

# É

Sécurité des outils, des machines et des procédés industriels

## Études et recherches

RAPPORT R-622



**Développement d'une méthode intégrée d'analyse  
de stabilité des chantiers miniers remblayés**

*Tikou Belem*



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.

## NOS RECHERCHES

### *travaillent pour vous !*

#### 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.

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

Assurer la diffusion des connaissances, jouer un rôle de référence scientifique et d'expert.

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 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](http://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 CSST. Abonnement : 1-877-221-7046 <http://www.irsst.qc.ca/en/pat-abonnement.html>

#### Dépôt légal

Bibliothèque et Archives nationales  
2009  
ISBN : 978-2-89631-397-6 (version imprimée)  
ISBN : 978-2-89631-398-3 (PDF)  
ISSN : 0820-8395

IRSST - Direction des communications  
505, boul. De Maisonneuve Ouest  
Montréal (Québec)  
H3A 3C2  
Téléphone : 514 288-1551  
Télécopieur : 514 288-7636  
[publications@irsst.qc.ca](mailto:publications@irsst.qc.ca)  
[www.irsst.qc.ca](http://www.irsst.qc.ca)  
Institut de recherche Robert-Sauvé  
en santé et en sécurité du travail,  
août 2009

Sécurité des outils, des machines et des procédés industriels

# Études et recherches

RAPPORT R-622

## Développement d'une méthode intégrée d'analyse de stabilité des chantiers miniers remblayés

### 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.

*Tikou Belem*

*Département des sciences appliquées,  
Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue (UQAT)*

*Avec la collaboration de :*

*Michel Aubertin et Li Li, Département des génies civil, géologique  
et minier, École Polytechnique de Montréal*

*Mamadou Fall, Département de génie civil,  
Université d'Ottawa*



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

**CONFORMÉMENT AUX POLITIQUES DE L'IRSS**

Les résultats des travaux de recherche publiés dans ce document  
ont fait l'objet d'une évaluation par des pairs.

## REMERCIEMENTS

Au terme de ce projet de recherche, l'auteur tient à remercier tout particulièrement l'IRSSST pour lui avoir donné l'opportunité d'effectuer cette étude en la finançant. Il tient également à remercier M. Louis Bousquet (professionnel scientifique) qui a longtemps été le pilote de ce projet, de même sa remplaçante, Mme Marie-France d'Amours (professionnelle de recherche), pour leur soutien permanent et leur compréhension. L'auteur tient aussi à remercier les collaborateurs, dont l'aide précieuse a concouru à mener à terme ce projet d'envergure. Il s'agit de :

- M. Michel Aubertin, professeur titulaire à l'École Polytechnique de Montréal qui a grandement contribué à la réalisation de nombreux aspects du projet, notamment au développement des modèles analytiques d'analyse des contraintes dans les chantiers miniers remblayés ainsi qu'aux simulations numériques à l'aide du code FLAC-2D. Sans son aide précieuse, le projet n'aurait jamais pu être bouclé.
- M. Li Li, chercheur associé à l'École Polytechnique de Montréal (actuellement employé chez GENIVAR), qui a eu une contribution importante au projet, notamment au niveau du développement des modèles analytiques d'analyse des contraintes dans les chantiers miniers remblayés ainsi qu'aux niveau des simulations numériques à l'aide du code FLAC-2D.
- M. Mamadou Fall, agent de recherche (actuellement professeur adjoint à l'Université d'Ottawa) qui a été impliqué en tant que chercheur pendant une année dans le déroulement du projet. Il est remercié pour sa contribution à ce projet, notamment au niveau des essais en laboratoire.
- MM. Mostafa Benzaazoua et Bruno Bussière, professeurs titulaires à l'UQAT, dont les judicieux conseils, notamment au niveau des phénomènes d'acquisition de résistance mécanique et de la consolidation des remblais en pâte ont contribué à la qualité scientifique du rapport. L'auteur leur remercie pour leur contribution à la réalisation du projet.
- Mme Louise Labbé, adjointe administrative à l'URSTM, pour sa disponibilité, la révision et les corrections de ce rapport. Mes remerciements vont également à Martine Paquet, préposée aux affaires modulaires en sciences appliquées, pour avoir aussi relu la version finale du rapport.

Il remercie également les personnes suivantes, qui ont intervenu dans le projet, soit en tant que stagiaire, qu'étudiant de 2<sup>e</sup> ou 3<sup>e</sup> cycles, ou en tant que chercheur post-doctorant : MM. Narayan Thakur (stagiaire), André Harvey (maîtrise en génie minéral, École Polytechnique), Omar El Aatar (maîtrise en génie minéral, UQAT), Erol Yilmaz (doctorat en sciences de l'environnement, UQAT), Ali Shirazi (chercheur post-doctorant, Polytechnique).

Ses remerciements vont également vers le personnel technique de l'UQAT (URSTM) à savoir MM. Nil Gaudet, Hugues Bordeleau (actuellement chez GOLDER), David Bouchard, Frank Gagnon (actuellement à la Mine WESDOME) et Yvan Poirier.



## SOMMAIRE

Lorsque la méthode de minage employée nécessite l'utilisation du remblai cimenté en pâte (RCP), il est nécessaire de concevoir un système de remblayage adéquat qui fournira la stabilité structurale requise et la garantie d'un espace sécuritaire à la fois pour les travailleurs et les équipements miniers. Dans la majorité des cas, les ingénieurs en contrôle de terrain utilisent régulièrement le modèle du bloc confiné, combiné avec un facteur de sécurité ( $FS$ ) élevé, pour l'estimation de la résistance requise pour le RCP. Une fois cette résistance – qui est la résistance en compression uniaxiale ( $UCS$ ) – connue, on procède ensuite à une optimisation des recettes de mélange de RCP, afin de sélectionner la meilleure pour atteindre les objectifs visés. Toutefois, il faudrait souligner que le modèle du bloc confiné souvent utilisé a été établi pour un remblai ayant un angle de frottement interne  $\phi$  nul (matériau purement cohérent). Même si l'on peut raisonnablement admettre qu'à très long terme ( $t > 120$  jours) l'angle de frottement  $\phi$  d'un remblai cimenté en pâte tendrait vers zéro (fin de l'hydratation et acquisition de la cohésion  $c$  maximale), il n'en demeure pas moins que l'utilisation unique d'un tel modèle, même avec un  $FS$  élevé, témoigne bien du déficit de connaissances sur le sujet.

En effet, un design efficace d'un chantier remblayé dans une mine en opération devrait aussi prendre en considération le cours terme ( $7 \leq t \leq 28$  jours) et le moyen terme ( $56 \leq t \leq 91$  jours), période au cours de laquelle l'angle de frottement  $\phi$  n'est pas toujours nul ou proche de zéro. Afin d'améliorer cette procédure, il est souhaitable de pouvoir disposer d'une méthodologie prenant en compte les nombreux facteurs d'influence du remblai en pâte dans le processus de design d'un système de remblayage. Pour ce faire, de nombreux essais expérimentaux (en laboratoire et *in situ*) ont été réalisés, afin de servir de base d'élaboration de modèles empiriques et semi-empiriques de prédiction d'une part. D'autre part, des modèles analytiques 2D et 3D d'évaluation de la répartition des contraintes horizontale et verticale ( $\sigma_v$  et  $\sigma_h$ ) dans un chantier minier remblayé ont été développés. Des simulations numériques ont permis une pré-validation de ces modèles initialement implantés dans le code FLAC-2D. Ces modèles rendent compte de l'existence et de la variation de l'effet d'arche dans les chantiers remblayés. En tenant judicieusement compte de cet effet d'arche dans le design final de la résistance requise, cela aura un impact direct sur le coût du remblayage, puisqu'une réduction substantielle de la quantité d'agent liant peut être envisagée.

Grâce à ces résultats, une méthode d'analyse de stabilité des chantiers miniers remblayés intégrant toutes les composantes du remblayage en pâte, a été proposée. Pour la première fois, il serait possible d'estimer la valeur théorique de la résistance requise (valeur volontairement conservatrice), afin de mieux guider l'atteinte des objectifs par une optimisation ciblée des recettes de mélange

(gain en argent). Ensuite, le calcul des contraintes dans le chantier remblayé permettra d'estimer le degré d'effet d'arche ( $A_d$ ) qui se développera dans le chantier après son remblayage et au cours du temps de cure. Ce degré d'arche se traduit directement par un coefficient de stabilité ( $S_c$ ) qui quantifie l'intégrité structurale du chantier remblayé. Il sera également possible d'évaluer la possibilité d'une rupture circulaire qui n'était pas prise en considération par le passé.

## TABLE DES MATIÈRES

|       |                                                                                             |    |
|-------|---------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 1.    | INTRODUCTION .....                                                                          | 1  |
| 2.    | RAPPEL DE LA PROBLÉMATIQUE, DE L'ÉTAT DES CONNAISSANCES ET DES OBJECTIFS DE RECHERCHE ..... | 3  |
| 2.1   | Problématique .....                                                                         | 3  |
| 2.2   | État des connaissances .....                                                                | 5  |
| 2.2.1 | Résistance limite requise .....                                                             | 5  |
| 2.2.2 | Analyse de stabilité .....                                                                  | 5  |
| 2.2.3 | Analyse des contraintes dans les remblais mis en place .....                                | 9  |
| 2.2.4 | Critères de rupture .....                                                                   | 11 |
| 2.2.5 | Mise en place sous terre .....                                                              | 12 |
| 2.2.6 | Interactions à l'interface remblai-roche .....                                              | 13 |
| 2.3   | Objectifs de recherche .....                                                                | 14 |
| 2.3.1 | Objectif général .....                                                                      | 14 |
| 2.3.2 | Objectifs spécifiques .....                                                                 | 14 |
| 3.    | MÉTHODE .....                                                                               | 17 |
| 3.1   | Études expérimentales .....                                                                 | 17 |
| 3.1.1 | Essais en laboratoire .....                                                                 | 17 |
| 3.1.2 | Essais in situ .....                                                                        | 18 |
| 3.2   | Développement et adaptation de modèles .....                                                | 18 |
| 3.3   | Simulations numériques .....                                                                | 18 |
| 3.4   | Méthode intégrée d'analyse de stabilité .....                                               | 18 |
| 4.    | RÉSULTATS .....                                                                             | 19 |
| 4.1   | Développement de modèles analytiques .....                                                  | 19 |
| 4.1.1 | Modèles 2D d'arche développés .....                                                         | 19 |
| 4.1.2 | Modèles 3D d'arche développés .....                                                         | 21 |
| 4.2   | Synthèse des essais en laboratoire .....                                                    | 22 |
| 4.2.1 | Essais en compression uniaxiale : modèles de prédiction .....                               | 22 |
| 4.2.2 | Essais en compression triaxiale : modèles de prédiction .....                               | 25 |
| 4.2.3 | Essais de traction indirecte .....                                                          | 28 |
| 4.2.4 | Essais de consolidation: modèles de prédiction .....                                        | 28 |
| 4.2.5 | Propriétés hydro-géotechniques: modèles de prédiction .....                                 | 29 |
| 4.3   | Synthèse des essais <i>in situ</i> .....                                                    | 30 |
| 4.3.1 | Contraintes dans les chantiers remblayés : modèles de prédiction .....                      | 30 |
| 4.3.2 | Essais de consolidation gravitaire : modèles de prédiction .....                            | 31 |
| 4.4   | Développement de méthodes d'analyse de stabilité .....                                      | 33 |
| 4.4.1 | Analyse de stabilité à la rupture circulaire .....                                          | 33 |
| 4.4.2 | Définition du degré d'arche .....                                                           | 33 |
| 4.4.3 | Définition du coefficient de stabilité d'un chantier remblayé .....                         | 34 |
| 4.4.4 | Nouvelle méthode de design du RCP .....                                                     | 34 |
| 4.5   | Synthèse des simulations numériques .....                                                   | 35 |
| 4.5.1 | Comparaison des solutions 2D et 3D .....                                                    | 35 |
| 4.5.2 | Distribution non uniforme de la contrainte verticale .....                                  | 36 |
| 4.5.3 | Distribution des contraintes dans des chantiers inclinés .....                              | 36 |
| 4.6   | Mise en œuvre d'une méthode intégrée d'analyse de stabilité .....                           | 37 |

|                   |                                                           |    |
|-------------------|-----------------------------------------------------------|----|
| 5.                | DISCUSSION.....                                           | 39 |
| 5.1               | Portée des résultats.....                                 | 42 |
| 5.2               | Limites des résultats.....                                | 42 |
| 6.                | CONCLUSION.....                                           | 43 |
| 7.                | APPLICABILITÉ DES RÉSULTATS .....                         | 45 |
| 8.                | RÉTOMBÉES ÉVENTUELLES.....                                | 47 |
| ANNEXE I :.....   |                                                           | 1  |
| A-I.1             | – Articles de revues scientifiques avec pairs.....        | 2  |
| A-I.2             | – Comptes rendus de conférences avec jury.....            | 2  |
| A-I.3             | – Comptes rendus de conférences sans jury.....            | 2  |
| ANNEXE II :.....  |                                                           | 1  |
| A-II.1            | – EXTENSION DE MODÈLES 2D EXISTANTS .....                 | 2  |
| A-II.2            | – EXTENSION DE MODÈLES 3D EXISTANTS .....                 | 3  |
| ANNEXE III :..... |                                                           | 1  |
| ANNEXE IV :.....  |                                                           | 1  |
| A-IV.1            | : RÉPONSE DU MODÈLE DE MODULE HYDRAULIQUE (HM).....       | 2  |
| A-IV.2            | : RÉPONSE DU MODÈLE DE PRÉDICTION D'UCS.....              | 3  |
| A-IV.3            | : RÉPONSE DU MODÈLE DE PRÉDICTION DE $C$ ET $\phi$ .....  | 6  |
| A-IV.4            | : RÉPONSE DU CRITÈRE DE MOHR-COULOMB TEMPOREL.....        | 7  |
| A-IV.5            | : RÉPONSE DES CRITÈRES DE RUPTURE PROPOSÉS .....          | 8  |
| A-IV.6            | : RÉPONSE DE L'ÉQUATION DE PRÉDICTION DE $\sigma_T$ ..... | 12 |
| A-IV.7            | : RÉPONSE DE L'ÉQUATION DE PRÉDICTION DE $E(T)$ .....     | 12 |
| ANNEXE V :.....   |                                                           | 1  |

## LISTE DES TABLEAUX

|                                                                                          |    |
|------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau 1 – Différents modèles d'analyse de stabilité.....                               | 7  |
| Tableau 1 – Différents modèles d'analyse de stabilité (suite).....                       | 8  |
| Tableau 2 – Modèles 2D d'analyse des contraintes dans un chantier remblayé .....         | 9  |
| Tableau 3 – Modèles 3D d'analyse des contraintes dans un chantier remblayé .....         | 10 |
| Tableau 4 – Modèles 2D d'analyse des contraintes dans un chantier remblayé proposés..... | 19 |
| Tableau 5 – Modèles 3D d'analyse des contraintes dans un chantier remblayé proposés..... | 21 |
| Tableau 6 – Valeur des constantes pour la prédiction de $HM_{\text{liant}}$ .....        | 23 |
| Tableau 7 – Valeur des constantes pour la prédiction de $\lambda$ et $\alpha_B$ .....    | 24 |
| <br>                                                                                     |    |
| Tableau A1 – Modification de modèles 2D d'arche.....                                     | 2  |
| Tableau A2 – Modification de modèles 3D d'arche.....                                     | 3  |



## LISTE DES FIGURES

|                                                                                                                                                                                                                                         |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure 1 – Schéma typique d'un chantier minier remblayé montrant les différents facteurs d'influence sur la stabilité .....                                                                                                             | 4  |
| Figure 2 – Modèles de rupture : a) rupture plane en 2D, b) rupture plane avec fente de traction en 2D, c) modèle 3D du bloc confiné .....                                                                                               | 6  |
| Figure 3 – Schéma montrant les aspects qui seront traités dans ce rapport .....                                                                                                                                                         | 15 |
| Figure 4 – Schématisation de la méthodologie .....                                                                                                                                                                                      | 17 |
| Figure 5 – Schéma général de mise en œuvre de la méthode intégrée d'analyse de stabilité des chantiers miniers remblayés en pâte ( <i>numéros = ce qui a été développé dans ce projet</i> ) .....                                       | 41 |
| Figure A1 – Schéma montrant les différents champs de recherche sur les RCP .....                                                                                                                                                        | 2  |
| Figure A2 – Schéma montrant la résistance requise pour chacun des rôles assignés au remblai cimenté en pâte .....                                                                                                                       | 2  |
| Figure A3 – Schéma classique de l'implantation d'un système de remblayage en pâte .....                                                                                                                                                 | 3  |
| Figure A4 – Schéma modifié de la mise en œuvre d'un système de remblayage .....                                                                                                                                                         | 3  |
| Figure A5 – Courbes de réactivité des ciments et additifs combinés avec du ciment Portland Type 10 à différentes proportions (fractions) : a) ciment Type 50 et additif <i>Slag</i> , b) additifs <i>Fly Ash</i> de classe C et F ..... | 2  |
| Figure A6 – Courbes théoriques de variation d'UCS en fonction du temps de cure, du pourcentage de liant et de la densité des grains solides .....                                                                                       | 3  |
| Figure A7 – Comparaison entre UCS prédit par le modèle (Eq. A8) et celui obtenu expérimentalement pour le remblai LVT .....                                                                                                             | 4  |
| Figure A8 – Comparaison entre UCS prédit par le modèle (Eq. A8) et celui obtenu expérimentalement pour le remblai HMO .....                                                                                                             | 4  |
| Figure A9 – Comparaison entre UCS prédit par le modèle (Eq. A8) et celui obtenu expérimentalement pour le remblai DYN .....                                                                                                             | 5  |
| Figure A10 – Comparaison entre $c$ et $\phi$ prédits par les équations (31) et (32) et les valeurs expérimentales du remblai LVT .....                                                                                                  | 6  |
| Figure A11 – Comparaison entre $c$ prédit par l'équation (31) et les valeurs expérimentales du remblai HMO6 .....                                                                                                                       | 7  |
| Figure A12 – Droites intrinsèques théoriques du remblai DYN en fonction du temps de cure, du type de liant et du pourcentage de liant obtenues par les équations (31), (32) et (34) .....                                               | 7  |
| Figure A13 – Comparaison des critères de rupture [Eqs. (33), (35a), (35b)] aux données expérimentales du remblai LRD .....                                                                                                              | 8  |
| Figure A14 – Comparaison des critères de rupture [Eq. (33)] aux données expérimentales des remblais LVT et HMO .....                                                                                                                    | 9  |
| Figure A15 – Comparaison des critères de rupture [Eq. (35a)] aux données expérimentales des remblais LVT et HMO .....                                                                                                                   | 10 |
| Figure A16 – Comparaison des critères de rupture [Eq. (35b)] aux données expérimentales des remblais LVT et HMO .....                                                                                                                   | 11 |
| Figure A17 – Comparaison entre la résistance à la traction du remblai DYN obtenue expérimentalement et calculée à l'aide de l'équation (36) .....                                                                                       | 12 |
| Figure A18 – Courbe d'évolution de l'indice des vides au cours du temps de cure (Eq. 52) .....                                                                                                                                          | 12 |
| Figure A19 – Schéma d'un des chantiers remblayé montrant l'emplacement des instruments .....                                                                                                                                            | 2  |
| Figure A20 – Courbes de variation des contraintes totales dans le bouchon et à l'interface bouchon-résiduel d'un chantier remblayé à la mine DYN .....                                                                                  | 2  |

|                                                                                                                                                                                                                                                                       |   |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---|
| Figure A21 – Courbes d'évolution des <i>contraintes totales</i> au cours du temps dans le bouchon et à l'interface bouchon-résiduel d'un chantier remblayé mine DYN .....                                                                                             | 3 |
| Figure A22 – Courbes de variation des contraintes totales <i>verticales</i> montrant l'existence d'un effet d'arche                                                                                                                                                   | 3 |
| Figure A23 – Courbes d'évolution des contraintes <i>longitudinales</i> dans un grand chantier instrumenté à la mine DYN : a) à l'interface remblai/roche (éponge inférieure), b) pression sur la barricade .                                                          | 4 |
| Figure A24 – Contrainte longitudinale à l'interface remblai-roche dans un chantier instrumenté à la mine DYN: a) à très court terme et b) à long terme.....                                                                                                           | 4 |
| Figure A25 – Comparaison entre les mesures des contraintes <i>longitudinales</i> dans un chantier instrumenté à la mine DYN et la prédiction du modèle: bas du chantier ou bouchon ( $\sigma_{x1}$ ) et interface bouchon/résiduel ( $\sigma_{x2}$ ).....             | 5 |
| Figure A26 – Comparaison entre les mesures des contraintes <i>transversales</i> dans un chantier instrumenté à la mine DYN et la prédiction du modèle [Eq. (38)] : bas du chantier ou bouchon ( $\sigma_{y1}$ ) et interface bouchon/résiduel ( $\sigma_{y2}$ ) ..... | 5 |
| Figure A27 – Comparaison entre les mesures des contraintes <i>verticales</i> dans un chantier instrumenté à la mine DYN et la prédiction du modèle : bas du chantier ou bouchon ( $\sigma_{z1}$ ) et interface bouchon/résiduel ( $\sigma_{z2}$ ).....                | 6 |
| Figure A28 – Comparaison entre les mesures des pressions sur les barricades dans deux chantiers instrumentés à la mine DYN et la prédiction du modèle .....                                                                                                           | 6 |

## 1. INTRODUCTION

Dans la majorité des mines souterraines québécoises en roche dure, c'est la méthode de minage en vrac avec chambres (vides souterrains) et piliers qui est employée. Ces vides souterrains (chantiers ouverts) sont ensuite remblayés par du remblai cimenté (hydraulique, en pâte ou rocheux) qui agira comme support secondaire de terrain, afin de maintenir la stabilité structurale de l'ensemble pendant les opérations de production (e.g., Landriault *et al.* 1997).

