of the Conference on the Application of Rock Mechanics to Cut and Fill Mining* (p. 261-268). Londres, Angleterre: Institution of Mining and Metallurgy
- Koupoulia, N. J. F., Belem, T., Rivard, P. et 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), 472–479.
- Lebeau, M., Duguay, P. et Boucher, A. (2011). *Estimation des coûts des lésions professionnelles : une étude de faisabilité dans le secteur minier* (Rapport n° R-717) Tiré de <http://www.irsst.qc.ca/media/documents/PubIRSST/R-717.pdf>
- Ley, G. M. M., Steed, C. M., Bronkhorst, D. et Gustas, R. (1998). Mining under backfill. *CIM Bulletin*, 91(1020), 65-71.
- Li, L. (1997). *Étude expérimentale du comportement hydromécanique d'une fracture*. (Thèse de doctorat, Université Paris 7, Paris, France).
- Li, L. (2012). Beneficial experience from teaching and education to research and development. *Creative Education*, 3(7B), 148-153.
- Li, L. (2013). A new concept of backfill design: Application of wick drains in backfilled stopes. *International Journal of Mining Science and Technology*, 23(5), 763-770.
- Li, L. et Aubertin, M. (2008). An improved analytical solution to estimate the stress state in sub-vertical backfilled stopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(10), 1487-1496.
- Li, L. et Aubertin, M. (2009a). Influence of water pressure on the stress state in stopes with cohesionless backfill. *Geotechnical and Geological Engineering*, 27(1), 1-11.
- Li, L., Aubertin, M. (2009b). A three-dimensional analysis of the total and effective stresses in submerged backfilled stopes. *Geotechnical and Geological Engineering*, 27(4): 559-569.
- Li, L. et Aubertin, M. (2009c). Horizontal pressure on barricades for backfilled stopes. Part I: Fully drained conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(1), 37-46.
- Li, L. et Aubertin, M. (2009d). Horizontal pressure on barricades for backfilled stopes. Part II: Submerged conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, 46(1), 47-56.
- Li, L. et Aubertin, M. (2009e). A numerical investigation of the stress state in inclined backfilled stopes. *ASCE International Journal of Geomechanics*, 9(2): 52-62.
- Li, L. et Aubertin M. (2010). An analytical solution for the nonlinear distribution of effective and total stresses in vertical backfilled stopes. *Geomechanics and Geoengineering*, 5(4), 237-245.
- Li, L. et Aubertin, M. (2011). Limit equilibrium analysis for the design of backfilled stope barricades made of waste rock. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(11), 1713-1728.
- Li, L. et Yang, P. Y. (2015). A numerical evaluation of continuous backfilling in cemented paste backfilled stope through an application of wickdrains. *Elsevier—International Journal of Mining Science and Technology*, 25(6), 897-904.
- Li, L. et Zheng, J. (2017). A conceptual analytical solution for estimating the short-term pressure of paste fill varying from viscous to liquid state, placed in mine stopes. Dans *GeoOttawa 2017: 70 years of Canadian Geotechnics and Geoscience*. Richmond, BC: CGS.
- Li, L., Aubertin M., Simon, R., Bussière, B. et Belem, T. (2003). Modeling arching effects in narrow backfilled stopes with FLAC. Dans R. Brummer, P. Andrieux, C. Detournay et R.

- Hart (édit.), Proceedings of the 3rd International Symposium on FLAC & FLAC 3D Numerical Modelling in Geomechanics (p. 211-219). Lisse, Pays-Bas: A.A Balkema.
- Li, L., Aubertin, M. et Belem T. (2005). Formulation of a three dimensional analytical solution to evaluate stress in backfilled vertical narrow openings. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(6), 1705-1717.
- Li, L., Aubertin, M., Shirazi, A., Belem, T. et Simon, R. (2007). Stress distribution in inclined backfilled stopes. Dans F. Hassani, Archibald, J. Nantel, J. (édit.), *Minefill 2007: Proceedings of the 9th International Symposium in Mining with Backfill*. Montreal, QC: CIM.
- Li, L., Ouellet, S. et Aubertin, M. (2009). A method to evaluate the size of backfilled stope barricades made of waste rock. Dans *GeoHalifax 2009: 62nd Canadian Geotechnical Conference and 10th Joint CGS/ IAH-CNC Groundwater Specialty Conference* (p. 497-503). Richmond, BC: CGS.
- Li, L., Alvarez, I. C. et Aubertin, J. D. (2013). Self-weight consolidation of slurried deposition: tests and interpretation. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 7(2), 205-213.
- Liu, G., Li, L., Yang, X. et 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.
- Liu, G. S., Li, L., Yang, X. C. et Guo, L. J. (2016b). A numerical analysis of the stress distribution in backfilled stopes considering non-planar interfaces between backfill and rock walls. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 10(3), 271-282.
- Liu, G., Li, L., Yang, X. et Guo, L. (2017). Numerical analysis of stress distribution in backfilled stopes considering interfaces between the backfill and rock walls. *ASCE International Journal of Geomechanics*, 17(2). doi: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000702
- Marston, A. (1930). *The theory of external loads on closed conduits in the light of latest experiments*. Ames, IA: Iowa State College.