Le matériau « remblai » est un mélange d'agrégats artificiels (résidus miniers souvent à forte teneur en sulfures et à granulométrie fine, stériles rocheux), d'eau de mélange et d'une quantité modeste de liant hydraulique. Le liant est souvent obtenu par le mélange de deux types (binaire) ou trois types (ternaire) de ciment (ciments Portland) ou *ajouts* minéraux (fumée de silice, cendres volantes, laitier de hauts fourneaux). De par ses caractéristiques et avantages, c'est le remblai cimenté en pâte (RCP) qui est le plus populaire, et son utilisation en contrôle des terrains permet d'augmenter la récupération des chantiers dits secondaires (Mitchell 1989; Benzaazoua *et al.* 1999, 2000, 2002, 2003; Benzaazoua et Belem 2000; Belem *et al.* 2000, 2002). Le principal défi à relever est d'assurer une bonne stabilité structurale du chantier remblayé, tout en réduisant les coûts qui sont associés au remblayage. Ce qui implique que le remblai cimenté en pâte ait une certaine résistance mécanique, afin que les critères de design du remblayage et de la méthode de minage soient respectés.

Malgré son utilisation courante dans les mines québécoises depuis plus d'une décennie, le RCP demeure un matériau mal connu et très complexe à cause de sa nature évolutive depuis sa préparation, son transport jusqu'à son durcissement après sa mise en place sous terre. Du fait de son impact positif sur la gestion environnementale des résidus miniers, le contrôle de terrain, la sécurité des travailleurs et la rentabilité financière de l'industrie minière, de nombreuses équipes de recherche se sont penchées sur la compréhension des caractéristiques physico-chimiques et mécaniques des remblais cimentés en pâte (Barrett *et al.* 1978; Mitchell *et al.* 1982; Yu 1992). Mais ces travaux mettaient l'accent sur les effets combinés des ingrédients du remblai (interrelations entre les résidus, le liant, et l'eau) sur son durcissement au cours du temps (Hassani et Archibald 1998; Benzaazoua *et al.* 1999; Benzaazoua et Belem 2000; Benzaazoua et Belem 2000; Belem *et al.* 2000).

Cependant, même si les résultats de ces nombreux travaux déjà consacrés à la caractérisation des remblais cimentés en pâte sont cruciaux, il n'en demeure pas moins que **le but ultime** pour un responsable en contrôle de terrain **c'est de mieux comprendre les mécanismes qui sous-tendent la stabilité d'ensemble et l'intégrité structurale d'un chantier remblayé**. En d'autres termes, il faudrait chercher à mieux comprendre le comportement mécanique du remblai cimenté en pâte tout seul, mais aussi et, surtout, de ses interactions avec le chantier ouvert (parois de la roche encaissante). Or, à la connaissance de l'auteur, ces aspects n'ont pas été assez abordés dans la littérature scientifique sur l'étude des remblais cimentés en pâte dans le contexte du remblayage souterrain dans les mines en roche dure.



## 2. RAPPEL DE LA PROBLÉMATIQUE, DE L'ÉTAT DES CONNAISSANCES ET DES OBJECTIFS DE RECHERCHE

### 2.1 Problématique

Lorsque la méthode de minage employée dans une mine requiert l'utilisation du remblai cimenté en pâte, il va sans dire que ce remblai devra posséder des caractéristiques mécaniques adéquates. En effet, la résistance limite ou critique que le RCP devra atteindre dépendra du rôle qui lui sera assigné sous terre. Le RCP peut jouer plusieurs rôles, notamment :

- a) de support de terrain,
- b) dans l'extraction des piliers (faces exposées ou remblai autoportant),
- c) dans le développement d'une galerie de circulation post-remblayage,
- d) de plateforme de travail et,
- e) d'entreposage des rejets miniers sous terre.

Une fois le remblai cimenté en pâte mis en place *in situ*, ses propriétés physico-mécaniques vont évoluer au cours du temps. En effet, il a été observé que, pour une même recette de mélange de RCP donnée, la résistance en compression simple des échantillons *in situ* était systématiquement plus élevée que celle des échantillons préparés en laboratoire (de l'ordre de 2 à 6 fois). En outre, il a été également observé que la valeur d'UCS du RCP était 2 à 3 fois plus grande au bas qu'en haut du chantier (Cayouette 2003; Belem *et al.* 2002; Revell 2004). De plus, certains chantiers remblayés répondaient aux critères de stabilité *in situ*, alors que les résultats des essais en laboratoire présumaient du contraire (Harvey 2004). Il s'avère donc que l'utilisation directe des valeurs d'UCS obtenues sur des éprouvettes de laboratoire (ce qui est souvent le cas), lors du design d'un système de remblayage en pâte dans les mines, est inadéquate et impliquerait l'emploi d'un facteur de sécurité trop élevé. Une telle façon de procéder, quoique parfois conservatrice, entraînerait une augmentation significative des coûts d'opérations de remblayage et, par voie de fait, une baisse à long terme de la rentabilité de la mine concernée.

La stabilité d'ensemble d'un chantier remblayé avec du remblai cimenté en pâte dépendrait à la fois du comportement mécanique du RCP lui-même (facteurs intrinsèques liés aux réactions d'hydratation), mais aussi de ses interactions avec le massif rocheux encaissant (facteurs extrinsèques et interactions à l'interface remblai-roche). Parmi les nombreux facteurs extrinsèques possibles pouvant affecter le durcissement et la stabilité du RCP après sa mise en place on peut citer entre autres (cf. **Figure 1**) :

- 1) la taille des chantiers ouverts,
- 2) la consolidation gravitaire (drainage de l'excédent d'eau et tassement du remblai),
- 3) l'interrelation des ingrédients (rejets, eau, liant),
- 4) les interactions entre le remblai et le massif rocheux encaissant,
- 5) le champ de répartition de la pression totale (milieu et bas du chantier),
- 6) l'effet d'arche (reprise des charges par les murs),
- 7) l'état de la pression sur la barricade,
- 8) la convergence des murs sur le remblai,
- 9) l'effet de la température et de l'humidité relative.



## 2.2 État des connaissances

Au cours des deux dernières décennies, de nombreuses avancées scientifiques et technologiques ont été enregistrées concernant l'utilisation des remblais cimentés en pâte (RCP). Ces avancées concernent différents aspects du RCP tels que l'optimisation des recettes de mélange, le transport en pipelines, la mise en place sous terre, les interrelations des ingrédients (rejets – liant – eau), la microstructure et, enfin, les interactions à l'interface remblai-roche.

L'analyse de stabilité est requise lorsque l'on veut concevoir un remblai destiné à jouer un rôle de support secondaire. Cette analyse de stabilité permettra soit de calculer le facteur de sécurité (FS) contre la rupture de la masse de remblai exposé lorsqu'on connaît la résistance UCS du remblai, soit de déterminer la résistance UCS du remblai en choisissant le facteur de sécurité avec lequel on voudrait travailler.

### 2.2.1 Résistance limite requise

Lorsque le remblai est destiné à supporter le toit d'un vide souterrain (chantier ouvert), on s'intéressera à sa rigidité et à sa cohésion interne. Si, par contre, la méthode de minage favorise l'exposition d'une des faces de la masse de RCP déjà en place, on devra s'intéresser en premier lieu à sa résistance au cisaillement. Lors de la phase de design d'un système de remblayage, c'est la résistance en compression simple (ou uniaxiale)  $\sigma_c$  ou UCS (*uniaxial compressive strength*) qui est utilisée comme paramètre principal (essais peu coûteux) sachant qu'il peut être corrélé avec les autres paramètres mécaniques tels que le module de déformation ( $E$ ), la résistance à la traction ( $\sigma_t$ ) et la cohésion interne ( $c$ ). Pour le rôle de support de terrain, la valeur limite d'UCS devrait être d'au moins 5 MPa, tandis que, dans le cas de l'extraction des piliers, UCS devrait être comprise entre 1 et 2 MPa (Cai 1983; Stone 1993; Donovan 1999; Li *et al.* 2003). La résistance limite associée à l'auto-portance du RCP en place ayant une face exposée peut être déterminée soit à partir des méthodes de calcul de l'équilibre limite ou des équations développées à partir d'essais sur de modèles physiques. Aussi, il est couramment admis qu'une résistance de l'ordre de 100 kPa serait suffisante pour empêcher la liquéfaction du remblai fraîchement mis en place (le Roux *et al.* 2005), tandis qu'une portance de l'ordre de 30 kN favoriserait l'utilisation du remblai comme plateforme de travail (Hassani et Bois 1992; Hassani et Archibald 1998).

### 2.2.2 Analyse de stabilité

Les instabilités entraînant la rupture d'un chantier minier remblayé peuvent être d'origine statique (chargement gravitaire), dynamique (vibration attribuable au sautage) ou issues de la combinaison des deux mécanismes. Selon Yu (1992), une instabilité statique peut se produire dans un chantier remblayé par une rupture en tension ou en cisaillement (**Figure 2**). Par contre, une instabilité dynamique peut entraîner un effondrement de la masse de remblai (liquéfaction) si sa résistance n'est pas adéquate. Le choix d'un seul mécanisme à prendre en compte dans le design nécessitera l'usage d'un facteur de sécurité élevé (Smith *et al.* 1983; Yu 1992). On peut rappeler que l'analyse de stabilité d'un chantier remblayé avec du RCP peut se faire selon plusieurs méthodes :

- L'équilibre limite (e.g., Askew *et al.* 1978; Smith 1983; Arioglu 1984; Yu 1992),
- La théorie des arches en condition de déformation plane (e.g., Terzaghi 1943; Askew *et al.* 1978),
- La modélisation physique en modèle réduit et par centrifugeuse (e.g., Mitchell *et al.* 1982; Smith *et al.* 1983; Mitchell 1989),
- La modélisation numérique 2D et/ou 3D (e.g., Stone 1993; Pierce *et al.* 1998),
- L'analyse dynamique (e.g., Yu 1989,1992).

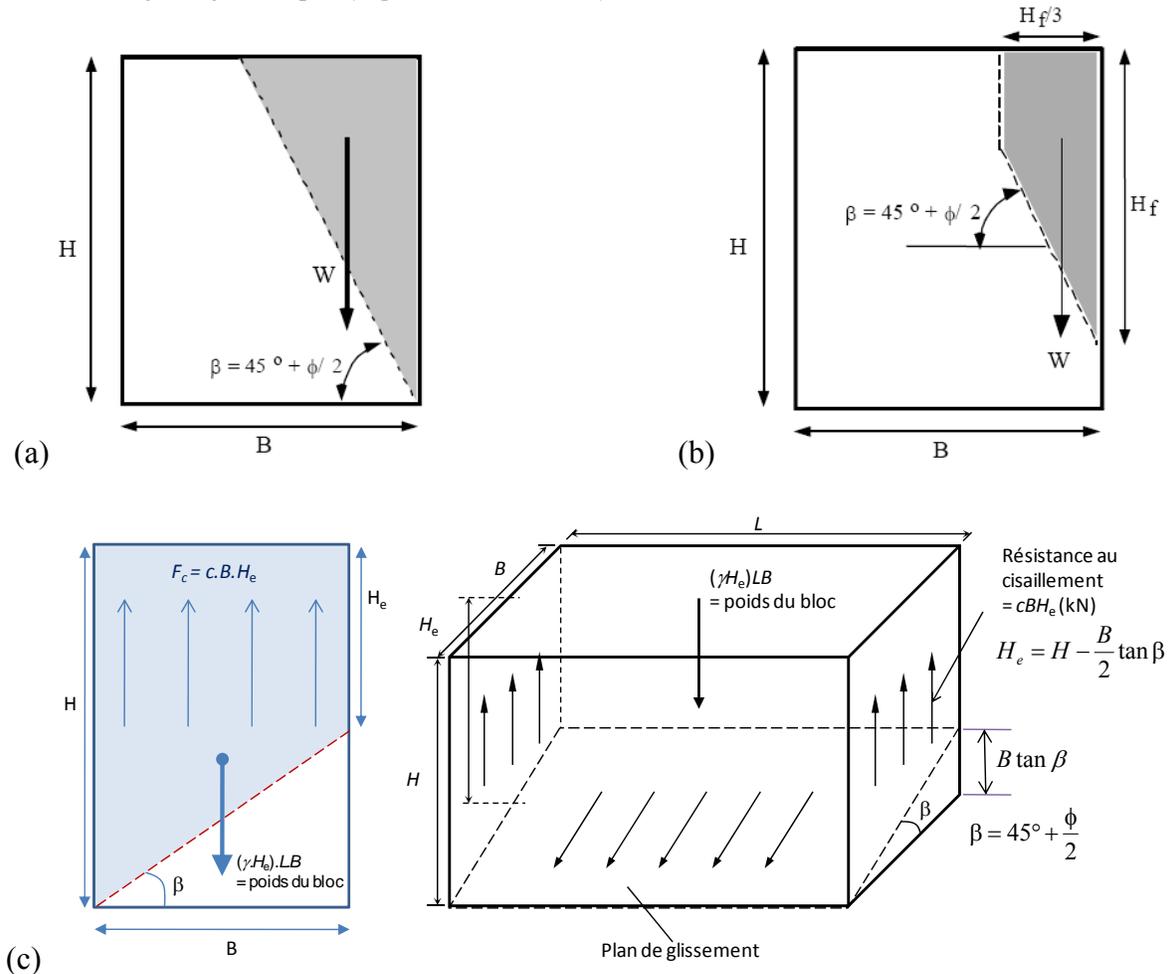


Figure 2 – Modèles de rupture : a) rupture plane en 2D, b) rupture plane avec fente de traction en 2D, c) modèle 3D du bloc confiné (adaptés de Mitchell *et al.* 1982 et Smith *et al.* 1983)

En pratique, cependant, l'analyse dynamique est rarement considérée dans les étapes de design des systèmes de remblayage. De plus, il est très rare d'utiliser les outils de modélisation (physique et numérique) lors du design. La méthode la plus largement utilisée dans l'industrie minière pour le design de la stabilité des chantiers miniers remblayés repose sur l'analyse limite (cf. Yu 1992; Hassani et Archibald 1998; Belem et Benzaazoua 2008a). Toutefois, la méthode reposant sur la théorie des arches commence à être, à son tour, utilisée lors du design (Mitchell 1989; Yu 1992; Aubertin *et al.* 2003; Li *et al.* 2005, 2008; Belem et Benzaazoua 2008a). Le **tableau 1** contient une liste non-exhaustive des modèles d'analyse de stabilité qui peuvent être

employés dans le cas des remblais cimentés (en pâte ou hydraulique). Ces modèles permettent de calculer le facteur de sécurité ( $FS$ ) contre une rupture planaire (sans ou avec une fente de traction), connaissant la cohésion ( $c$ ) ou l'angle de frottement ( $\phi$ ). En géotechnique, il est recommandé d'utiliser un facteur de sécurité  $FS > 1,4$ , si la rupture de l'ouvrage était catastrophique (comme c'est le cas d'un chantier minier remblayé). Toutefois, en contrôle de terrain avec utilisation du remblai cimenté, les premiers auteurs ont recommandé d'utiliser un facteur de sécurité compris entre 2,5 et 5 (Askew *et al.* 1978; Mitchell *et al.* 1982; Smith 1983; Arioglu 1984; Yu 1992; Hassani et Bois 1992), ce qui est quand même assez élevé. Le **tableau 1** présente huit modèles d'analyses de stabilité communément utilisés. Pour les modèles 1 à 4, connaissant  $FS$  et en supposant une valeur d'angle de frottement interne du remblai ( $\phi$ ), il est possible d'estimer la cohésion (non-drainée) du remblai ( $c_u$ ), puis sa résistance en compression uniaxiale (UCS), en s'appuyant sur le critère de rupture de Mohr-Coulomb donné par l'équation (1b). Une fois la résistance requise et le facteur de sécurité connus, on procède généralement à une optimisation des recettes de mélange de RCP, afin de pouvoir respecter les critères prédéfinis. De cette optimisation, une recette adéquate est sélectionnée et les coûts de remblayage calculés pour la phase d'implantation du système de remblayage.

Tableau 1 – Différents modèles d'analyse de stabilité

|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>❶ <i>Modèle de rupture en coin (Smith et al. 1983; Yu 1992) – voir Fig. 4a</i></p> $FS = \frac{\frac{cB}{\cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} + W \cdot \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \tan \phi}{W \cdot \sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (1a)$ $UCS = 2c \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (1b)$                                                                                                             | <p>❷ <i>Modèle de rupture en tension (Smith et al. 1983; Yu 1992) – voir Fig. 4b</i></p> $FS = \frac{\frac{cB}{\cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} + W_t \cdot \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \tan \phi}{W_t \cdot \sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (2a)$ $W_t = \gamma B \left( \frac{H}{2} - \frac{B \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)}{8} \right) \quad (2b)$                                                                                                                                                                                                                                   |
| <p>❸ <i>Modèle du bloc confiné avec cohésion (Mitchell et al. 1982; Smith et al. 1983) – voir Fig. 4c</i></p> $FS = \frac{\frac{cLB}{\cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} + W_{cc} \cdot \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \tan \phi}{W_{cc} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (3a)$ <p>où</p> $W_{cc} = B \cdot H_m (\gamma L - 2c) \quad (3b)$ $H_m = H - \frac{B}{2} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (3c)$ | <p>► <i>cas où <math>c = c_b</math> (cohésion interne = cohésion des liens de cimentation)</i></p> $2c_b = \frac{\gamma H_m}{\frac{H_m}{L} + \frac{\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)}{\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) - \tan \phi \cdot \sin\left(\frac{\pi}{2} + \phi\right)}} \quad (3d)$ <p>► <i>cas où <math>\phi</math> est quasi nul</i></p> $2c_b = \frac{\gamma \left(H - \frac{B}{2}\right)}{\frac{H - \frac{B}{2}}{L} + 1} = \frac{\gamma H^*}{1 + \frac{H^*}{L}} = UCS \quad (3e)$ <p>► <i>cas où <math>\phi = 0</math></i></p> $2c_b = \omega(\gamma H)FS = FS \left( \frac{\gamma H}{1 + \frac{H}{L}} \right) = UCS \quad (3f)$ |

Tableau 1 – Différents modèles d'analyse de stabilité (suite)

|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>④ <i>Modèle du bloc confiné avec friction (Mitchell et al. 1982) – voir Fig. 4c</i></p> $FS = \frac{\frac{cLB}{\cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} + W_{cf} \cdot \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \tan \phi}{W_{cf} \cdot \sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (4a)$ $W_{cf} = \gamma LB \left( H - \frac{B}{2} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \right) - 2F_f \quad (4b)$                                                                                                                                                                                            | <p>avec :</p> $F_f = c \left( H - \frac{B}{2} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \right) \quad (4c)$ <p>ou bien (Yu 1992) avec <math>c = 0</math>:</p> $F_f = K \tan \phi L^2 \gamma \left[ \frac{H - \frac{B}{2} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)}{L} - 1 + \exp\left(\frac{H - \frac{B}{2} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)}{L}\right) \right] \quad (4d)$ |
| <p>⑤ <i>Modèle avec effet d'arche (Terzaghi 1943; Askew et al. 1978) – voir Fig. 4c</i></p> $\sigma_v = \frac{L}{2k_r \tan \phi} \left( \gamma - \frac{2c}{L} \right) \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2k_r H \tan \phi}{L}\right) \right] \quad (5a)$ $k_r = \left( 1 + 2 \tan^2 \phi \right)^{-1} \quad (5b)$ $UCS = 1.25 * \sigma_v * FS (= 1.3) \quad (5c)$                                                                                                                                                                                                                                                                                    | <p>⑥ <i>Modèle du chargement uniaxial (autoportance)</i></p> <p>► cas de plus d'une face exposée (Smith et al. 1983; Yu 1992)</p> $FS = \frac{UCS}{\gamma H} = \frac{2c}{\gamma H} \quad \text{avec } \phi = 0 \quad (6a)$ <p>► cas des murs déformés avant le remblayage et d'une face exposée (Donavan 1999)</p> $FS = \frac{UCS}{\alpha \gamma H} \quad (0.25 \leq \alpha \leq 0.5) \quad (6b)$      |
| <p>⑦ <i>Modèle avec effet d'arche (Terzaghi 1943; Mitchell et al. 1982) – Fig. 4c</i></p> $FS = \frac{UCS}{\frac{(\gamma L - 2c)}{L} \left[ H - \frac{B}{2} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \right] \sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (7)$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               | <p>⑧ <i>Modèle dynamique <math>\tau_d</math> (Yu 1989)</i></p> $\tau_d = \gamma * v_s * (PPV) \quad (8)$ <p><math>\tau_d \geq 100</math> kPa pour éviter la liquéfaction.</p>                                                                                                                                                                                                                           |
| <p><math>c</math> = cohésion interne du RCP (kPa); <math>\phi</math> = angle de frottement interne du RCP (<math>^\circ</math>); <math>UCS</math> = résistance en compression simple (kPa); <math>B</math> = profondeur du chantier (m); <math>L</math> = largeur ou portée du chantier (m); <math>k_r</math> = coefficient de poussée des terres; <math>\gamma</math> = poids volumique total du RCP (kN/m<sup>3</sup>); <math>\sigma_v</math> = pression/contrainte verticale (kPa); <math>PPV</math> = peak-particle-velocity (vitesse critique de la particule) en m/s; <math>v_s</math> = vitesse de l'onde en cisaillement S (m/s).</p> |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         |