- McCarthy, D. F. (1988). *Essential of soil mechanics and foundations: Basic geotechnics*. Upper Saddle River, NJ: Prentice Hall.
- Mitchell, R. J. (1992). Centrifuge model studies of fill pressures on temporary bulkheads. *CIM Bulletin*, 85(960), 48-54.
- Mitchell, R. J. et Roettger, J. (1984). Bulkhead pressure measurements in model fill pours. *CIM Bulletin*, 77(868), 50-54.
- Mitchell, R. J, Smith, J. et Libby, D. (1975). Bulkhead pressures due to cemented hydraulic mine backfills. *Canadian Geotechnical Journal*, 12(3), 362-371.
- Mitchell, R.J., Olsen, R. S. et Smith, J. D. (1982). Model studies on cemented tailings used in mine backfill. *Canadian Geotechnical Journal*, 19(1), 14-28.
- Ouellet, J., Bussière, B. et Gagnon, G. (1995). Simulation numérique du remblayage d'un chantier de mine avec du remblai hydraulique cimenté: élaboration du modèle. Dans H. S. Mitri (édit.), *Proceeding of the third Canadian Conference on Computer Applications in the Mineral Industry*, (p. 331-339). Montréal, QC: McGill University.
- Ouellet, J., Hassani, F. et Zhu, Z. (2004). Paste backfill behaviour in a bulk mine in situ stress measurement and monitoring. Dans *Minefill 2004: Proceedings of the 8th International Symposium on Mining with Backfill* (p. 273-280). Beijing: The Nonferrous Metals Society of China.
- 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 maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC.

- Pirapakaran, K. et Sivakugan N. (2007a). Arching within hydraulic fill stopes. *Geotechnical and Geological Engineering*, 25(1), 25-35.
- Pirapakaran, K. et Sivakugan, N. (2007b). A laboratory model to study arching within a hydraulic fill stope. *ASTM Geotechnical Testing Journal*, 30(6), 496-503.
- Potvin, Y., Thomas, E. et Fourie, A. (édit.). (2005) *Handbook on mine fill*. Perth, Australie: ACG.
- Rankine, K. J. (2005). *An investigation into the drainage characteristics and behaviour of hydraulically placed mine backfill and permeable minefill barricades*. Thèse de doctorat, James Cook University, Townsville, Australie.
- Rankine, K. J., Sivakugan, N. et Cowling, R. (2006). Emplaced geotechnical characteristics of hydraulic fills in a number of Australian mines. *Geotechnical and Geological Engineering*, 24(1), 1-14.
- Revell, M. B. et Sainsbury, D. P. (2007). Advancing paste fill bulkhead design using numerical modeling. Dans F. Hassani, J. Archibald, J. Nantel (édit.), *Minefill 2007: Proceedings of the 9th International Symposium in Mining with Backfill*. Montreal, QC: CIM.
- Salençon, J. (1966) Expansion quasi-statique d'une cavité à symétrie sphérique ou cylindrique dans un milieu élastoplastique. *Annales des ponts et chaussées*, 3, 175-187.
- Salençon, J. (1969) Contraction quasi-statique d'une cavité à symétrie sphérique ou cylindrique dans un milieu élastoplastique. *Annales des ponts et chaussées*, 4, 231-236.
- Scoble, M., Piciacchia, L. et Robert, J.-M. (1987). In situ testing in underground backfilled stopes. *CIM Bulletin*, 80(903), 33 -38.
- Shahsavari, M. et Grabinsky, M. (2014). Cemented paste backfill consolidation with deposition-dependent boundary conditions. Dans *GeoRegina 2014: Proceedings of the 67th Canadian Geotechnical Conference*. Richmond, BC: Canadian Geotechnical Society.
- Shahsavari, M. et Grabinsky, M. (2015). Mine backfill pore water pressure dissipation: numerical predictions and field measurements. Dans *GeoQuébec: Proceedings of the 68th Canadian Geotechnical Conference*. Richmond, BC: Canadian Geotechnical Society.
- Singh, S., Shukla, S. K. et Sivakugan, N. (2011). Arching in inclined and vertical mine stopes. *Geotechnical and Geological Engineering*, 29(5), 685-693.
- Sivakugan, N., Rankine, K. et Rankine, R. (2006a). Permeability of hydraulic fills and barricade bricks. *Geotechnical and Geological Engineering*, 24(3), 661-673.
- Sivakugan, N., Rankine, R. M., Rankine, K. J. et Rankine, K. S. (2006b). Geotechnical considerations in mine backfilling in Australia. *Journal of Cleaner Production*, 14, 1168-1175.
- Sivakugan, N., Rankine K., Lovisa, J. et Hall, W. (2013). Flow rate computations in hydraulic fill mine stopes. *Indian Geotechnical Journal*, 43(3), 195-202.