### 2.2.3 Analyse des contraintes dans les remblais mis en place

La rentabilité d'une mine souterraine est tributaire de l'efficacité de la méthode de minage employée. Par exemple, dans le cas du sautage séquentiel ou en vrac, il est nécessaire d'exposer des faces de chantiers déjà remblayés et, parfois, de retirer une barricade de stérile. Parfois, il est judicieux d'effectuer un remblayage du chantier en continu, mais dans la pratique, les chantiers sont remblayés en deux temps : d'abord, le remblai-bouchon (proportion en ciment plus élevée, i.e.  $\geq 7$  wt% et temps de cure minimal de 3 jours) et, ensuite, le remblai résiduel (proportion en ciment plus faible, i.e. entre 2,5 et  $\geq 6$  wt% et temps de cure minimal de 28 jours). Afin de mieux planifier les séquences de sautage, il est important de comprendre la distribution des contraintes dans le chantier remblayé. Dans cette optique, plusieurs modèles 2D et 3D, analytiques et prédictifs, s'appuyant sur la théorie des arches (Janssen 1895; Marston 1930; Terzaghi 1943), ont été proposés dans la littérature. Selon cette théorie, il se développerait, sur une certaine hauteur d'un chantier remblayé, une contrainte verticale ( $\sigma_v$ ) qui serait inférieure à la pression résultant du poids des terres ( $\gamma H$ ), ceci étant attribuable au transfert de contrainte sur les parois (effet d'arche) qui développe une contrainte horizontale ( $\sigma_h$ ). L'ampleur de cet effet d'arche dépend des dimensions du chantier ainsi que de la nature de la surface de la paroi rocheuse en contact avec le remblai (surface rugueuse ou lisse). Ces modèles, ainsi que leurs auteurs, sont présentés dans les **tableaux 2** et **3**.

Tableau 2 – Modèles 2D d'analyse des contraintes dans un chantier remblayé

| Formulation du modèle 2D                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | Auteur(s)       |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------|
| <p>Modèles <b>sans</b> cohésion de <math>\sigma_v</math> et <math>\sigma_h</math> (cf. Fig. 4c)</p> $\sigma_v = \frac{\gamma L}{2K_a \tan \delta} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2K_a h \tan \delta}{L}\right) \right] \quad (9a)$ $\sigma_h = \frac{\gamma L}{2 \tan \delta} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2K_a h \tan \delta}{L}\right) \right] \quad (9b)$ $K_a = \sigma_h / \sigma_v = \tan^2(45^\circ - \phi/2) \quad (9c)$ $\frac{\phi}{3} \leq \delta \leq \frac{2\phi}{3} \quad (9d)$ | Marston (1930)  |
| <p>Modèles <b>avec</b> cohésion de <math>\sigma_v</math> et <math>\sigma_h</math> (cf. Fig. 4c)</p> $\sigma_v = \frac{(\gamma L - 2c)}{2k_r \tan \phi} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2k_r h \tan \phi}{L}\right) \right] \quad (10a)$ $\sigma_h = \frac{(\gamma L - 2c)}{2 \tan \phi} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2k_r h \tan \phi}{L}\right) \right] \quad (10b)$ $k_r = \sigma_h / \sigma_v = 1 / (1 + 2 \tan^2 \phi) \quad (10c)$                                                       | Terzaghi (1943) |
| <p>Modèles <b>sans</b> cohésion de <math>\sigma_v</math> et <math>\sigma_h</math> (cf. Fig. 4c)</p> $\sigma_v = \frac{\gamma L}{2k_r \tan \phi} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2k_r h \tan \phi}{L}\right) \right] \quad (11a)$ $\sigma_h = \frac{\gamma L}{2 \tan \phi} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2k_r h \tan \phi}{L}\right) \right] \quad (11b)$ $k_r = 1 / (1 + 2 \tan^2 \phi)$                                                                                                       | Terzaghi (1943) |

Tableau 3 – Modèles 3D d'analyse des contraintes dans un chantier remblayé

| Formulation du modèle 3D                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          | Auteur(s)                                                                   |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------|
| <p>Modèles <b>sans</b> cohésion de <math>\sigma_v</math> et <math>\sigma_h</math> (cf. Fig. 4c)</p> $\sigma_v = \frac{\gamma L}{2k_r \tan \delta} \left( \frac{B}{L+B} \right) \left[ 1 - \exp \left( -2k_r \frac{2h \tan \delta (L+B)}{LB} \right) \right] \quad (12a)$ $\sigma_h = \frac{\gamma L}{2 \tan \delta} \left( \frac{B}{L+B} \right) \left[ 1 - \exp \left( -2k_r \frac{2h \tan \delta (L+B)}{LB} \right) \right] \quad (12b)$ $\frac{\phi}{3} \leq \delta \leq \frac{2\phi}{3}; k_r = 1/(1 + 2 \tan^2 \phi)$         | Van Horn (1963)                                                             |
| <p>Modèles <b>avec</b> cohésion de <math>\sigma_v</math> et <math>\sigma_h</math> (cf. Fig. 4c)</p> $\sigma_v = \frac{\gamma \left( \frac{BL}{L+B} \right) - 2c}{2k_r \tan \delta} \left[ 1 - \exp \left( -2k_r \frac{2h \tan \delta (L+B)}{LB} \right) \right] \quad (13a)$ $\sigma_h = \frac{\gamma \left( \frac{BL}{L+B} \right) - 2c}{2 \tan \delta} \left[ 1 - \exp \left( -2k_r \frac{2h \tan \delta (L+B)}{LB} \right) \right] \quad (13b)$ $\frac{\phi}{3} \leq \delta \leq \frac{2\phi}{3}; k_r = 1/(1 + 2 \tan^2 \phi)$ | Van Horn (1963)                                                             |
| <p>Modèles <b>sans</b> cohésion de <math>\sigma_v</math> et <math>\sigma_h</math> (cf. Fig. 4c)</p> $\sigma_v = \frac{\gamma L}{2K_0 \tan \delta} \left( \frac{B}{L+B} \right) \left[ 1 - \exp \left( -\frac{2K_0 h \tan \delta (L+B)}{LB} \right) \right] \quad (14a)$ $\sigma_h = \frac{\gamma L}{2 \tan \delta} \left( \frac{B}{L+B} \right) \left[ 1 - \exp \left( -\frac{2K_0 h \tan \delta (L+B)}{LB} \right) \right] \quad (14b)$ $K_0 = 1 - \sin \phi \quad (14c)$ $\tan \delta = \mu; \quad \delta = 2\phi/3$            | Pirapikaran et Sivakugan (2007)                                             |
| <p>Modèles <b>avec</b> cohésion de <math>\sigma_v</math> et <math>\sigma_h</math> (cf. Fig. 4c)</p> $\sigma_v = \frac{\gamma L - 2c}{2K_0 \tan \delta} \left( \frac{B}{L+B} \right) \left[ 1 - \exp \left( -\frac{2K_0 h \tan \delta (L+B)}{LB} \right) \right] \quad (15a)$ $\sigma_h = \frac{\gamma L - 2c}{2 \tan \delta} \left( \frac{B}{L+B} \right) \left[ 1 - \exp \left( -\frac{2K_0 h \tan \delta (L+B)}{LB} \right) \right] \quad (15b)$ $\tan \delta = \mu; \quad \delta = 2\phi/3; K_0 \text{ (Eq. 14c)}$             | Sivakugan (2008) :<br><b>mais la formulation de ce modèle est erronée !</b> |

Dans les tableaux 2 et 3 :  $\mu$  = coefficient de frottement remblai-roche (-);  $\phi$  = angle de frottement interne ( $^\circ$ ) du RCP;  $\delta$  = angle de frottement remblai-roche ( $^\circ$ );  $H$  = hauteur du chantier (m);  $B$  = profondeur du chantier (m);  $L$  = largeur du chantier (m);  $k_r$ ,  $K_0$ ,  $K_a$  = coefficient de poussée des terres (a = actif);  $\gamma$  = poids volumique total du RCP (kN/m<sup>3</sup>);  $P_v$  = pression/contrainte verticale (kPa); PPV = peak-particle-velocity (vitesse critique de la particule) en m/s;  $v_p$  = vitesse de l'onde en compression P (m/s).

Dans les **tableaux 2 et 3**, tous les modèles 2D et 3D sans cohésion ( $c = 0$ ;  $\phi \neq 0^\circ$ ;  $\delta \neq 0^\circ$ ) répertoriés pourraient s'appliquer au cas des remblais hydrauliques pour lesquels la cohésion est quasi-nulle à très court terme (matériau quasi pulvérulent). Par contre, tous les modèles avec cohésion ( $c \neq 0$ ;  $\phi \neq 0^\circ$ ;  $\delta \neq 0^\circ$ ) s'appliquent au remblai cimenté en pâte.

## 2.2.4 Critères de rupture

Un critère de rupture décrit en termes de contraintes (totales ou effectives) l'état critique ou limite d'un matériau quelconque tel que le RCP soumis à des sollicitations. Il existe des critères linéaires et non linéaires définis pour des matériaux fragiles, ductiles, semi-fragiles (ex. : les remblais), fracturés, etc. Les différents critères de ruptures pouvant être utilisés pour les RCP sont : le critère linéaire de Mohr-Coulomb ainsi que les critères non linéaires de [Hoek et Brown \(1997\)](#) et  $MSDP_u$  ([Aubertin et al. 2000](#)). Lorsqu'un matériau grossier saturé est sollicité, son eau interstitielle va drainer rapidement et il n'y aura pas de surpression interstitielle. Dans ce cas, on peut utiliser le critère de Mohr-Coulomb ou de Hoek et Brown en contraintes effectives ( $\sigma' = \sigma - u$ , où  $u$  = pression de l'eau des pores). Lorsqu'un matériau fin saturé est sollicité, son eau ne drainera pas facilement et il y aura développement d'une surpression interstitielle à court terme (utilisation du critère  $MSDP_u$ ). Lorsque la surpression va se dissiper à long terme, la contrainte effective aura augmentée (Mohr-Coulomb ou Hoek et Brown).

### 2.2.4.1 Critère de rupture de Mohr-Coulomb

C'est pratiquement le critère le plus utilisé en géotechnique, et il pourrait très aisément être utilisé pour caractériser le comportement à la rupture des remblais cimentés en pâte.

|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |                                                                                                                                                                     |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>► <i>Mohr-Coulomb dans le plan</i> (<math>\tau, \sigma_n</math>)</p> $\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (16)$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  | <p>► <i>Mohr-Coulomb dans le plan</i> (<math>\sigma_1, \sigma_3</math>)</p> $\sigma_1 - \sigma_3 = 2c \cdot \cos \phi + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi \quad (17)$ |
| <p>Avec : <math>\tau</math> = résistance au cisaillement (contrainte de cisaillement à la rupture), <math>c</math> = cohésion du RCP (et équivaut à la cohésion apparente pour un remblai non cimenté), <math>\sigma_n</math> = contrainte normale au plan de rupture, <math>\phi</math> = angle de frottement interne (<math>\tau</math> et <math>\sigma_n</math> sont valables pour un plan de rupture donné, incliné d'un angle <math>\theta</math> avec l'horizontal), <math>\sigma_1</math> = contrainte principale majeure, <math>\sigma_3</math> = contrainte principale mineure, UCS = résistance en compression simple</p> |                                                                                                                                                                     |

### 2.2.4.2 Critère de rupture de Hoek et Brown

Il s'agit d'un critère semi-empirique permettant de décrire les conditions de rupture d'une roche intacte ou d'un massif rocheux fracturé. Le critère a été initialement proposé par [Hoek et Brown \(1980\)](#), mais une version généralisée et mise à jour a été proposée par [Hoek et Brown \(1997\)](#). Nous estimons que ce critère modifié pourrait décrire la rupture du matériau remblai cimenté en pâte en connaissant les trois principaux paramètres d'entrée : la résistance en compression simple du remblai intact  $\sigma_{co}$  (ou  $\sigma_{ci}$ ), la constante  $m_0$  (ou  $m_i$ ), et l'indice géologique de résistance  $GSI$  (qui vaudrait 100 dans le cas des remblais cimentés en pâte).

|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                   |                                                                                                                                                                                            |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>► <i>Hoek-Brown dans le plan</i> (<math>\sigma_1, \sigma_3</math>) :</p> <p>- <math>\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{c0} \left( m_0 \frac{\sigma_3}{\sigma_{c0}} + 1 \right)^{0.5}</math> (18)</p>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                | <p>- <math>0 &lt; \sigma_3 &lt; \frac{\sigma_{c0}}{2}</math></p> <p>- <math>4 \leq m_0 = m_i \leq 7</math></p> <p>- <math>m_0 = 4</math> (l'argilite), <math>m_0 = 7</math> (la craie)</p> |
| <p>Avec : <math>\sigma_1</math> = contrainte principale majeure, <math>\sigma_3</math> = contrainte principale mineure, <math>\sigma_{c0}</math> = résistance en compression simple, <math>m_0</math> = constante, <math>\tau</math> = résistance au cisaillement, <math>A</math> et <math>B</math> = constantes d'ajustement, <math>\sigma_n</math> = contrainte normale au plan de rupture, <math>\sigma_{t0}</math> = résistance à la traction simple, <math>\phi_i</math> = angle de frottement interne instantané, <math>c_i</math> = cohésion instantanée, <math>\sigma_{ni}</math> = contrainte normale au plan de rupture pour le point <math>i</math>, <math>GSI</math> = geological strength index.</p> |                                                                                                                                                                                            |

### 2.2.4.3 Critère multiaxial d'écoulement et de rupture MSDP<sub>u</sub>

Il s'agit d'un critère de rupture multiaxial pour matériaux semi-fragiles développé par [Aubertin et al. \(2000\)](#). Ce critère de rupture multiaxial MSDP<sub>u</sub> permet de prendre en compte le facteur d'échelle et l'état d'endommagement du matériau, et il est exprimé en termes d'invariants de tenseur de contrainte ( $I_1$  et  $J_2$ ). L'avantage de ce critère est qu'il peut s'appliquer à la fois à la roche intacte, au massif rocheux fracturé et au remblai en pâte.

Les principaux paramètres de ce critère de rupture multiaxial ( $\alpha$ ,  $b$ ,  $a_1$  et  $a_2$ ) sont définis à partir de la résistance en compression uniaxiale ( $\sigma_c$  ou UCS), de la résistance à la traction ( $\sigma_t$ ), de l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) et du seuil d'effondrement du réseau poreux ( $I_c$ ) du remblai cimenté en pâte. Ce critère est défini comme suit :

|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              |                                                                                                                             |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>- <math>f_{MSDP_u} = \sqrt{J_2} - F_0 \cdot F_\pi = 0</math> (19a)</p>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    | <p>- <math>\langle x \rangle = (x +  x )/2</math>; <math>\alpha = \frac{2\sin\phi}{\sqrt{3}(3 - \sin\phi)}</math> (19c)</p> |
| <p>- <math>F_0 = \sqrt{\alpha^2 (I_1^2 - 2\tilde{a}_1 I_1) + \tilde{a}_2^2 - a_3' \langle I_1 - I_c \rangle^2}</math> (19b)</p>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              | <p>- <math>F_\pi = \frac{b}{\sqrt{b^2 + (1-b^2)\sin^2(45^\circ - 1.5\theta)}}</math> (19d)</p>                              |
| <p>Avec : <math>F_0</math> décrit la forme et la position de la surface de rupture dans le plan (<math>\sqrt{J_2} - I_1</math>) (<math>I_1</math> est le premier invariant du tenseur de contrainte; <math>J_2</math> est le second invariant du tenseur du déviateur de contrainte, <math>\sigma_1 - \sigma_3</math>); <math>F_\pi</math> décrit la même surface que <math>F_0</math> mais dans le plan octaédrique (plan <math>\pi</math>); <math>\Gamma</math> = paramètre de continuité de la matière et quantifie l'endommagement du remblai (équivalent à une variable d'endommagement isotrope <math>D=1-\Gamma</math>); <math>I_c</math> est associé au début de l'effondrement du réseau poreux; <math>I_{1n}</math> définit la valeur du cap; <math>b</math> = paramètre de forme (<math>0,75 \leq b \leq 1</math>); <math>30^\circ \leq \theta \leq 30^\circ</math>; <math>\sigma_{c,t}</math> = résistance en compression (c) et en traction (t); <math>k_1, k_2</math> = constante d'ajustement; <math>n</math> = porosité; <math>n^*</math>=porosité critique (<math>\sigma_{c,t}=0</math>); <math>\sigma_{c0,t0}</math> = résistance en compression (<math>C_0</math>) ou en traction (<math>t_0</math>) à <math>n=0</math>; <math>\langle x \rangle = (x +  x )/2</math></p> |                                                                                                                             |

### 2.2.5 Mise en place sous terre

Une fois que l'affaissement désiré est atteint, le remblai cimenté en pâte est transporté sous terre à travers un réseau de pipelines conçu pour être mis en place dans le chantier ouvert souhaité. Dès lors, les réactions d'hydratation/précipitation prennent place pour aboutir au durcissement du RCP. Nonobstant cela, l'intégrité mécanique et structurale du RCP peut être menacée par

plusieurs facteurs pouvant influencer directement le développement de la résistance mécanique ainsi que la stabilité structurale du chantier remblayé. Parmi ces facteurs, on peut dénombrer, entre autres, le degré de saturation ou la teneur en eau, la consolidation (gravitaire ou avec surcharge) attribuable au drainage de l'excédent d'eau du RCP et du tassement résultant (Belem *et al.* 2002, 2006, 2007; Yilmaz *et al.* 2008), le champ de pression dans le remblai et sur la barricade (Harvey 2004; Belem *et al.* 2004), la température et l'humidité relative. Le drainage et le tassement auront pour effet de favoriser l'acquisition d'une meilleure résistance mécanique du RCP (Belem *et al.* 2002; Belem et Benzaazoua, 2008a).

Les pressions au bas du chantier et sur la barricade auront par contre un effet néfaste sur la stabilité du chantier remblayé lorsqu'elles sont trop élevées. Quant à l'effet de la température (de cure ou de surchauffe) sur le RCP, de récents travaux ont montré qu'elle avait un effet bénéfique sur la vitesse d'acquisition de la résistance (cure sous  $T \leq 100^{\circ}\text{C}$ ), mais un effet délétère lorsque le RCP subissait une surchauffe au-delà de  $200^{\circ}\text{C}$  (Samb 2006). D'autres travaux récents ont montré que la résistance en compression uniaxiale (UCS) de carottes d'un RCP *in situ* pouvait être de deux à six fois supérieure à celle des éprouvettes du même RCP coulé dans des moules en plastique (le Roux *et al.* 2002; Cayouette 2003; Revell 2004). En effet, les résultats d'une étude ont montré l'amélioration de la résistance mécanique du RCP curé sous une surcharge et proportionnellement à la charge appliquée (Belem *et al.* 2002, 2006 ; le Roux *et al.* 2005 ; Helinski *et al.* 2006).

### **2.2.6 Interactions à l'interface remblai-roche**

Les paramètres importants influant sur les contraintes développées dans un chantier remblayé ainsi que sur les interactions à l'interface remblai-roche sont la dimension des chantiers, la convergence des murs sur le remblai et le frottement/cisaillement mobilisé à l'interface remblai-roche. Concernant la dimension, plus le chantier est petit et plus la masse de remblai en pâte sera stable à cause de l'effet du confinement exercé par les murs (Mitchell *et al.* 1982). En ce qui concerne les interactions à l'interface remblai-roche, suivant la nature du contact entre ces deux différents matériaux (lisse ou rugueux), il pourrait se développer une rupture de cisaillement à l'interface qui pourrait menacer l'intégrité du chantier remblayé.

Les contraintes peuvent être mesurées en instrumentant les chantiers à remblayer à l'aide de cellules de pression totale, afin d'analyser l'évolution des contraintes au sein du remblai et à l'interface remblai-roche. Quelques travaux ont déjà été effectués dans ce sens par différents auteurs (Hassani *et al.* 1997; Hassani 1999; Harvey 2004; Belem *et al.* 2004). Toutefois, à cause de la cohésion interne du remblai ainsi que de celle de l'interface remblai-roche, il est peu probable qu'une rupture de cisaillement se produise à l'interface sans qu'il y ait effondrement de toute la masse.

## 2.3 Objectifs de recherche

### 2.3.1 Objectif général

L'objectif général de ce projet de recherche #099-293 est d'intégrer à la fois le comportement mécanique du remblai cimenté en pâte lui-même ainsi que ses interactions à son interface avec la paroi rocheuse encaissante dans une méthodologie d'analyse de la stabilité des chantiers miniers remblayés.

### 2.3.2 Objectifs spécifiques

Afin d'atteindre l'objectif général énoncé, différents objectifs spécifiques doivent d'abord être atteints (voir **Figure 3**) :

- Comprendre les mécanismes régissant le durcissement (acquisition de la résistance mécanique) du remblai cimenté en pâte au cours du temps de cure;
- Proposer des relations empiriques de prédiction des principales propriétés physiques et mécaniques des remblais cimentés en pâte;
- Étudier expérimentalement l'impact du tassement par consolidation sur les propriétés mécaniques du remblai cimenté en pâte;
- Développer une méthodologie de conception préliminaire théorique des recettes de mélange de remblai cimenté en pâte;
- Déterminer un critère de rupture adapté au comportement semi-fragile du remblai cimenté en pâte;
- Développer et/ou adapter des modèles analytiques et/ou semi-analytiques permettant d'étudier le champ de contraintes dans un chantier remblayé ainsi qu'à son interface avec la roche encaissante;
- Vérifier expérimentalement la distribution des contraintes dans un chantier remblayé, y compris aux interfaces remblai-roche;
- Effectuer des simulations numériques à l'aide de codes de calculs commerciaux afin de valider les modèles analytiques;
- Proposer une méthode intégrée d'aide au design et à l'analyse de la stabilité d'ensemble d'un chantier remblayé en intégrant toutes les connaissances générées.

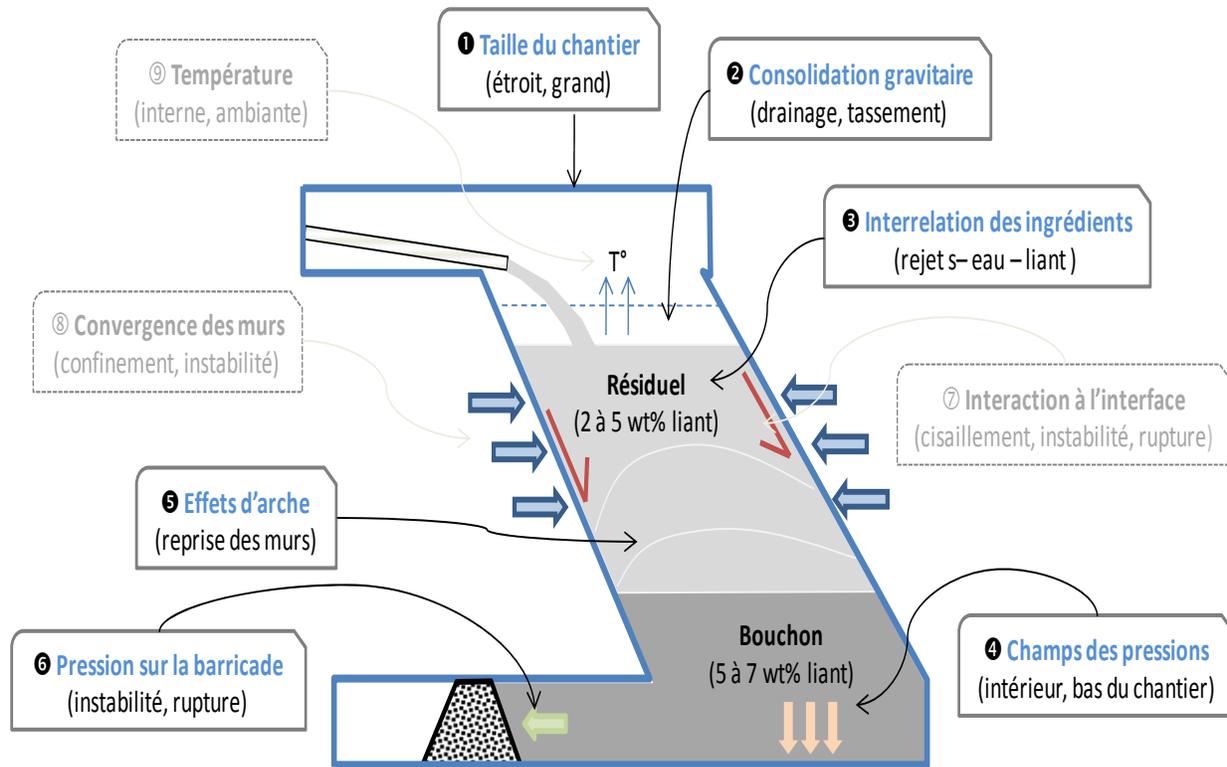


Figure 3 – Schéma montrant les aspects qui seront traités dans ce rapport



### 3. MÉTHODE

La méthodologie utilisée dans cette étude fait appel à des études expérimentales en laboratoire et *in situ*, au développement de modèles empiriques de prédiction, au développement de modèles analytiques, à des simulations numériques ainsi qu'au développement de la méthode intégrée (cf. **Figure 4**).

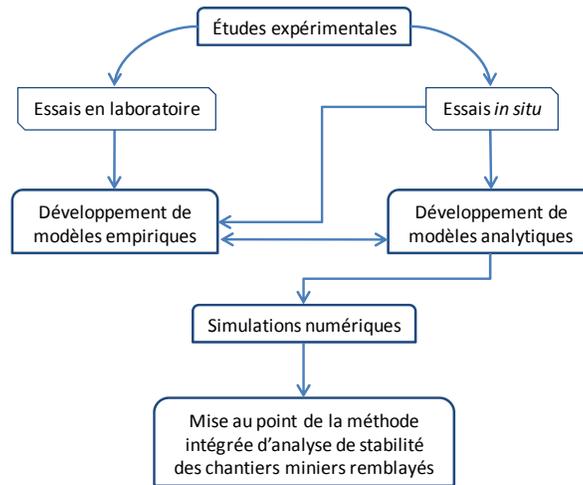


Figure 4 – Schématisation de la méthodologie

#### 3.1 Études expérimentales

##### 3.1.1 Essais en laboratoire

Des essais de compression (uniaxiale et triaxiale), de traction indirecte (essais brésiliens) et de consolidation des remblais cimentés en pâte seront effectués en laboratoire. Les essais de compression uniaxiale permettront de déterminer les résistances ultimes (UCS) des RCP, tandis que les essais de compression triaxiale permettront de collecter les paramètres intrinsèques des RCP (cohésion,  $c$  et angle de frottement interne,  $\phi$ ). Les essais de traction donneront la résistance à la traction ( $\sigma_t$ ), tandis que les essais de consolidation permettront de déterminer les différents paramètres de compressibilité des RCP ( $C_c$ ,  $c_v$ ,  $a_v$ ). Afin de réaliser ces essais, une quantité suffisante de résidus miniers provenant de deux mines différentes de l'Abitibi (la mine d'or DYN et la mine polymétallique LRD) a été échantillonnée et transportée au laboratoire pour servir dans la fabrication des éprouvettes de remblai cimentés en pâte. Différents types d'agent liant ont été utilisés, à savoir le ciment Portland Type 10 (T10) seul et sa combinaison avec soit les scories ou *slag* ou laitier des hauts fourneaux dans un rapport 30/70 (T10–*slag*@30:70) et 20/80 (T10–*slag*@20:80), ou avec les cendres volantes ou *fly ash* dans un rapport 60/40 (T10–FA@60:40). Les proportions d'agent liant ( $B_w\%$ ) utilisées varient entre 3 et 7 wt (de la masse de rejets secs). Les temps de cure varient entre 0 et 120 jours. L'eau utilisée pour les mélanges de remblai cimenté en pâte était l'eau fraîche du robinet. Pour tous les mélanges, l'affaissement (*slump*) du remblai en pâte a été maintenu à environ 7 po (178 mm), correspondant à un pourcentage solide  $C_w$  de 70 % pour le remblai DYN et 77 % pour le remblai LRD. Un total de près de 470 éprouvettes de RCP a été fabriqué pour les différents essais de laboratoire.

### 3.1.2 Essais *in situ*

Ces essais *in situ* concernent les mesures des variations des contraintes totales à différents emplacements dans le chantier remblayé. Des cellules de pression sont installées à ces emplacements qui sont le bas du chantier, l'interface entre le bouchon et le remblai résiduel, l'interface entre le remblai et une des épontes du remblai, et au niveau de la barricade. Deux chantiers de taille différente d'une mine québécoise (DYN) ont été instrumentés. Les résultats de ces mesures *in situ* permettront d'analyser l'évolution des contraintes dans le remblai, à son interface avec la roche ainsi que de la pression sur les barricades. Dans le cadre de ce projet, deux chantiers de tailles différentes à la mine d'or DYN, un petit ( $L = 23$  m,  $B = 3,5$  m,  $H = 22$  m) et un grand ( $L = 21$  m,  $B = 10,5$  m,  $H = 29$  m), ont été instrumentés avec des capteurs de pressions totales (cellules TPC) placés à différents endroits prédéfinis (3 cellules au bas du chantier ou bouchon, 3 cellules à l'interface bouchon-résiduel, 1 cellule au mur de l'éponte inférieure = interface remblai, 1 cellule au niveau de la barricade), pour un total de 8 cellules de pression TPC par chantier. D'autres essais ont été effectués dans des colonnes de 3 m de haut à la mine LVT et LRD, afin de comprendre la contribution de la consolidation gravitaire sur l'acquisition de la résistance mécanique.

## 3.2 Développement et adaptation de modèles

Les résultats de ces études expérimentales fourniront les nombreuses données nécessaires au développement ou à l'adaptation de modèles empiriques, semi-empiriques ou analytiques permettant de décrire le comportement mécanique des remblais (état normal ou à la rupture). En effet, les données issues des mesures *in situ* seront combinées à celles provenant des tests de laboratoire afin, d'une part, d'élargir la base de données expérimentales et, d'autre part, de décrire d'une manière exhaustive le comportement (évolution des contraintes dans le remblai, évolution de la pression sur les barricades, consolidation de la masse de remblai) et la stabilité des chantiers remblayés.

## 3.3 Simulations numériques

Les résultats des études expérimentales de laboratoire et *in situ* serviront de base de données et d'entrée pour les modélisations numériques du comportement des chantiers miniers remblayés. La modélisation numérique se fera principalement avec le code de calcul FLAC 2D (*Fast Lagrangian Analysis of Continuum*). Il s'agira, dans cette modélisation, d'étudier et de simuler, pour différentes configurations de chantiers remblayés, le comportement mécanique des remblais, l'influence des effets d'arche et de l'interaction remblai/massif rocheux sur la stabilité des remblais ainsi que la stabilité d'ensemble du chantier minier remblayé.

## 3.4 Méthode intégrée d'analyse de stabilité

Il s'agira de comparer, d'analyser et d'intégrer les principaux résultats et conclusions des modélisations numériques ainsi que des mesures en laboratoire et *in situ*. En intégrant l'ensemble des aspects du comportement d'un chantier remblayé, une méthode adéquate d'analyse globale de la stabilité des chantiers remblayés sera mise en œuvre. Par la suite, il sera plus facile de simuler la stabilité d'un chantier remblayé de n'importe quelle mine, permettant ainsi une meilleure planification des séquences de remblayage.

## 4. RÉSULTATS

### 4.1 Développement de modèles analytiques

Dans le cadre de ce projet, plusieurs modèles analytiques ont été développés pour les matériaux granulaires et cohésifs comme les remblais cimentés en pâte. Il s'agit de modèles d'arche (2D et 3D) et d'un modèle constitutif pour matériaux à comportement élastoplastique comme le RCP.

#### 4.1.1 Modèles 2D d'arche développés

Le **tableau 4** présente trois modèles analytiques 2D d'arche développés afin d'évaluer les contraintes dans les chantiers miniers remblayés.

Tableau 4 – Modèles 2D d'analyse des contraintes dans un chantier remblayé proposés

| Formulation des modèles 2D                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  | Auteur(s)                     |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------|
| <p>Modèles <b>sans</b> cohésion de <math>\sigma_v</math> et <math>\sigma_h</math> (cf. Fig. 4c)</p> $\sigma_v = \frac{\gamma L}{2k_i \tan \phi} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2k_i h \tan \phi}{L}\right) \right] \quad (20a)$ $\sigma_h = \frac{\gamma L}{2 \tan \phi} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2k_i h \tan \phi}{L}\right) \right] \quad (20b)$ <p><math>k_i = K_0</math>, et <math>K_a, K_p</math> de Rankine (1857)</p> $K_0 = 1 - \sin \phi; K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2); K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2) \quad (20c)$                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            | Aubertin <i>et al.</i> (2003) |
| <p>Modèles <b>avec</b> cohésion de <math>\sigma_v</math> et <math>\sigma_h</math> (cf. Fig. 4c)</p> $\sigma_v = \frac{\gamma L - 2c(1 + 2 \tan \alpha_i \tan \delta)}{2k_i \tan \delta} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2k_i h \tan \delta}{L}\right) \right] \quad (21a)$ $\sigma_h = \frac{\gamma L - 2c(1 + 2 \tan \alpha_i \tan \delta)}{2 \tan \delta} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2k_i h \tan \delta}{L}\right) \right] \quad (21b)$ <p><math>\alpha_i = 0^\circ, (\phi/2 - 45^\circ), (\phi/2 + 45^\circ); \phi/3 \leq \delta \leq 2\phi/3; B \gg L</math></p> <p><math>k_i = K_0</math>, et <math>K_a, K_p</math> de Rankine (1857), voir Eqs. (20c,d,e)</p> <p>Si <math>k_i = K_a, \alpha_i = (\phi/2 - 45^\circ) \quad (21c)</math></p> <p>Si <math>k_i = K_p, \alpha_i = (\phi/2 + 45^\circ) \quad (21d)</math></p> <p>Si <math>k_i = K_0, \alpha_i = 0^\circ \quad (21e)</math></p> | Li <i>et al.</i> (2005)       |

|                                                                                                                         |       |                       |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------|-----------------------|
| <i>Modèles <b>sans</b> cohésion de <math>\sigma_v</math> et <math>\sigma_h</math> pour chantiers sub-verticaux</i>      |       |                       |
| $\sigma_v = \frac{\gamma L}{2k_i \tan \delta} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2k_i h \tan \delta}{L(1-D_f)}\right) \right]$ | (22a) |                       |
| $\sigma_h = \frac{\gamma L}{2 \tan \delta} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2k_i h \tan \delta}{L(1-D_f)}\right) \right]$    | (22b) | Li et Aubertin (2007) |
| $D_f = \frac{2^{(1-\frac{1}{L})} \tan^{-0.1}(50^\circ + \phi)}{32}$                                                     | (22c) |                       |
| $\frac{\phi}{3} \leq \delta \leq \frac{2\phi}{3}; k_i = K_a, K_0, K_p$ (Eqs. 20c,d,e)                                   |       |                       |

Ces modèles ont été formulés soit sans cohésion (Aubertin *et al.* 2003; Li *et al.* 2007), soit avec cohésion (Li *et al.* 2005). Il faut souligner que ces modèles sont complémentaires aux modèles 2D d'arche déjà proposés par Marston (1930) et Terzaghi (1943) présentés dans le **tableau 2**. En effet, le modèle sans cohésion (Eq. 20) proposé par Aubertin *et al.* (2003) utilise l'angle de frottement interne du remblai ( $\phi$ ) et plusieurs coefficients de poussée des terres ( $k_i = K_a, K_0, K_p$ ) en lieu et place de l'angle de frottement à l'interface remblai-paroi ( $\delta$ ) et du coefficient de poussée active ( $K_a$ ) utilisés dans le modèle de Marston (1930). De plus, le modèle sans cohésion proposé par Li *et al.* (2007) permet d'évaluer également la répartition latérale des contraintes développées (Eq. 22).

### 4.1.2 Modèles 3D d'arche développés

Même si les modèles 2D peuvent être satisfaisants pour une première analyse des contraintes dans des chantiers remblayés, il n'en demeure pas moins qu'un modèle 3D rend mieux compte de l'état de contrainte. Pour ce faire, *Li et al. (2005)* ont proposé un modèle général 3D d'arche avec cohésion pour l'analyse des contraintes dans les chantiers remblayés verticaux (Eq. 23). Ce modèle 3D est présenté dans le **tableau 5**.

Tableau 5 – Modèles 3D d'analyse des contraintes dans un chantier remblayé proposés

| Modèles analytiques 3D d'arche                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     | Auteur(s)                      |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------|
| <p><i>Modèles généraux avec cohésion de <math>\sigma_v</math> et <math>\sigma_h</math> (cf. Fig. 4c)</i></p> $\sigma_v = \frac{\gamma(\frac{BL}{L+B}) - 2c(1 + 2 \tan \alpha_i \tan \delta)}{2k_i \tan \delta} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2k_i h \tan \delta(L+B)}{LB}\right) \right] \quad (23a)$ $\sigma_h = \frac{\gamma(\frac{BL}{L+B}) - 2c(1 + 2 \tan \alpha_i \tan \delta)}{2 \tan \delta} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2k_i h \tan \delta(L+B)}{LB}\right) \right] \quad (23b)$ <p><math>\alpha_i = 0^\circ, (\frac{\phi}{2} - 45^\circ), (\frac{\phi}{2} + 45^\circ), \frac{\phi}{3} \leq \delta \leq \frac{2\phi}{3}; B \gg L;</math></p> <p><math>k_i = K_a, K_0, K_p</math> (Eqs. 21c,d,e);</p> <p><math>\alpha_i(k_i = K_a) = (\frac{\phi}{2} - 45^\circ), \alpha_i(k_i = K_a) = (\frac{\phi}{2} + 45^\circ) \alpha_i(k_i = K_a) = 0^\circ</math></p> | <p><i>Li et al. (2005)</i></p> |

Dans les **tableaux 4** et **5** :  $\mu$  = coefficient de frottement remblai-roche (-);  $\phi$  = angle de frottement interne ( $^\circ$ ) du RCP;  $\delta$  = angle frottement remblai-roche ( $^\circ$ );  $H$  = hauteur du chantier (m);  $B$  = profondeur du chantier (m);  $L$  = largeur du chantier (m);  $k_r, k_i, K_a, K_0, K_p$  = coefficient de poussée des terres (a = actif, 0 = au repos, p = passif);  $\gamma$ =poids volumique total du RCP ( $\text{kN/m}^3$ );  $\sigma_v$  = pression/contrainte verticale (kPa);  $\sigma_h$  = pression/contrainte horizontale (kPa);  $c$  = cohésion interne du matériau ou à l'interface remblai-roche (kPa);  $D_f$  = facteur de distribution horizontale des contraintes. Par ailleurs, *Li et Aubertin (2008)* ont développé un modèle d'analyse des contraintes dans un chantier minier remblayé prenant en compte l'effet de la nappe d'eau. Ce modèle est cependant restreint au cas d'un remblai hydraulique, ou d'un chantier déjà remblayé qui est ennoyé.

## 4.2 Synthèse des essais en laboratoire

Cette section contient seulement la synthèse des résultats de tous les essais en laboratoire. Quelques résultats expérimentaux en laboratoire sont présentés graphiquement en annexes.

### 4.2.1 Essais en compression uniaxiale : modèles de prédiction

De tous les essais déjà réalisés dans le cadre de ce projet et des précédents projets, il ressort clairement que l'ajout d'une faible proportion d'agent liant (entre 3 et 7%) aux résidus miniers confèrait une certaine résistance mécanique (UCS) au remblai ainsi obtenu. Ces remblais doivent être autoportants après l'exposition d'une des faces du chantier ouvert.

Le RCP est un matériau dont la cohésion évolue au cours du temps de cure et ses propriétés mécaniques sont influencées par la granulométrie et la morphologie des grains de résidus miniers, la chimie de l'eau de mélange et de l'agent liant et la proportion de l'agent liant. On s'aperçoit alors qu'il n'est pas aisé de prédire l'UCS des remblais cimentés en pâte.