- Sivakugan, N. Widinghe, S. et Wang, V.Z. (2014). Vertical stress determination within backfilled mine stopes. *International Journal of Geomechanics*, 14(5). doi: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000367
- Smith, J. D. et Mitchell, R. J. (1982). Design and control of large hydraulic backfill pours. *CIM Bulletin*, 75(838), 102-111.
- Sobhi, M. A. (2014). *Analyse numérique du coefficient de pression latérale des terres et des contraintes dans un chantier remblayé au-dessus d'un pilier-dalle*. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC.
- Sobhi, M.,A. et 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.
- Sobhi, M. A., Li, L. et Aubertin M. (2017). Numerical investigation of the earth pressure coefficient along the central line of backfilled stopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 54(1), 138-145.

- Surprenant, J.-C. (2011). L'Association minière du Québec : au cœur du développement de l'industrie minière, *Les Affaires, Numéro spécial*, 30-31.
- Take, W. A. et Valsangkar, A. J. (2001). Earth pressures on unyielding retaining walls of narrow backfill width. *Canadian Geotechnical Journal*, 38(6), 1220-1230.
- Thompson, B. D., Grabinsky M.,W., Counter, D. B. et Bawden W.F. (2009). In situ measurements of cemented paste backfill in long-hole stopes. Dans M. Diederichs et G. Grasselli (édit.), *RockEng09: Rock engineering in difficult conditions: Proceedings of the 3rd Canada-US Rock Mechanics Symposium* (p. 199). Toronto, ON: University of Toronto.
- Thompson, B. D., Bawden, W. F. et Grabinsky, M.W. (2012). In situ measurements of cemented paste backfill at the Cayeli Mine. *Canadian Geotechnical Journal*, 49(7), 755-772.
- Ting, C. H., Shukla, S. K. et Sivakugan N. (2011). Arching in soils applied to inclined mine stopes. *ASCE International Journal of Geomechanics*, 11(1), 29-35.
- Ting, C. H., Sivakugan, N. et Shukla, S. K. (2012). Laboratory simulation of the stresses within inclined stopes. *Geotechnical Testing Journal*, 35(2), 1-15.
- Van Horn, D. A. (1964). A study of loads on underground structures. Dans *Proceedings of the Symposium on Soil-Structure Interaction* (p. 256-282). Tucson, AZ: University of Arizona.
- Winch, C. (1999). *Geotechnical characteristics and stability of paste backfill at BHP Cannington Mine*. B.E. Hons thesis, James Cook University, Townsville, Australie.
- Yang, K. H. et Liu, C. N. (2007). Finite element analysis of earth pressures for narrow retaining walls. *Journal of GeoEngineering*, 2(2), 43-52
- Yang, P. Y. (2016). *Investigation of the geomechanical behavior of mine backfill and its interaction with rock walls and barricades*. Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montreal, Montreal, QC.
- Yang, P. Y. et Li, L. (2015). Investigation of the short-term stress distribution in stopes and drifts backfilled with cemented paste backfill. *International Journal of Mining Science and Technology*, 25(5), 721-728.
- Yang, P. Y. et Li, L. (2017). Evolution of water table and pore water pressure in stopes with submerged hydraulic fill. *ASCE International Journal of Geomechanics*, 17(9), 04017052.
- Yang, P. Y., Brochu-Baekelmans, M., Li, L. et Aubertin M. (2014). An improved solution for sizing barricades made of waste rock to retain cemented paste backfill. Dans *GeoRegina 2014: Proceedings of the 67th Canadian Geotechnical Conference*. Richmond, BC: Canadian Geotechnical Society..
- Yang, P. Y., Li, L., Aubertin, M., Brochu-Baekelmans, M. et Ouellet, S. (2017). Stability analyses of waste rock barricades designed to retain paste backfill. *International Journal of Geomechanics* doi: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000740.
- Yang, P. Y, Li, L. et Aubertin, M. (2018). Theoretical and numerical analyses of earth pressure coefficient along the centerline of vertical openings with granular fills. *MDPI Applied Sciences*, 8(10), 1721.
- Yumlu M. et Guresci M. (2007). Paste backfill bulkhead monitoring – A case study from Inmet's Cayeli mine, Turkey. Dans F. Hassani, J. Archibald, J. Nantel (édit.), *Minefill 2007: Proceedings of the 9th International Symposium in Mining with Backfill*. Montreal, QC: CIM.
- Zheng J., Li, L. (2018). Numerical, analytical and experimental studies of the hydrogeotechnical behaviors of slurried materials. Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal, Montréal, QC.
- Zheng, J., Li, L., Mbonimpa, M. et 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), 72-83. doi: [10.1007/s40098-017-0234-x](https://doi.org/10.1007/s40098-017-0234-x).
- Zheng, J., Li, L., Mbonimpa, M. et Pabst, T. (2018b). 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 II: Impervious base. *Indian Geotechnical Journal* 48(1):188-195. doi: [10.1007/s40098-017-0242-x](https://doi.org/10.1007/s40098-017-0242-x).
- Zhu, Z. M. (2002). *Analysis of mine backfill behaviour and stability*. Thèse de doctorat, McGill University, Montreal, QC.