En pratique, l'essai de compression uniaxiale est peu coûteux et UCS est facilement accessible. Mais pour les besoins d'une évaluation préliminaire d'UCS, il est utile de pouvoir disposer d'un modèle théorique de prédiction d'UCS. Nous proposons un modèle semi-empirique de prédiction d'UCS tenant compte du module hydraulique du liant ( $HM_{liant}$ ), du type de liant ( $\alpha_B$ ), de la minéralogie des rejets ( $\alpha_T$ ) et de l'agressivité de l'eau de mélange ( $\alpha_w$ ).

#### 4.2.1.1 Module hydraulique de l'agent liant

Le potentiel de réaction chimique d'un agent liant peut être quantifié à l'aide de son module hydraulique  $HM$  (Belem et Benzaazoua, 2008b):

$$HM_{liant} = \frac{\%Al_2O_3 + \%SiO_2}{\%CaO} \quad (24)$$

où  $\%Al_2O_3$  = pourcentage en oxydes d'aluminium,  $\%SiO_2$  = pourcentage en oxyde de silicium,  $\%CaO$  = pourcentage en oxyde de calcium.

Dans la plus part des cas, un agent liant est composé de ciment Portland ordinaire ou Type 10 (T10 ou TI) combiné avec du ciment Portland Type 50 (T50 ou TV), du laitier (*slag* ou scories) ou des cendres volantes (*fly ash* de classe C ou F). Ces ciments sont des substituts au Type 10.

Puisque la composition chimique de tous les agents liant est habituellement connue ou peut être déterminée, il est donc possible de calculer le module hydraulique pour différents mélanges possibles du ciment Type 10 avec des substituts (Type 50, Slag, Fly Ash C et F). Il est surtout possible de se fixer un «agent liant de référence» dont l'équivalent en réactivité chimique pourrait être déterminé à partir des mélanges de ciments.

Si  $x_{\text{substitut}}$  est la *fraction* du substitut au ciment Type 10 dans le mélange,  $y$  sera la *fraction* du ciment Type 10 ( $y = 1 - x_{\text{substitut}}$ ). Par conséquent, le module hydraulique pour la fraction d'un substitut  $x_{\text{substitut}} = 0$  correspondra au ciment Portland Type 10 ( $y = 1$ ), tandis que celui pour la fraction  $x_{\text{substitut}} = 1$  ( $y = 0$ ) correspondra soit au ciment Type 50, à la *slag*, ou à la *fly ash* de classe C ou F.

Lorsqu'on veut calculer rapidement le module hydraulique  $HM_{\text{liant}}$  d'un liant donné composé des substituts *slag*, *fly ash-C*, *fly ash-F* ou ciment Type 50, l'équation (25) pourrait être utilisée si l'on connaît la fraction du substitut ( $x_{\text{substitut}}$ ) dans le mélange avec le ciment Type 10 (Belem et Benzaazoua 2008b) :

$$HM_{\text{liant}} \approx \frac{A_1}{1 + A_2 \exp(-A_3 \cdot x_{\text{substitut}})} \quad (25)$$

avec  $A_1, A_2, A_3$  = constantes d'ajustement du modèle logistique;  $x_{\text{substitut}}$  = fraction du substitut au ciment Portland Type 10.

Si l'on dispose par contre d'une valeur de  $HM_{\text{liant}}$  pour un substitut donné, l'équation (25) permet aussi de calculer la fraction de ce substitut au ciment Portland Type 10,  $x_{\text{substitut}}$ , qui est donné par la relation suivante :

$$x_{\text{substitut}} = -\frac{1}{A_3} \text{Ln} \left( \frac{1}{A_2} \left[ \frac{A_1}{HM_{\text{liant}}} - 1 \right] \right) \quad (26)$$

Le **tableau 6** contient les valeurs des constantes  $A_1, A_2, A_3$  dans les équations (25) et (26) obtenues par lissage des courbes des  $HM_{\text{liant}}$  calculés à partir de l'équation (24). Sur la base des résultats de tous nos essais, on considère que le «*liant de référence*» serait composé de 20 % de Type 10 et 80 % de *slag* et ayant un module hydraulique  $HM_{\text{réf.}} = 0,91$  (bonne réactivité chimique dans presque tous les milieux de mélange, agressifs ou non). Aussi, il a été admis arbitrairement qu'un «*bon liant*» devrait avoir un module hydraulique équivalent  $HM_{\text{liant}} = 0,91 \pm 0,01$  (cf. Belem et Benzaazoua 2008b).

Tableau 6 – Valeur des constantes pour la prédiction de  $HM_{\text{liant}}$

| Constantes<br>( $r = 1$ ) | Slag<br>(scories, laitier) | Ciment<br>Portland Type<br>50 | Fly ash<br>classe C | Fly ash<br>classe F |
|---------------------------|----------------------------|-------------------------------|---------------------|---------------------|
| $A_1$                     | 11,9030                    | 0,1347                        | -3,4554             | -3,5422             |
| $A_2$                     | 26,5546                    | -0,6841                       | -8,8492             | -8,0258             |
| $A_3$                     | 0,9824                     | 0,0253                        | 1,3160              | 1,7585              |

#### 4.2.1.2 Prédiction de la résistance en compression uniaxiale théorique

Pour une évaluation préliminaire de la résistance UCS anticipée du remblai cimenté en pâte, sans aucune donnée de référence, l'équation (27) suivante pourrait être utilisée :

$$UCS_{[t, B_w\%]} = \frac{\rho_{s-t}}{\rho_w} \left( \frac{1}{4} + \lambda \cdot B_w\% \right) \exp \left( \alpha_B - \frac{\alpha_T}{t} - \alpha_W \cdot \ln(t) \right) \quad (27)$$

où  $\rho_{s-t}$  = masse spécifique des grains de résidus ( $\text{g}/\text{cm}^3$ );  $\rho_w$  = masse volumique de l'eau (=  $1\text{g}/\text{cm}^3$ ) [ $\rho_{s-t}/\rho_w = G_{s-t}$  = densité spécifique des grains solides];  $B_w\%$  = proportion d'agent liant (wt%);  $t$  = temps de cure (jour);  $\lambda$  = facteur d'ajustement dépendant du type de liant;  $\alpha_B$  = facteur de pondération du type de liant;  $\alpha_T$  = facteur de pondération du type de rejets miniers;  $\alpha_W$  = facteur de pondération du type d'eau de mélange (agressivité).

Le facteur de pondération  $\alpha_T$  traduit en fait l'effet de la distribution granulométrique des rejets ( $1 \leq \alpha_T \leq 50$ ). Ainsi, pour une granulométrie très fine (plus de 60 % de passant  $-20 \mu\text{m}$ ),  $\alpha_T$  tendra vers sa valeur maximale de 50, tandis qu'avec une granulométrie étalée,  $\alpha_T$  tendra vers sa plus faible valeur, qui est de 1. Le facteur de pondération  $\alpha_W$  vaut environ  $10^{-3}$  pour une eau faiblement agressive, tandis qu'il sera de l'ordre de  $10^{-1}$  pour une eau très agressive. En première approximation,  $\rho_{s-t}$ ,  $\alpha_T$  et  $k$  peuvent être calculés à l'aide des relations suivantes :

$$\rho_{s-t} = \frac{19.5674}{1 + 6.0094 \times \exp(-0.0072 \times \%S_{total})} \quad (r = 0,99) \quad (28a)$$

$$\lambda, \alpha_B \approx \frac{a_i}{1 + b_i \exp(-c_i HM_{liant})} \quad (r = 0,998) \quad (28b)$$

$$\alpha_T \approx 0.7538 * \%fines - 10.308 \quad (r = 0,999) \quad (28c)$$

où  $\%S_{total}$  = quantité de soufre total dans les résidus (wt%);  $\%fines$  = pourcentage de particules de taille inférieure à  $20 \mu\text{m}$ ;  $a_i$ ,  $b_i$ ,  $c_i$ , constantes d'ajustement :  $i=1$  pour le facteur  $\lambda$  ( $a_1$ ,  $b_1$ ,  $c_1$ ) et  $i=2$  pour le facteur  $\alpha_B$  ( $a_2$ ,  $b_2$ ,  $c_2$ ). Le **tableau 7** contient les valeurs des six constantes servant à calculer  $\lambda$  et  $\alpha_B$ .

Tableau 7 – Valeur des constantes pour la prédiction de  $\lambda$  et  $\alpha_B$

| Constantes<br>( $r = 1$ ) | Slag<br>(scories, laitier) | Ciment<br>Portland Type<br>50 | Fly ash<br>classe C | Fly ash<br>classe F |
|---------------------------|----------------------------|-------------------------------|---------------------|---------------------|
| $a_1$                     | 1,604                      | 1,635                         | 0,371               | 2,039               |
| $b_1$                     | 0,158                      | 0,234                         | -3,118              | 0,403               |
| $c_1$                     | 0,577                      | 1,056                         | 3,689               | 1,122               |
| $a_2$                     | 3,334                      | 3,296                         | 11,351              | 3,998               |
| $b_2$                     | -0,064                     | -0,091                        | 10,639              | -0,149              |
| $c_2$                     | 0,512                      | 0,861                         | 3,688               | 0,644               |

À défaut de connaître la valeur de  $HM_{\text{liant}}$  pour l'estimation des facteurs  $k$  et  $\alpha_B$ , l'équation (27) pourrait être utilisée pour la prédiction d' $UCS$  en prenant les **valeurs moyennes** suivantes pour les facteurs de pondération :  $\alpha_B = 3,33$  et  $\lambda = 1,24$  pour les liants ciments Type 10 – Type 50;  $\alpha_B = 4,41$  et  $\lambda = 1,64$  pour les liants au laitier : Type 10-slag;  $\alpha_B = 4,32$  et  $\lambda = 1,92$  pour la *slag seule*;  $\alpha_B = 3,33$  et  $\lambda = 1,43$  pour les liants ciments Type 10 – *fly ash*;  $\alpha_T = 10$  ( $1 \leq \alpha_T \leq 50$ ) et  $\alpha_w = 10^{-3}$ .

L'utilisation de ces valeurs moyennes dans l'équation (27) permet d'avoir une estimation très conservatrice de la valeur d' $UCS$  prédite (voir **annexe IV**). La prise en compte des étapes de prédiction préliminaire d' $UCS$  et de sélection de l'agent liant approprié permettra de modifier le schéma classique de l'implantation d'un système de remblayage.

## 4.2.2 Essais en compression triaxiale : modèles de prédiction

Les résultats des essais en compression triaxiale ont permis d'obtenir des données pouvant être ajustées aux trois critères de rupture précédemment énoncés (Mohr-Coulomb, Hoek-Brown, MSDP<sub>u</sub>). En effet, on obtient des coefficients de corrélation élevés avec un critère linéaire de rupture ( $r > 0,95$ ) ou un critère non-linéaire de type puissance ( $r > 0,97$ ). Cependant, le critère de Mohr-Coulomb a été privilégié, parce qu'il est beaucoup plus simple et qu'il permet aussi d'obtenir les paramètres intrinsèques des remblais cimentés en pâte (cohésion,  $c$  et angle de frottement,  $\phi$ ).

Les résultats montrent surtout que le temps de cure ( $t$ ) a un impact crucial sur l'évolution de l'enveloppe de rupture des remblais cimentés en pâte. Plutôt que d'avoir une relation pour chaque temps de cure  $t$ , il est possible de *réduire* (ou normaliser) les données par le temps de cure  $t$  et le pourcentage de liant  $B_w\%$ . De cette façon, il est possible de proposer un critère de rupture linéaire et un critère non linéaire prenant en compte le temps de cure  $t$  et la proportion d'agent liant  $B_w\%$ , d'une part, et la cohésion non drainée  $c_u$  et l'angle de frottement interne  $\phi$  en fonction de  $t$  et de  $B_w\%$ , d'autre part.

### 4.2.2.1 Prédiction de la cohésion et de l'angle de frottement non drainés

À partir de la valeur d' $UCS$  obtenue avec un remblai contenant  $B_w\%$  de liant et après un temps de cure  $t$ , il est possible de bien prédire la valeur de la cohésion non drainée  $c_u$  (noté simplement  $c$ ) par un modèle puissance obtenu par régression à partir de données de laboratoire et *in situ* incluant tous les types d'agent liant (T10-slag, T10-T50, T10-Flyash, T10) et couvrant un temps de cure 3 jours  $\leq t \leq 605$  jours et une proportion de liant  $3\% \leq B_w\% \leq 7\%$  (Belem 2006):

$$c_{[t, B_w\%]} = \lambda_0 \cdot UCS^{a_1} (t \cdot B_w\%)^{a_2} \quad (29)$$

où  $c$  = cohésion non-drainée du remblai (en kPa);  $UCS$  = résistance en compression uniaxiale du remblai (en kPa);  $t$  = temps de cure (jour);  $B_w\%$  = pourcentage de liant (wt%);  $\lambda_0$ ,  $a_1$  et  $a_2$  = constantes d'ajustement du modèle. Pour la gamme de données utilisées,  $\lambda_0 = 0,10696$ ;  $a_1 = 1,2995$ ;  $a_2 = -0,14975$  et  $r = 0,999$ .

À partir de la valeur d'UCS et de celle de  $c$  [prédite avec l'équation (29) ou obtenue autrement], il est possible de bien prédire la valeur de l'angle de frottement interne non drainé  $\phi$  obtenu avec  $B_{w\%}$  de liant et après un temps de cure  $t$ , par un modèle quadratique obtenu par régression (Belem 2006):

$$\phi(^{\circ})_{[t, B_{w\%}]} = \alpha_1 + \left[ \alpha_3 + \alpha_2 \left( \frac{2c}{UCS} \right)_{[t, B_{w\%}]} \right] \cdot \left( \frac{UCS}{2c} \right)_{[t, B_{w\%}]}^2 \quad (30)$$

avec  $\phi$  = angle de frottement interne ( $^{\circ}$ );  $c$  = cohésion non-drainée du remblai (en kPa) à  $t$  jour(s) et  $B_{w\%}$  de liant;  $UCS$  = résistance en compression uniaxiale du remblai (en kPa) à  $t$  jour(s) et  $B_{w\%}$  de liant;  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$  et  $\alpha_3$  = constantes d'ajustement du modèle quadratique. Pour la gamme de données utilisées,  $\alpha_1 = -70,6916$ ;  $\alpha_2 = 88,0475$ ;  $\alpha_3 = -17,212$  et  $r = 0,999$ .

#### 4.2.2.2 Critère de rupture de Mohr–Coulomb temporel avec effet de $B_{w\%}$

Le critère de Mohr-Coulomb peut être représenté soit dans le plan ( $\sigma_1$ – $\sigma_3$ ) ou dans le plan ( $\tau$ – $\sigma_n$ ). Avant de pouvoir effectuer la représentation dans le plan  $\tau$ – $\sigma_n$ , les équations (29) et (30) peuvent être utilisées afin de prédire les valeurs de  $c$  et  $\phi$  en fonction du temps de cure  $t$  et de la proportion de l'agent liant  $B_{w\%}$ . Le critère linéaire de Mohr-Coulomb temporel (MCT) est donné par les relations suivantes (Belem 2006):

##### ► Critère MCT dans le plan ( $\tau$ , $\sigma_n$ )

$$\tau_{[t, B_{w\%}]} = c_{[t, B_{w\%}]} + \sigma_n \tan \phi_{[t, B_{w\%}]} \quad (31)$$

$$\text{avec } \sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos \left( \frac{\pi}{2} + \phi_{[t, B_{w\%}]} \right)$$

##### ► Critère MCT dans le plan des contraintes principales ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) et ( $\sigma_1 + \sigma_3$ )

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2c_{[t, B_{w\%}]} \cdot \cos \phi_{[t, B_{w\%}]} + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi_{[t, B_{w\%}]} \quad (32)$$

Toujours dans ce même plan de représentation, il a été possible d'obtenir un modèle de régression du critère de Mohr-Coulomb temporel avec effet du pourcentage de liant. Ce modèle linéaire est donné par la relation suivante (Belem 2006) :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = a \left( \frac{t^{k_1}}{B_{w\%}} \right)^{k_0} + b(\sigma_1 + \sigma_3) \quad (33)$$

où  $\sigma_1$  = contrainte principale majeure (kPa);  $\sigma_3$  = contrainte principale mineure (kPa);  $a$ ,  $b$ ,  $k_0$ ,  $k_1$  = constantes d'ajustement. Pour la gamme de données utilisées dans cette étude,  $a = -100,93803$ ;  $b = 0,6388$ ;  $k_0 = 3/2$ ;  $k_1 = 1/2$ ;  $k_0 * k_1 = 3/4$  et  $r = 0,993$ . Ce modèle permet d'évaluer le critère de Mohr-Coulomb temporel sans avoir besoin de calculer les paramètres intrinsèques tels que la cohésion non drainée,  $c$  et l'angle de frottement,  $\phi$ .

### 4.2.2.3 Critère de rupture non-linéaire temporel avec effet de $B_{w\%}$

Tel que mentionné ci-dessus, les données expérimentales collectées peuvent également être ajustées à un critère de rupture non-linéaire temporel (NLT). Le modèle le plus simple est le modèle puissance qui peut être représenté à la fois dans le plan  $(p, q)$  de la méthode Cambridge et dans le plan  $(\sqrt{J_2}, I_1)$  des invariants. Rappelons que, dans ce cas,  $p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ ,  $q = \sigma_1 - \sigma_3$ ,  $I_1 = \sigma_1 + 2\sigma_3$ ,  $J_2 = (\sigma_1 - \sigma_3)^2/3$  et  $\sqrt{J_2} = (\sigma_1 - \sigma_3)/\sqrt{3}$  (aussi,  $p = I_1/3$  et  $q = \sqrt{3}\sqrt{J_2}$ ). Le critère de rupture non-linéaire temporel (NLT) est donné par les relations suivantes (Belem 2006):

#### ► Critère NLT dans le plan $(p, q)$

sous forme des contraintes principales  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$ :

$$\begin{cases} q = \alpha p^{\beta_0} (B_{w\%})^{\beta_1} t^{\beta_2} \\ \sigma_1 - \sigma_3 = \alpha \left( \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \right)^{\beta_0} (B_{w\%})^{\beta_1} t^{\beta_2} \end{cases} \quad (34a)$$

et sous forme des invariants  $I_1$  et  $J_2$ :

$$\sqrt{3}\sqrt{J_2} = \alpha \left( \frac{I_1}{3} \right)^{\beta_0} (B_{w\%})^{\beta_1} t^{\beta_2} \quad (34b)$$

#### ► Critère NLT dans le plan des invariants $(\sqrt{J_2}, I_1)$

sous forme des contraintes principales  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$ :

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sqrt{3}} = \alpha' (\sigma_1 + 2\sigma_3)^{\beta_0} (B_{w\%})^{\beta_1} t^{\beta_2} \quad (35a)$$

et sous forme des invariants  $I_1$  et  $J_2$ :

$$\sqrt{J_2} = \alpha' (I_1)^{\beta_0} (B_{w\%})^{\beta_1} t^{\beta_2} \quad (35b)$$

Dans les équations (34a,b) et (35a,b),  $\alpha$ ,  $\alpha'$ ,  $\beta_0$ ,  $\beta_1$ ,  $\beta_2$  sont des constantes du matériau «remblai». Pour l'ensemble des remblais étudiés,  $\alpha = 7,48055$ ,  $\alpha' = 1,93205$ ,  $\beta_0 = 0,73222$ ,  $\beta_1 = 0,025556$ ,  $\beta_2 = 0,0408889$  (avec  $r = 0,9995$ ).

### 4.2.3 Essais de traction indirecte

Les résultats des essais de traction indirecte (essais brésiliens) montrent que la résistance à la traction  $T_0$  donnée par le critère de Mohr-Coulomb surestimait largement les valeurs expérimentales de la contrainte en traction  $\sigma_t (= -T_0)$ .

$$T_0 = -\frac{UCS \cdot \cos \phi}{1 + \sin \phi} \quad (36a)$$

Toutefois, en introduisant un facteur de réduction  $\eta$  à l'équation (36a), il est possible d'obtenir de très bonnes estimations de la résistance à la traction, qui est donnée par la relation suivante (Belem 2006):

$$\sigma_t = -T_0 \approx \eta \frac{UCS_{[t, B_w\%]} \cdot \cos \phi_{[t, B_w\%]}}{1 + \sin \phi_{[t, B_w\%]}} = 0.0734 \frac{UCS_{[t, B_w\%]} \cdot \cos \phi_{[t, B_w\%]}}{1 + \sin \phi_{[t, B_w\%]}} \quad (36b)$$

On y voit que l'équation (36b) tient en réalité compte de l'effet du temps de cure ( $t$ ) et du pourcentage de liant ( $B_w\%$ ) au travers des valeurs d'UCS et de  $\phi$  [voir équations (29) et (30)].

### 4.2.4 Essais de consolidation : modèles de prédiction

Il est maintenant admis que le remblai en pâte, une fois mis en place, se consoliderait (observable grâce au tassement en surface) et cela contribuerait à son gain de résistance mécanique. Afin d'obtenir des paramètres mécaniques plus réalistes, nous avons récemment développé (Benzaazoua *et al.* 2006) et amélioré (Yilmaz *et al.* 2009) une cellule de consolidation pour remblais en pâte de type cellule de Rowe (cellule nommée CUAPS). Cette cellule permet d'appliquer une pression verticale  $p_v$  sur le remblai, afin de provoquer sa consolidation tout en le laissant se durcir. La pression appliquée pourrait simuler le poids d'une couche de remblai sus-jacent sur une couche inférieure. De la comparaison des résistances mécaniques d'échantillons consolidés dans des cellules CUAPS et celles d'échantillons non consolidés dans les moules en plastique non drainés, il ressort que la consolidation améliore grandement la résistance des remblais. Grâce à ces résultats, il a été possible de développer une relation empirique préliminaire entre la résistance du remblai consolidé à la cellule CUAPS ( $UCS_{cuaps}$ ) et celle du remblai non consolidé dans les moules ( $UCS_{moule}$ ) qui est donnée comme suit (Yilmaz *et al.* 2009) :

$$UCS_{cuaps} = \frac{p_v \cdot t \cdot (B_w\%)^{-1}}{\eta_1 + \eta_2 \left( \frac{UCS_{moule} \cdot B_w\%}{t} \right)^{\eta_0}} \quad (37)$$

avec  $p_v$  = pression verticale appliquée (kPa), pouvant correspondre au poids des terres;  $B_w\%$  = pourcentage de liant (wt%);  $t$  = temps de cure (jour);  $\eta_0$ ,  $\eta_1$  et  $\eta_2$  sont des constantes. Pour l'ensemble des remblais étudiés, les constantes sont :  $\eta_0 = 0,067$ ;  $\eta_1 = 5,7277$  et  $\eta_2 = -3,4253$  ( $r$

= 0,98). Les valeurs d'UCS sont en kPa et la gamme de pression verticale appliquée est  $0 \leq p_v \leq 400$  kPa.

Une autre relation empirique a été développée (Yilmaz *et al.* 2009) dans le but d'estimer la résistance mécanique du remblai en pâte situé à une profondeur  $h$  donnée dans le chantier ( $UCS_{cuaps}$ ) en fonction du pourcentage de liant  $B_{w\%}$  et du temps de cure  $t$ . Cette relation est donnée par l'équation (38) :

$$UCS_{cuaps}(h) = \frac{(\omega B_{w\%})^\alpha}{t} (\gamma_0 h)^\beta \quad (38)$$

avec  $h$  = la profondeur équivalente dans le chantier remblayé (m) et  $h > 0$ ;  $t$  = temps de cure (jour);  $\gamma_0$  = poids volumique total ou humide du remblai en pâte à l'état initial ( $\text{kN/m}^3$ );  $B_{w\%}$  = pourcentage de liant (wt %);  $\omega$ ,  $\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes. Pour l'ensemble des données utilisées,  $\omega = 0,2692$ ,  $\alpha = 40$  et  $\beta = 0,4007332$  avec  $r = 0,9978$ . Les valeurs d'UCS sont en kPa et la gamme des profondeurs de chantier simulées était 5–20 m (avec  $\gamma_{tot} = 22,7 \text{ kN/m}^3$ ); le temps de cure variait de 7 à 28 jours; le type de liant est CP10 et slag à 20:80 et à 4,5 wt%.

## 4.2.5 Propriétés hydro-géotechniques : modèles de prédiction

### 4.2.5.1 Prédiction du poids volumique total en fonction du temps de cure

À partir des nombreux résultats obtenus sur les propriétés hydro-géotechniques, on constate que l'évolution du poids volumique total du RCP ( $\gamma_{tot}$ ) attribuable au drainage et à l'hydratation/précipitation peut être prédite par deux modèles différents (Belem *et al.* 2004; Belem 2006):

#### ► Modèle hyperbolique (1)

$$\gamma_{tot}(t) = \frac{\gamma_0}{1 + \left( \frac{\gamma_0}{\gamma_d} - 1 \right) \left( \frac{t}{t_{max}} \right)} \quad (39a)$$

#### ► Modèle puissance (1)

$$\gamma_{tot}(t) = (\gamma_0)^{\frac{t_{max}-t}{t_{max}}} (\gamma_d)^{\frac{t}{t_{max}}} \quad (39b)$$

où  $\gamma_0$  = poids volumique total du RCP à l'état initial ( $\text{kN/m}^3$ );  $\gamma_d$  = poids volumique sec du RCP après drainage et hydratation ( $\text{kN/m}^3$ );  $t$  = temps de cure (jour);  $t_{max}$  = temps de cure auquel  $\gamma_0 = \gamma_d$  ( $t_{max}$  a été fixé arbitrairement à 758 jours, soit environ 25 mois).

Sachant que :

$$\gamma_d = \gamma_s(1 - n_0) = \frac{\gamma_0}{1 + w_0} = \frac{\gamma_s}{1 + e_0} \quad (40)$$

alors, les équations (39a et b) deviennent respectivement :

➤ **Relation hyperbolique (2)**

$$\gamma_{tot}(t) = \frac{\gamma_0}{1 + w_0 \left( \frac{t}{t_{max}} \right)} \quad (41a)$$

➤ **Relation puissance (2)**

$$\gamma_{tot}(t) = \gamma_0 \left( 1 + w_0 \right)^{-\frac{t}{t_{max}}} \quad (41b)$$

où  $n_0$  = porosité totale initiale du RCP;  $w_0$  = teneur en eau massique initiale du RCP non drainé (fraction);  $e_0$  = indice des vides initial du RCP;  $\gamma_d$  = poids volumique sec du RCP ( $\text{kN/m}^3$ );  $t$  = temps de cure (jour);  $t_{max}$  = temps de cure auquel  $\gamma_0 = \gamma_d$  ( $t_{max} = 758$  jours).

#### 4.2.5.2 Prédiction de la teneur en eau du remblai drainé et non drainé

Malgré des données limitées, la teneur en eau massique d'un remblai drainé  $w(\%)_d$  peut être estimée à partir de la teneur en eau non drainée  $w(\%)_{nd}$  par la relation empirique suivante avec  $r = 0,985$  (Belem 2006):

$$w(\%)_d = 1,0882 \cdot w(\%)_{nd} - 5,7539 \quad (42)$$

### 4.3 Synthèse des essais *in situ*

Les essais *in situ* portaient sur la mesure des contraintes dans le remblai et à l'interface remblai-roche et de la pression sur les barricades, ainsi que des essais de consolidation en colonne (échelle intermédiaire).

#### 4.3.1 Contraintes dans les chantiers remblayés : modèles de prédiction

##### 4.3.1.1 Prédiction des contraintes dans un chantier en cours de remblayage

En s'inspirant de la théorie de Martson (1930) pour le calcul des contraintes verticale et horizontale dans une tranchée remblayée et de sa version modifiée récemment proposée par Aubertin *et al.* (2003), et en se basant sur les résultats des mesures dans les chantiers instrumentés et remblayés à la mine DYN (Harvey 2004), un modèle semi-analytique 3D a été

proposé pour prédire les contraintes verticale et horizontale dans un chantier minier en cours de remblayage (modifiée de Belem *et al.* 2004) :

$$\sigma_i(h) = \delta_i \gamma_{tot} B \left( \frac{B}{B+L} \right) \sqrt{\frac{B}{2(1+\frac{3}{2}z)}} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{3(h-z)}{B}\right) \right] \quad (43)$$

où l'indice  $i = x$  (axe longitudinal),  $y$  (axe transversal) ou  $z$  (axe vertical);  $z (\leq h)$  = point de mesure de la pression (m);  $\delta_i$  = facteur directionnel d'ajustement (dans le cas de la mine DYN,  $\delta_x = 1$ , et  $\delta_y = 0,55$ ,  $\delta_z = 1/2$ );  $h (\geq z)$  = hauteur courante remblayée (m);  $\gamma_{tot}$  = poids volumique total du remblai ( $\text{kN/m}^3$ );  $B$  = portée du chantier (m);  $L$  = largeur du chantier (m).

#### 4.3.1.2 Prédiction de la pression sur la barricade en cours de remblayage

En s'inspirant de l'équation (43), une autre équation est proposée afin de prédire la pression longitudinale sur la barricade en fonction de la hauteur remblayée ( $h$ ). Cette relation prend en compte la chute de la pression à partir d'une certaine hauteur remblayée et est donnée par l'équation suivante (modifiée de Belem *et al.* 2004) :

$$\sigma_b(h) = \frac{\gamma_{tot} B}{4} \sqrt{\frac{B}{4(\frac{1}{2} + z')}} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{5(h-z')(B+L)}{4LB}\right) \right] \quad (44)$$

où  $\gamma_{tot}$  = poids volumique total du remblai ( $\text{kN/m}^3$ );  $h (\geq z')$  = hauteur courante remblayée (m);  $z'$  = point de mesure de la pression ( $z' \leq h$ ) au niveau de la galerie de soutirage (m);  $B$  = portée du chantier remblayé (m);  $L$  = largeur du chantier remblayé (m).

#### 4.3.2 Essais de consolidation gravitaire : modèles de prédiction

Les résultats des essais de consolidation gravitaire du RCP dans des colonnes de 3 m de haut, remplies en deux séquences de remplissage ont montré que le séquençage joue un rôle important dans la compréhension de l'impact de la mise en place des remblais en pâte sur l'évolution de leurs propriétés, surtout mécaniques. La quantité d'eau drainée d'une colonne dépend de sa configuration de drainage : 15 % d'eau drainée pour une colonne «totalement-drainée» et seulement 8 % pour la colonne «moitié-drainée». Aussi, le pourcentage de déformation verticale (tassement) observé dans la colonne totalement-drainée (5,5 %) est quasiment le double de celui des colonnes non-drainée (2,5 %) et à moitié-drainée (2,8 %). Comparé à un chantier moyen d'une mine abitibienne (30 m de haut), ce pourcentage varie entre 3,3 % et 5 %. Par conséquent, on peut affirmer que le comportement d'un chantier remblayé *in situ* serait plus proche des colonnes «moitié-drainée» et «totalement-drainée» que de la colonne non-drainée (Belem *et al.* 2006,2007; El Aatar *et al.* 2007). En ce qui concerne la résistance mécanique (UCS), de nombreux résultats ont été collectés à partir d'éprouvettes de carottes prélevés à la fois dans des remblais de colonnes et dans des chantiers remblayés *in situ*. En effectuant des régressions sur l'ensemble de ces résultats, il a été possible d'obtenir un modèle empirique de prédiction d'UCS en fonction de la profondeur dans la masse de remblai, qui est donné par la relation suivante :

$$UCS(h) = \frac{(\kappa \cdot B_{w\%})^{\beta_0}}{t} \left( \frac{\gamma_0 h}{H_{\max}} \right)^{\beta_1} \quad (45)$$

où  $h$  est la profondeur dans le remblai (m) et  $h > 0$ ;  $H_{\max}$  est la hauteur maximale de remblai du chantier (m);  $t$  = temps de cure (jour);  $B_{w\%}$  = pourcentage de liant (wt %);  $\gamma_0$  = poids volumique total ou humide du remblai en pâte à l'état initial ( $\text{kN/m}^3$ );  $\kappa$  est un facteur de pondération;  $\beta_0$  et  $\beta_1$  sont des constantes d'ajustement propres au matériau remblai. Pour l'ensemble de données utilisées (*in situ* LVT, colonnes LVT et LRD), les constantes ont les valeurs suivantes ( $H_{\max}$  variait entre 3 et 30 m,  $3 \text{ wt}\% \leq B_{w\%} \leq 5 \text{ wt}\%$ , et  $7 \leq t \leq 180$  jours) :  $\kappa = 0,2422668$ ;  $\beta_0 = 80$ ;  $\beta_1 = 0,4325008$  avec  $r = 0,997$ .

La consolidation se traduit également par une réduction progressive de l'indice des vides initial  $e_0$  jusqu'à l'indice des vides final  $e_f$  ( $e_f < e_0$ ). Dans le cas de la consolidation gravitaire, il est possible d'estimer le degré de consolidation relatif  $U_{rel}(\%)$  du RCP après le remblayage par la relation suivante (McCarthy 1998; Belem *et al.* 2007) :

$$U_{rel}(\%) = \left( \frac{e_0 - e_f}{e_0 - e_{\min-t}} \right) \times 100 \approx \left( \frac{e_0 - e_f}{e_0 - 0,84} \right) \times 100 \quad (46a)$$

$$e_f = e_0 - \frac{\Delta H(1 + e_0)}{H_0} = e_0 - \varepsilon_v(1 + e_0) \quad (46b)$$

où  $e_0$  est l'indice des vides à l'état initial (remblai frais);  $e_f$  est l'indice des vides final (après consolidation);  $e_{\min-t}$  est l'indice des vides minimal pour un résidu non cimenté compacté ( $e_{\min-t} \approx 0,84$ , *in Aubertin et al.* 1996);  $\Delta H$  est la variation de hauteur du remblai consolidé (m);  $H_0$  est la hauteur initiale du remblai avant consolidation (m);  $\varepsilon_v$  est la déformation volumique.

Pour pouvoir utiliser les équations (46a & 4b), il est impératif de pouvoir prédire l'évolution de l'indice des vides au cours du temps de cure  $e(t)$  qui sera l'indice des vides final  $e_f$ . Grâce à une base de données héritée de la mine LVT et à d'autres résultats précédents (Benzaazoua *et al.* 2000), il a été possible de proposer un modèle de régression statistique de prédiction de l'indice des vides en fonction du temps de cure  $e(t)$  (Belem 2004, 2005) :

$$e(t) = e_f = (\omega_1 - \omega_2 e_0) \left[ \chi_1 - \exp\left(-\chi_2 \frac{t}{365}\right) \right] \quad (47a)$$

Les constantes  $\omega_1 = 0,9074$ ;  $\omega_2 = 0,974$  avec  $r = 1$ . Les constantes  $\chi_1$  et  $\chi_2$  sont données par les relations empiriques suivantes :

$$\chi_1 = (0,96 - 1,0319 * e_0)^{-1} \quad r = 1 \quad (47b)$$

$$\chi_2 = 212,8249 - 90,6238 * e_0 - 112,2311 * (e_0)^{-2} \quad r = 1 \quad (47c)$$

où,  $e_0$  est l'indice des vides initial,  $t$  est le temps de cure (jour) normalisée avec une année (365 jours correspondant à la fin de l'hydratation). Ces équations supposent que la variation de

l'indice des vides au cours du temps de cure est attribuable au drainage, lors des sept premiers jours après le remblayage, et ensuite à l'hydratation/précipitation de l'agent liant, à partir d'au moins 14 jours de cure.

## 4.4 Développement de méthodes d'analyse de stabilité

### 4.4.1 Analyse de stabilité à la rupture circulaire

Des modèles mathématiques seront développés sur la base des résultats expérimentaux déjà obtenus dans les deux premières phases. Les méthodes d'analyse de stabilité des chantiers remblayés existants prennent seulement en compte une rupture planaire ou en coin. Cependant, il est possible d'envisager une rupture circulaire d'une face de remblai exposée lorsque sa cohésion n'est pas adéquate.

La méthode de Taylor permet de calculer le facteur de sécurité ( $FS$ ) contre une rupture circulaire à l'aide de la relation suivante (McCarthy 1998) :

$$FS = \frac{c_u}{N_s \gamma_{tot} H} = \frac{k \cdot c_u}{\gamma_{tot} H} \quad (48)$$

où  $c_u$  = cohésion non-drainée du remblai (kPa);  $\gamma_{tot}$  = poids volumique total du remblai ( $\text{kN/m}^3$ );  $H$  = hauteur du remblai exposé (m);  $N_s$  = nombre de stabilité de pente;  $k = 1/N_s$ .

Sachant que le nombre de stabilité contre une rupture circulaire ( $N_s$ ) dépend à la fois de la pente de la face de remblai et de son angle de frottement interne, on suppose arbitrairement deux cas d'inclinaison qui pourraient être rencontrés dans les mines :  $90^\circ$  (chantiers verticaux) et  $70^\circ - 80^\circ$  (chantiers inclinés ou sub-verticaux). Le nombre de stabilité  $N_s$  peut être estimé en fonction de  $\phi$  par :

$$\begin{cases} N_{s-70^\circ} = -0,004\phi + 0,20 \\ N_{s-80^\circ} = -0,004\phi + 0,23 \\ N_{s-90^\circ} = -0,004\phi + 0,26 \end{cases} \quad r = 1 \quad (49)$$

### 4.4.2 Définition du degré d'arche

Lorsqu'on connaît le poids des terres ( $\gamma_{tot}H$ ) et la contrainte verticale en un point situé à la profondeur  $H$  dans un chantier remblayé ( $\sigma_{vH}$ ), il est possible de définir un *facteur* ou *degré d'arche* qui quantifie en quelque sorte la «réserve» ou la marge de contrainte verticale en ce point par rapport au poids des terres au moyen de la relation suivante (Belem 2006):

$$A_d = \frac{\gamma_{tot}H - \sigma_{vH}}{\sigma_{vH}} = \left( \frac{\gamma_{tot}H}{\sigma_{vH}} - 1 \right) \quad \text{et} \quad A_d (\%) = \left( \frac{\gamma_{tot}H}{\sigma_{vH}} - 1 \right) \times 100 \quad (50)$$

Si  $A_d = 0$ , on est en présence d'un état d'arche neutre ( $\gamma_{\text{tot}}H = \sigma_{\text{vH}}$ ) dans le chantier remblayé (remblai autoportant). Si  $A_d > 0$ , il existe un effet d'arche positif ( $\gamma_{\text{tot}}H > \sigma_{\text{vH}}$ ) dont l'ampleur dépendra de la valeur algébrique du degré d'arche (remblai confiné, avec forte reprise latérale des murs). Si  $A_d < 0$ , il se produira alors un effet d'arche négatif ( $\gamma_{\text{tot}}H < \sigma_{\text{vH}}$ ), et l'on peut supposer dans ce cas que le remblai est dans un état de possible «défaillance» lorsqu'une de ses faces sera exposée (la contrainte verticale développée serait supérieure au poids des terres).

#### 4.4.3 Définition du coefficient de stabilité d'un chantier remblayé

Sachant que l'effet d'arche est plus souvent bénéfique [ $(\gamma_{\text{tot}}H - \sigma_{\text{vH}}) > 0$ ] que néfaste [ $(\gamma_{\text{tot}}H - \sigma_{\text{vH}}) < 0$ ] en ce qui a trait à la stabilité ou à l'intégrité d'un chantier minier remblayé, nous définissons le *coefficient de stabilité* ( $C_s$ ), qui traduit le facteur de tenue, comme suit (Belem 2006) :

$$C_s = \frac{\sigma_{\text{calculée}}}{\sigma_{\text{réelle}}} = \frac{\gamma_{\text{tot}}H}{\sigma_{\text{vH}}} \quad (51a)$$

➤ Pour une rupture planaire, [ $FS = UCS/\gamma_{\text{tot}}H$ , (Smith *et al.* 1983; Yu 1992)] alors :

$$C_s = \frac{UCS}{FS \cdot \sigma_{\text{vH}}} \quad (51b)$$

➤ Pour une rupture circulaire, [ $FS = c_u/(N_s \gamma_{\text{tot}}H)$ , (McCarthy, 1998)] alors :

$$C_s = \frac{c_u}{N_s \cdot FS \cdot \sigma_{\text{vH}}} \quad (51c)$$

et en supposant que la cohésion  $c_u$  est obtenue selon le critère de Mohr-Coulomb, on aura :

$$C_s = \frac{UCS}{2N_s \cdot FS \cdot \sigma_{\text{vH}} \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (51d)$$

➤ En fonction du degré d'arche  $A_d$ ,

$$C_s = 1 + A_d \quad (51e)$$

Dans ces relations, lorsque  $C_s = 1$ , la stabilité ou la tenue du chantier remblayé, est *normale* (effet d'arche nul avec  $A_d = 0$ ); lorsque  $C_s > 1$ , le chantier remblayé est stable et présente une *bonne tenue* attribuable à l'effet d'arche positif; lorsque  $C_s < 1$ , le chantier pourrait présenter une *tenue défaillante* parce qu'on y observe un effet d'arche négatif.

#### 4.4.4 Nouvelle méthode de design du RCP

À partir des équations (51a,b,c,d,e), il est possible de dériver la résistance en compression uniaxiale requise pour un design d'un chantier remblayé ( $UCS_{\text{design}}$ ), connaissant à la fois le facteur de sécurité  $FS$  contre une rupture (*planaire* ou *circulaire*) et le coefficient de stabilité  $C_s$

ou le degré d'arche  $A_d$ . Cette résistance en compression  $UCS_{design}$  peut être estimée par les relations suivantes (Belem 2006):

► **Contre une rupture planaire (en coin ou en tension)**

$$UCS_{design} = FS \cdot C_s \cdot \sigma_{vH} = (1 + A_d) FS \cdot \sigma_{vH} \quad (52)$$

► **Contre une rupture circulaire**

$$\begin{aligned} UCS_{design} &= 2c_u \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \\ &= 2FS \cdot \gamma_{tot} H \cdot N_s \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \end{aligned} \quad (53a)$$

où

$$\begin{aligned} UCS_{design} &= 2FS \cdot C_s \cdot N_s \cdot \sigma_{vH} \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \\ &= 2(1 + A_d) N_s \cdot FS \cdot \sigma_{vH} \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \end{aligned} \quad (53b)$$

Le nombre de stabilité  $N_s$  devrait être estimé à partir de l'équation (49) pour une inclinaison de  $90^\circ$  (chantiers verticaux) ou  $70^\circ - 80^\circ$  (chantiers inclinés ou sub-verticaux). L'équation (52) est comparable aux équations du modèle de bloc confiné de Smith *et al.* (1982) et Mitchell *et al.* (1982), puisque l'effet d'arche y est pris en compte. Il tire cependant avantage de pouvoir utiliser toutes les équations 2D et 3D d'arche existantes et nouvellement proposées. Les équations (53a et b) sont, quant à elles, nouvelles dans le design des RCP; l'équation (53a) ne prend pas en compte l'effet d'arche, tandis que l'équation (53b) le prend en compte.

## 4.5 Synthèse des simulations numériques

Les simulations numériques ont été effectuées à l'aide du code de calculs FLAC-2D, dans lequel ont été implantés tous les modèles analytiques (sauf celui 3D) développés dans le cadre de ce projet. Ces simulations numériques permettront de valider les modèles analytiques à l'échelle d'un chantier remblayé modélisé en déformation plane (longueur  $L$  du chantier  $\gg$  largeur  $B$  du chantier).

### 4.5.1 Comparaison des solutions 2D et 3D

Les solutions analytiques 2D [Éqs. (20) & (21), Aubertin *et al.* 2003; Li *et al.* 2005] ont été comparées aux simulations numériques avec le code FLAC-2D. Les résultats obtenus semblent indiquer que l'ampleur du transfert de charge aux murs pourrait être surestimée par les calculs analytiques.

Par ailleurs, en comparant les solutions analytiques 2D et 3D [Éq. (23), Li *et al.* 2005; Aubertin *et al.* 2005] ensemble pour différents rapports  $L/B$ , on constate que la réponse du modèle 3D diffère beaucoup de celle du modèle 2D lorsque  $L/B < 5$ . Par contre, pour des rapports  $L/B \geq 5$ , cette différence devient négligeable, et le modèle 2D pourrait être utilisé pour l'analyse des contraintes. Par contre, les résultats ont aussi révélé qu'il n'y a pas une simple valeur de  $L/B$  au-delà de laquelle un problème 3D pourrait être considéré comme 2D. D'autres facteurs, comme la profondeur, devraient être aussi pris en considération.

#### 4.5.2 Distribution non uniforme de la contrainte verticale

Le modèle 2D développé pour décrire la distribution non uniforme de la contrainte verticale  $\sigma_v$  [Éq. (22), Li et Aubertin 2007] le long de la largeur du chantier donne des résultats très proches de ceux obtenus avec les simulations numériques avec FLAC-2D.

#### 4.5.3 Distribution des contraintes dans des chantiers inclinés

Les effets de plusieurs paramètres sur la répartition des contraintes dans les chantiers inclinés ont été analysés à l'aide des simulations avec FLAC-2D (Li et Aubertin 2008). Ces paramètres concernent la géométrie des chantiers (inclinaison  $\alpha$ , largeur  $B$ ) et les propriétés des remblais (module  $E$ , coefficient de Poisson  $\nu$ , angle de frottement interne  $\phi$  et cohésion  $c$ ).

- *Inclinaison des épontes  $\alpha$*  : les valeurs de la contrainte horizontale  $\sigma_h$  ne sont pas affectées par l'inclinaison  $\alpha$  (distribution uniforme selon la largeur du chantier), contrairement à la contrainte verticale  $\sigma_v$  (distributions non uniformes). Ces résultats montrent qu'à partir de l'inclinaison  $\alpha = 80^\circ$  le chantier peut être considéré comme vertical, tandis qu'en dessous, le chantier peut être considéré comme incliné ( $60^\circ \leq \alpha < 80^\circ$ ).
- *Largeur du chantier ( $B$  ou  $L$  selon le schéma adopté)* : la contrainte maximale ( $\sigma_h$ ,  $\sigma_v$ ) obtenue est proportionnelle à la largeur du chantier. Ainsi, plus le chantier est étroit, moins la contrainte est élevée et plus l'effet d'arche est prononcé (degré d'arche élevé). Ceci pourrait expliquer la tenue ou la stabilité structurale de certains chantiers étroits dont le remblai lui-même n'est pas très résistant.
- *Module de déformation  $E$*  : les simulations ont montré que le module de déformation ( $E$ ) n'a pas beaucoup d'impact sur la répartition des contraintes lorsque sa valeur  $\leq 0,3$  GPa. Cet impact existe pourtant lorsque  $E = 3$  GPa. Des travaux de laboratoire ont montré qu'au-delà de 90 jours de cure, le module de déformation du remblai cimenté en pâte pouvait varier entre 0,3 et 1,1 GPa selon le type de liant et sa proportion et selon le type de rejets (Belem *et al.* 2000).
- *Coefficient de Poisson  $\nu$*  : les résultats des simulations numériques ont montré que la contrainte verticale  $\sigma_v$  était sensible à la variation du coefficient de Poisson  $\nu$ , contrairement à la contrainte horizontale  $\sigma_h$ . D'une manière générale, la tendance est que plus  $\nu$  augmente, plus la contrainte horizontale  $\sigma_h$  augmente et plus la contrainte verticale  $\sigma_v$  diminue.
- *Angle de frottement interne  $\phi$*  : les simulations numériques ont montré que plus l'angle de frottement interne augmentait, plus les contraintes horizontale  $\sigma_h$  et verticale  $\sigma_v$  diminuaient. En outre, lorsque l'angle de frottement interne était supérieur à  $20^\circ$ , alors la contrainte verticale  $\sigma_v$  tendait à être constante.

- *Cohésion  $c$*  : les résultats des simulations ont montré que la gamme de valeurs de la cohésion, qui affecte la répartition des contraintes dans un chantier remblayé, variait entre 10 et 50 kPa. Dans ce cas, la répartition des contraintes  $\sigma_h$  et  $\sigma_v$  n'était pas régulière. Par contre, lorsque la cohésion est inférieure à 10 kPa, la répartition des contraintes  $\sigma_h$  et  $\sigma_v$  devient régulière.

## 4.6 Mise en œuvre d'une méthode intégrée d'analyse de stabilité

La **figure 5** illustre les différentes étapes de mise en œuvre de la *méthode intégrée d'analyse de stabilité* résultant de ce projet de recherche. Lorsque la méthode de minage est choisie et qu'elle implique l'utilisation du remblai cimenté en pâte (RCP) :

- ▶ La **première étape** consiste à lui assigner un rôle à jouer durant les opérations minières (support de terrain – incluant l'extraction des piliers et l'autoportance, perçage de galeries de circulation, exposition de faces de remblai et disposition de rejets sous terre dans des chantiers dits « poubelles »).
- ▶ La **deuxième étape** consiste à calculer les contraintes verticales théoriques  $\sigma_{vH}$  anticipées dans le chantier remblayé à l'aide des modèles 2D et 3D d'arche proposés et déjà existant dans la littérature. Il s'agit des **équations (10) et (21)** pour ce qui est des modèles 2D **avec cohésion**, et de l'**équation (13)** en ce qui concerne les modèles 3D **avec cohésion**. Cette étape est très importante, en cela qu'il sera possible de comparer les contraintes théoriques avec celles obtenues par simulations numériques avec FLAC-2D (si tel était le cas), mais aussi de calculer le degré d'arche résultant  $A_d$  [Eq. (50)] et le coefficient de stabilité ou de tenue structurale  $C_s$  [Eqs. (51a-e)], ce dernier étant relié au facteur de sécurité  $FS$ .
- ▶ Connaissant le facteur de sécurité  $FS$  associé au rôle assigné au RCP, la **troisième étape** consistera à calculer la résistance requise ( $UCS_{design}$ ) pour le design du système de remblayage souhaité. La résistance  $UCS_{design}$  est calculée selon le mode de défaillance du RCP : liquéfaction [ $UCS_{design} = \text{potentiel de liquéfaction} \times 100$  kPa et Eq. (8)], rupture planaire [Eqs. (1a), (2a,b), (3a-f), (5a-c), (6a,b), (7), (52)] ou rupture circulaire [Eqs. (53)].
- ▶ La **quatrième étape** consiste à évaluer théoriquement les recettes potentielles de mélange [Eqs. (24), (25), (27), (28)], qui vont servir dans l'étape d'optimisation factorielle en laboratoire pour déterminer la performance anticipée du remblai ( $UCS_{initial}$ ).
- ▶ La **cinquième étape** consiste à anticiper la mise en place du RCP sous terre et à évaluer les contraintes existantes [Eqs. (43), (44)]. Après quoi, il est ensuite possible de prédire la résistance UCS finale prenant en compte la consolidation [Eq. (45)]. On peut également évaluer le potentiel de rupture du remblai déjà en place à l'aide des différents critères de rupture [Eqs. (31), (32), (33), (34), (35)].



## 5. DISCUSSION

Les nombreux modèles analytiques, semi-empiriques et empiriques développés permettront sans aucun doute d'évaluer une large gamme des propriétés affectant la performance mécanique et la stabilité structurale d'un chantier minier remblayé. Pour les modèles analytiques de la distribution des contraintes verticale et horizontale, seuls ceux prenant en compte la cohésion  $c$  [Eqs. (10), (13) et (21)] sont préconisés pour l'analyse de la stabilité des chantiers remblayés en pâte parce que plus réalistes. Les autres modèles permettent toutefois d'avoir une estimation grossière de la distribution des contraintes et peuvent tout aussi bien être utilisés mais avec plus de réserve. Le modèle semi-analytique d'estimation d'UCS, utile à l'étape de préfaisabilité [Eqs. (27) et (28)], permet de concevoir rationnellement les recettes de mélange de remblai en pâte en adoptant une voie mitoyenne entre les méthodes de design d'expérience et les méthodes factorielles classiques.

Il est bien établi que lors de l'étape des calculs de dimensionnement de la stabilité des chantiers miniers à remblayer aussi bien que dans les simulations numériques à l'aide de codes de calculs, la connaissance de la cohésion drainée  $c$  ou non drainée  $c_u$  [Eq. (29)], de l'angle de frottement interne  $\phi$  [Eq. (30)] et de la contrainte de traction [Eq. (36)] est souvent requise. Les trois modèles empiriques proposés à cet effet seront donc d'une très grande utilité en contrôle de terrain. Mieux encore, l'incorporation de ces modèles empiriques dans le critère linéaire conventionnel de Mohr-Coulomb a permis d'avoir pour la première fois un critère de rupture linéaire semi-empirique de Mohr-Coulomb temporel (MCT) avec effet de la proportion de l'agent liant [Eqs. (31) et (32)]. Le critère empirique de rupture MCT proposé [Eq. (33)] permettra d'analyser les propriétés mécaniques du remblai dans le plan principal et sera très pratique dans les simulations numériques. Toutefois, le comportement semi-fragile du RMPC fait en sorte qu'il soit mieux décrit par un critère non linéaire temporel (NLT) avec prise en compte du pourcentage de liant [Eqs. (34) et (35)]. Par conséquent, le critère MCT serait donc préconisé en première approximation, tandis que le critère NLT serait plus plausible à utiliser pour une évaluation plus réaliste.

Il est bien connu maintenant que la résistance mécanique des remblais (valeur d'UCS), obtenue à partir des moules en plastique conventionnels, sous-estimerait largement (de 2 à 6 fois) la réalité *in situ*. Même si cette sous-estimation est conservatrice, il n'en demeure pas moins qu'elle pourrait occasionner un surplus de coût attribuable à un facteur de sécurité élevé. Les valeurs d'UCS obtenues à l'aide des cellules de consolidation CUAPS sont cependant plus réalistes, et le modèle empirique proposé [Eq. (37)] permet d'estimer leurs équivalents à partir des données des moules en plastique. Quant au modèle empirique prédisant l'UCS en fonction de la profondeur dans le remblai à l'aide du CUAPS [Eq. (38)], il mériterait d'être d'abord validé ou calé avec des données *in situ* avant de pouvoir être utilisé en toute confiance.

Le fait d'avoir des modèles analytiques de prédiction du poids volumique du RCP en fonction du temps de cure [Eqs. (39a,b) et (41a,b)] permet de prendre le temps de cure en compte dans tous les modèles analytiques 2D et 3D d'arche existants et proposés. Lorsqu'il est question d'évaluer la répartition des contraintes dans un chantier en cours de remblayage, les équations semi-empiriques de prédiction des contraintes tridimensionnelles [Eq. (43)] et de la pression sur la barricade [Eq. (44)] proposées permettent d'y arriver. Il est encore plus important de pouvoir prédire l'UCS du remblai à toute profondeur dans le chantier remblayé en fonction du temps de

cure et du pourcentage de liant [Eq. (45)]. Ce modèle permettra à la fois de confronter les données des moules en plastique ainsi que celles prédites par le CUAPS [Eq. (38)], puisqu'il a été dérivé à partir de données *in situ* et d'essais en colonnes. De plus, le fait d'être capable de prédire l'évolution de l'indice des vides (ou la porosité) du remblai au cours du temps de cure [Eqs. (46) et (47)] permet de suivre l'évolution de la microstructure du RCP ainsi que son tassement.

En ce qui concerne le design, les modèles les plus utilisés habituellement sont le modèle du bloc confiné [Eq. (3f)] et celui du chargement uniaxial [Eq. (6a)]. Ces deux modèles ainsi que tous les autres modèles déjà existants ne considèrent qu'un seul mode de rupture, soit la rupture planaire. En adaptant la méthode de Taylor il est désormais possible de concevoir du remblai en pâte en rupture circulaire [Eqs. (48) et (49)]. De plus, les nouveaux paramètres introduits dans cette étude (degré d'arche et coefficient de stabilité) permettent de généraliser la prise en compte des nombreux modèles d'arche (2D et 3D) d'évaluation de la contrainte verticale dans les chantiers miniers remblayés lors du processus de design [Eqs. (50), (51), (52) et (53)]. Ce qui constitue en soi une nouveauté dans le design des chantiers miniers remblayés. Pour la première fois il est possible de mettre en lien l'UCS et la contrainte verticale dans le chantier via le degré d'arche existant. De plus, des efforts substantiels ont été consentis pour «valider» numériquement les solutions analytiques proposées à l'aide du code de calcul FLAC-2D de sorte que l'utilisation directe de ces solutions analytiques soit acceptable pour l'analyse de stabilité.

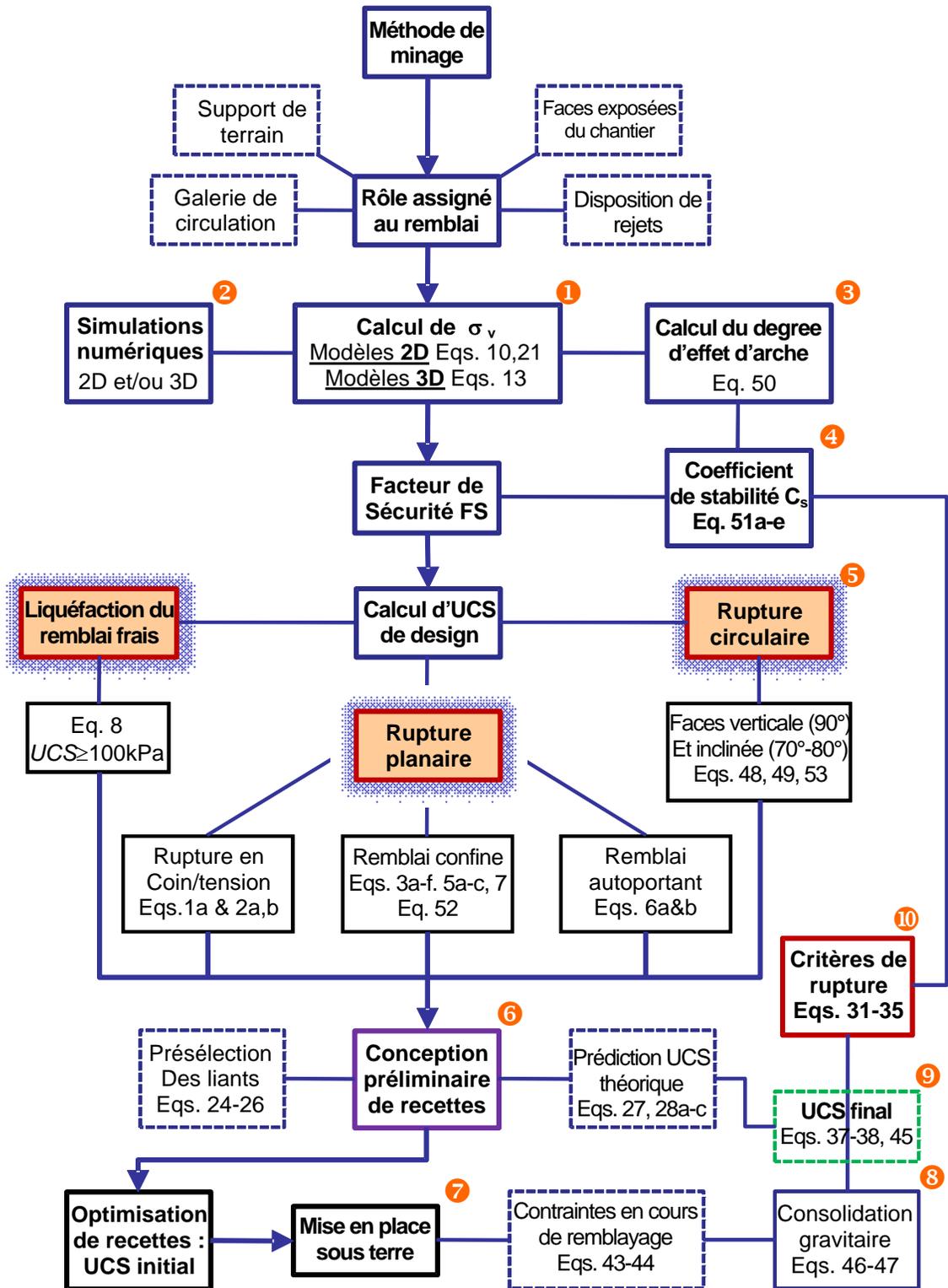


Figure 5 – Schéma général de mise en œuvre de la méthode intégrée d'analyse de stabilité des chantiers miniers remblayés en pâte (numéros = ce qui a été développé dans ce projet)

## 5.1 Portée des résultats

L'essentiel des outils proposés dans ce rapport, à savoir les modèles (analytiques, semi-empiriques et empiriques), serviront principalement dans **l'évaluation préliminaire** de l'analyse de stabilité des chantiers miniers qui seront remblayés. Ainsi, il sera possible de simuler, soit théoriquement ou numériquement, la stabilité qu'aura un chantier remblayé donné, connaissant la distribution des contraintes horizontale (et verticale), mais surtout les propriétés physiques des rejets de base et du remblai lui-même.

## 5.2 Limites des résultats

Tous les modèles semi-empiriques et empiriques développés dans ce projet s'appuient à la fois sur des données de laboratoire et des données *in situ* accumulées au cours des dix dernières années et couvrant plusieurs types de remblais en pâte (mines Hemlo, Louvicourt, LaRonde, Doyon, Bouchard-Hébert). Puisque toutes les propriétés physico-chimique, hydrogéotechnique, mécanique et microstructurale des RCP varient au cours du temps de cure et en fonction du pourcentage de liant, toute caractérisation ou investigation devrait donc prendre en considération les variables «temps de cure  $t$ » et «pourcentage de liant  $B_w\%$ ». Grâce à ces données alliées à une technique judicieuse de réduction des variables «temps de cure  $t$ » et de «pourcentage de liant  $B_w\%$ », il a été possible de formuler les modèles semi-empiriques et empiriques. De plus, les limites d'utilisation de chaque équation semi-empirique ou empirique ont été données, permettant ainsi leur utilisation plus confortable. En ce qui concerne les simulations numériques avec FLAC-2D, chaque résultat devrait logiquement correspondre à un temps de cure  $t$  et à une proportion d'agent liant  $B_w\%$  donnés (qui n'ont pas été pris en considération). De plus, les simulations avec FLAC-2D ont été effectuées en déformation plane, c'est-à-dire que les résultats obtenus sont seulement applicables pour les cas des chantiers dont la profondeur ( $B$ ) est beaucoup plus grande que la largeur ou portée ( $L$ ) [à noter que dans la littérature, la portée ou largeur est souvent notée  $B$  et la profondeur  $L$ ].

## 6. CONCLUSION

Rappelons que l'objectif de cette étude était de mettre au point une méthode dite intégrée d'analyse de la stabilité des chantiers miniers remblayés. Le terme d'intégration fait référence à tous les aspects liés à un chantier minier remblayé avec du remblai en pâte (facteurs intrinsèques et extrinsèques). Le bilan de cette étude pourrait se résumer comme suit :

- Des modèles 2D et 3D d'analyse des contraintes dans un chantier remblayé, avec et sans cohésion à l'interface remblai-roche, ont été proposés et validés numériquement à l'aide du code FLAC-2D. Ces modèles viennent compléter ceux déjà existants et il est préconisé d'utiliser ceux prenant en compte la cohésion, car plus réalistes.
- Un modèle semi-empirique de prédiction de l'UCS a été proposé sur la base du module hydraulique de l'agent liant utilisé ainsi que les propriétés de base des rejets miniers. Ce modèle permettra une optimisation rationnelle des recettes de mélange de remblai en pâte.
- À partir des données d'essais en compression triaxiale sur des échantillons de laboratoire et *in situ*, des modèles empiriques de prédiction de la cohésion non-drainée et de l'angle de frottement interne ont été proposés. Un critère semi-empirique linéaire de Mohr-Coulomb temporel (MCT), et un critère empirique non linéaire temporel (NLT) tous deux prenant en compte le pourcentage de liant ont également été formulés.
- Un modèle empirique a été développé afin de prédire l'UCS du remblai consolidé (à l'aide de la cellule CUAPS) à partir de l'UCS du remblai des moules en plastique. Ceci est important parce que l'UCS du remblai consolidé est plus proche de celui *in situ*. Avec la cellule CUAPS, il a aussi été possible d'élaborer un modèle empirique de prédiction de l'UCS en fonction de la profondeur dans le chantier remblayé.
- Deux modèles analytiques d'analyse de l'évolution du poids volumique du remblai au cours du temps de cure ont été mis au point. Ces modèles sont utilisables dans tout modèle comportant le poids volumique comme variable.
- Un modèle semi-empirique de prédiction des contraintes dans un chantier en cours de remblayage a été formulé. Un deuxième modèle semi-empirique permet d'évaluer la pression sur la barricade d'un chantier minier en cours de remblayage.
- Un modèle empirique a été développé pour prédire l'UCS en fonction de la profondeur dans le chantier, en s'appuyant sur des données *in situ* et d'essais en colonnes. Un autre modèle empirique a été proposé pour prédire la variation de l'indice des vides (porosité) au cours du temps de cure, permettant ainsi de pouvoir prédire le tassement occasionné après la mise en place du RCP.
- Quant au design, le mode de rupture circulaire a été introduit en complément au mode de rupture planaire déjà adopté dans la littérature. De plus, deux nouveaux paramètres ont été définis, à savoir le degré d'arche et le coefficient de stabilité. Ces deux paramètres ont été inclus dans la formulation d'UCS de design d'un chantier minier remblayé, prenant également en compte la contrainte verticale avec effet d'arche.

On peut donc dire qu'à l'issue de cette longue et laborieuse étude, l'ensemble des résultats obtenus est concluant et encourageant. On estime en effet que tous les objectifs ont été atteints, car une méthode intégrant tous les aspects du remblai en pâte dans le contexte de son remblayage souterrain a été mise en œuvre; elle aidera grandement les ingénieurs en contrôle de terrain et les concepteurs des systèmes de remblayage lors de leur projet de planification ou de conception.

## **7. APPLICABILITÉ DES RÉSULTATS**

On peut raisonnablement affirmer que tous les résultats obtenus dans le cadre de cette étude sont directement ou indirectement profitables à l'industrie minière québécoise en particulier et canadienne en général. De plus, même si tout modèle empirique est généralement limité à la gamme de données utilisées pour son élaboration, il n'en demeure pas moins que les modèles empiriques proposés ont été élaborés avec à la fois des données de laboratoire et *in situ* et couvrant différents sites miniers. De ce fait, ces modèles peuvent être utilisés confortablement dans une phase préliminaire d'un projet de conception d'un système de remblayage en pâte.



## **8. RÉTOMBÉES ÉVENTUELLES**

Ce projet de recherche novateur et intégrateur a permis d'élaborer une méthodologie plus adéquate pour l'analyse de stabilité des chantiers miniers remblayés, et elle est à l'entière disposition de l'industrie minière québécoise et canadienne. En permettant d'analyser la stabilité des chantiers remblayés et de simuler adéquatement à la fois le comportement mécanique des remblais cimentés en pâte et des interactions à l'interface remblai-roche, cette méthode intégrée peut favoriser des économies substantielles sur les coûts d'opération de remblayage d'une mine. Cette méthode intégrée sera à la disposition des ingénieurs en contrôle de terrain et en mécanique des roches, qui l'utiliseront lors des calculs de conception de systèmes de remblayage et d'analyse de stabilité des chantiers miniers remblayés.



## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ARIOGLU, E. Design aspects of cemented aggregate fill mixes for tungsten stoping operations. *Journal of Mining Science and Technology* vol 1, 1984, p. 209–214.
- ASKEW, J.E., MCCARTHY, P.L., FITZGERALD, D.J. Backfill research for pillar extraction at ZC/NBHC. In: *Proceedings of 12th Canadian Rock Mechanics Symposium*, 1978, p 100–110.
- AUBERTIN, M., BUSSIÈRE, B., CHAPUIS, R.P. Hydraulic conductivity of homogenized tailings from hard rock mines. *Canadian Geotechnical Journal*, 1996, p. 33:470–482.
- AUBERTIN, M., LI, L., ARNOLDI, S., BELEM, T., BUSSIÈRE, B., BENZAAZOUA, M., SIMON, R. Interaction between backfill and rock mass in narrow stopes. *Soil and Rock America 2003: 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering and 39th U.S. Rock Mechanics Symposium*, 22-26 June 2003, Boston, Massachusetts, USA, Verlag Gückauf GmbH (VGE), Essen, vol. 1, 2003, p. 1157-1164.
- AUBERTIN, M., LI, L., SIMON, R. A multiaxial stress criterion for short- and long-term strength of isotropic rock media, *International Journal of Rock mechanics and Sciences*, vol 37, no 8, 2000, p. 1169-1193.
- AUBERTIN, M., LI, L., BELEM, T., SIMON, R., HARVEY, A., JAMES, M., BENZAAZOUA, M., BUSSIÈRE, B. Méthodes d'estimation des pressions induites dans les chantiers remblayés. in *Symposium 2005 sur l'environnement et les mines*, (2e Symposium: 15-18 mai, 2005 : Rouyn-Noranda, Canada), 2005.
- BARRET, J.R., COULTHARD, M.A., DIGHT, P.M. Determination of Fill Stability, *Mining with Backfill*. In: *Proceedings of 12th Canadian Rock Mechanics Symposium*, Canadian Institute of Mining and Metallurgy, Quebec, 1978, Special vol 19, p 85–91.
- BELEM T. Mesures in situ de la pression exercée par le remblai en pâte sur les barricades en vue d'un meilleur design du remblayage. *Rapport Fondation Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue*, 2004, 12p.
- BELEM, T., BENZAAZOUA, M. Predictive models for prefeasibility cemented paste backfill mix design. *International Symposium on Post-Mining 2008b*, Nancy, France. February 6-8, 2008, 10p.
- BELEM, T., BENZAAZOUA, M. Underground paste backfill technology: applications and design methods. *Geotechnical and Geological Engineering*, vol 26, no 2, 2008a, p.147–175.
- BELEM, T., BENZAAZOUA, M., BUSSIÈRE, B. Mechanical behaviour of cemented paste backfill. In: *Proceedings of 53th Canadian Geotechnical Conference*, «Geotechnical Engineering at the dawn of the third millennium», 15–18 October, Montreal, vol. 1, 2000, p. 373–380.
- BELEM, T., BENZAAZOUA, M., BUSSIÈRE, B., DAGENAIS, A.M. Effects of settlement and drainage on strength development within mine paste backfill. In: *Proceedings of Tailings and Mine Waste'02*, 27–30 January, Fort Collins, Colorado, Balkema: Rotterdam, 2002, p. 139–148.
- BELEM, T., EL AATAR, O., BUSSIÈRE, B., BENZAAZOUA, M., FALL, M., YILMAZ, E. Characterization of self-weight consolidated paste backfill. In: Jewell R, Lawson S & Newman Ph (Eds) *Proceedings of 9th International Seminar on Paste and Thickened Tailings – Paste'06*, Limerick, Ireland 3–7 April, 2006, p. 333–345.
- BELEM, T., EL-AATAR, O., BENZAAZOUA, M., BUSSIÈRE, B., YILMAZ, E. Hydro-geotechnical and geochemical characterization of column consolidated cemented paste backfill. *9th International Symposium in Mining with Backfill*, Montreal, Quebec, Canada, Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum (CIM), April 29-May 2, 2007.
- BELEM, T., HARVEY, A., SIMON, R., AUBERTIN, M. Measurement and prediction of internal stresses in an underground opening during its filling with cemented fill. In: Villaescusa E and Potvin Y (eds) *Proceedings of the fifth International Symposium on Ground support in Mining and Underground Construction*, 28–30 September, Perth, Western Australia, Australia, Tayler & Francis Group, London, 2004, p. 619–630.
- BELEM, T. Étude des phénomènes de tassement et de drainage des remblais cimentés en pâte. *Rapport Fondation Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue*, 2005, 22p.
- BELEM, T. Modèles empiriques de prédiction des propriétés mécaniques des remblais cimentés. *Rapport Fondation Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue*, 2006, 15p.
- BENZAAZOUA, M., BELEM, T. Optimization of sulfide-rich paste backfill mixtures for increasing long-term strength and stability. In: Sánchez MA, Vergara F & Castro SH (Eds) *Proceedings of 5th Conference on Clean Technology for Mining Industry*, Santiago, University of Concepción, 2000, vol. I, p. 343–352.
- BENZAAZOUA, M., BELEM, T., BUSSIÈRE, B., Chemical aspect of sulfurous paste backfill mixtures. *Cement and Concrete Research*, vol 32, no 7, 2002, p. 1133–1144.
- BENZAAZOUA, M., BELEM, T., JOLETTE, D. Investigation de la stabilité chimique et de son impact sur la qualité des remblais miniers cimentés. In : *IRSST Report No. R-260*, 2000, 172p.

- BENZA AZOUA, M., BELEM, T., OUELLET, S., FALL, M. Utilisation du remblai en pâte comme support de terrain. Partie II : comportement a court, a moyen et a long terme, in Proceedings of Après-mines 2003, "Impacts et gestion des risques: besoins et acquis de la recherche". 5-7 February, Nancy, GISOS, CD-ROM, 2003, 12p.
- BENZA AZOUA, M., BELEM, T., YILMAZ, E. CUAPS - Novel Lab Tool for Paste Backfill. Canadian Mining Journal, vol. 127, no. 3, 2006, p. 31 (1 page).
- BENZA AZOUA, M., FALL, M., BELEM, T. A contribution to understanding the hardening process of cemented pastefill. Minerals Engineering, vol 17, no 2, 2004, p. 141-152.
- BENZA AZOUA, M., OUELLET, J., SERVANT, S., NEWMAN, P., VERBURG, R. Cementitious backfill with high sulfur content: physical, chemical and mineralogical characterization. Cement and Concrete Research, vol 29, 1999, p. 719-725.
- CAI, S. A Simple and Convenient Method for Design of Strength of Cemented Hydraulic Fill. In: Proceedings of International Symposium on Mining with Backfill, A.A Balkema, Rotterdam, 1983, p. 405-412.
- CAYOUILLE, J. Optimization of the paste backfill plant at Louvicourt mine. CIM Bulletin vol 96, no 1075, 2003, p. 51-57.
- DONOVAN, J.G. The effects of backfilling on ground control and recovery in thin-seam coal mining, M.Sc. Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia, 1999, 148 p.
- EL-AATAR, O., BELEM, T., BUSSIÈRE, B., BENZA AZOUA, M., YILMAZ, E. Microstructural properties of column consolidated paste backfill. 60th Canadian Geotechnical and 8th Joint IAH-CNC and CGS Groundwater Specialty Conferences. Ottawa, Ontario, October 21-24, 2007.
- HARVEY, A. Étude comparative des contraintes triaxiales dans le remblai en pâte selon la portée des chantiers. Mémoire de maîtrise ès sciences appliquées (génie minéral), École polytechnique Montréal, Canada, 2004, 136 p.
- HASSANI, F. In situ behaviour of pastefill in bulk mining operation at the Bouchard Hébert mine. Report of the Department of Mining and Metallurgical Engineering, McGill University, 1999.
- HASSANI, F., ARCHIBALD, J.H. Mine Backfill. CIM, CD-ROM, 1998.
- HASSANI, F., FOTOOHI, K., VUKOVIC, N. Quantitative evaluation of pastefill performance to alleviate rockburst. Final report, Report of the Department of Mining and Metallurgical Engineering, McGill University, 1997.
- HASSANI, F.P., BOIS, D. Economic and technical feasibility for backfill design in Quebec underground mines. Final report 1/2, Canada, Quebec Mineral Development Agreement, Research and Development in Quebec Mines. Contract No. EADM 1989-1992, File No. 71226002, 1992.
- HELINSKI, M., FAHEY, F., FOURIE, A.B. Numerical modelling of cemented paste backfill deposition. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol 13, no 10, 2007, p. 1308-1319.
- HOEK, E., BROWN, E.T. Empirical strength criterion for rock masses. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1980, vol 106 no GT9, p. 1013-1035.
- HOEK, E., BROWN, E.T. Practical estimates of rock mass strength. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, vol 34, no 8, 1997, p. 1165-1186.
- JANSSEN, H.A. Versuche über Getreidedruck in Silozellen. Zeitschrift Verein Ingenieure, vol 39, 1895, p. 1045-1049.
- LANDRIault, D.A., VERBURG, R., CINCILLA, W., WELCH, D. Paste technology for underground backfill and surface tailings disposal applications. Short course notes, Canadian Institute of Mining and Metallurgy, Technical workshop-April 27, Vancouver, British Columbia, Canada, 1997, 120 p.
- LE ROUX, K.A., BAWDEN, W.F., GRABINSKY, M.W.F. Field properties of cemented paste backfill at the Golden Giant mine. Mineral Technology: IMM Transaction, Section A, 2005 vol 114, no 2, p.65-86.
- LI, L., AUBERTIN, M. An elasto-plastic evaluation of the stress state around cylindrical openings based on a closed multiaxial yield surface. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics (published online DOI: 10.1002/nag.709), 2008a.
- LI, L., AUBERTIN, M. An improved method for estimating the stress state in sub-vertical backfilled stopes. Proceedings of 60th Canadian Geotechnical Conference and the 8th Joint CGS/IAH-CNC Groundwater Conference, Ottawa, 21-24 October 2007, p. 2199-2206.
- LI, L., AUBERTIN, M., SHIRAZI, A. Implementation and application of a new elasto-plastic model based on a multiaxial criterion to assess the stress state around backfilled openings. ASCE International Journal of Geomechanics, 2008, submitted.
- LI, L., AUBERTIN, M., SHIRAZI, A., BELEM, T., SIMON, R. Stress distribution in inclined backfilled stopes. 9th International Symposium in Mining with Backfill, , Montreal, Quebec, Canada, Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum (CIM), April 29-May 2, 2007.
- LI, L., AUBERTIN, M., BELEM, T. Formulation of a three dimensional analytical solution to evaluate stress in backfilled vertical narrow openings. Canadian Geotechnical Journal, vol. 42, no 6, 2005, p. 1705-1717.
- LI, L., AUBERTIN, M., SIMON, R., BUSSIÈRE, B., BELEM, T. Modeling arching effects in narrow backfilled stopes with FLAC. in FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics: Proceedings of 3rd International FLAC Symposium (3rd, October 22-24, 2003 : Sudbury, Canada), Rotterdam, A.A. Balkema, 2003, p. 211-219.

- MARSTON, A. The theory of external loads on closed conduits in the light of latest experiments. Bulletin No. 96, Iowa Engineering Experiment Station, Ames, Iowa, 1930.
- MCCARTHY, D.F. Essentials of Soil Mechanics and Foundations: Basic Geotechnics, 5<sup>th</sup> edition, Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, USA, 1998, 730 p.
- MITCHELL, R.J. Model studies on the stability of confined fills, Canadian Geotechnical Journal, 1989, vol 26, p. 210–216.
- MITCHELL, R.J., OLSEN, R.S., SMITH, J.D. Model studies on cemented tailings used in mine backfill. Canadian Geotechnical Journal, vol 19, no 1, 1982, p. 14–28.
- PIERCE, M.E., BAWDEN, W.F., PAYNTER, J.T. Laboratory testing and stability analysis of paste backfill at the Golden Giant mine. Minefill '98 – Proc. 6th Int. Symp. Mining with backfill, Brisbane, Australie, 1998, p. 159-165.
- PIRAPAKARAN, K., SIVAKUGAN, N. Arching within hydraulic fill stopes. Geotechnical and Geological Engineering, vol 25, no 1, 2007, p. 25-35.
- REVELL, M. Cannington backfill taking the pig out of paste. Paste Technology Seminar, Perth, Australia, April 2000, p. 1–12.
- SAMB, S. Études expérimentales des effets de la température sur les propriétés mécaniques et la durabilité des remblais miniers cimentés en pâte. Rapport de fin d'études Formation postgrade internationale en géologie de l'ingénieur et environnement, EPFL, École des mines de Paris, ULG, École polytechnique de Montréal, 2006, 60p.
- SIVAKUGAN, N. Geotechnical Issues of Mining with Hydraulic Backfills. Electronic Journal of Geotechnical Engineering, Bouquet 2008, 10 p.
- SMITH, J.D., DEJONGH, C.L., MITCHELL, R.J. Large scale model tests to determine backfill strength requirements for pillar recovery at the Black Mountain Mine. Proceedings of International Symposium on Mining with Backfill, Lulea June 7–9, 1983, p. 413–423.
- TERZAGHI, K. Theoretical soil mechanics. John Wiley & Sons, New York, 1943.
- VAN HORN, D.A. 1964. A study of loads on underground structures. Proceedings of the Symposium on Soil-Structure Interaction, 8 - 11 June 1964. Tucson, Arizona: University of Arizona, 1963, p. 256-282.
- YILMAZ, E., BELEM, T., BENZAAZOUA, M., BUSSIÈRE, B. Experimental Characterization of the Influence of Curing under Stress on the Hydromechanical and Geochemical Properties of Cemented Paste Backfill. Tailings and mine waste'08, Vail, Colorado, USA, october 19-22, 2008b.
- YILMAZ, E., BELEM, T., BUSSIÈRE, B. ET BENZAAZOUA, M. Consolidation characteristics of early age cemented paste backfill. *GeoEdmonton 2008 61st Canadian Geotechnical Conference and 9th Joint CGS/IAH-CNC Groundwater Conference*, Edmonton, Canadian Geotechnical Society, International Association of Hydrogeologists-CNC, Geotechnical Society of Edmonton, pp. 797-804, 2008a.
- YU, T. R. Some factors relating to the stability of consolidated rockfill at Kidd Creek. Proceedings of the 4th Int. Symposium on mining with backfill, Montreal, Canada, 1989.
- YU, T.R. Mechanisms of Fill Failure and Fill Strength Requirements. Proceedings of 6th Canadian Rock Mechanics Symposium, 1992, p. 1–6.



## **ANNEXE I :**

**LISTE DES  
CONTRIBUTIONS  
SCIENTIFIQUES RELIÉES  
AU PROJET 099-293**

## A-I.1 – Articles de revues scientifiques avec pairs

- BELEM, T., BENZAAZOUA, M. Underground paste backfill technology: applications and design methods. *Geotechnical and Geological Engineering*, vol 26, no 2, 2008, p.147–175.
- BENZAAZOUA, M., FALL, M., BELEM, T. A contribution to understanding the hardening process of cemented pastefill. *Minerals Engineering*, vol. 17, 2004, p. 141–152.
- FALL, M., BELEM, T., SAMB, S., BENZAAZOUA, M. Experimental characterization of the stress–strain behaviour of cemented paste backfill in compression. *Journal of Material Science*, vol 42, 2007, p. 3914–3922.
- LI, L., AUBERTIN, M. Influence of water pressure on the stress state in stopes with cohesionless backfill. *Geotechnical and Geological Engineering* (published online DOI: 10.1007/s10706-008-9207-2), 2008.
- LI, L., AUBERTIN, M., BELEM, T. Formulation of a three dimensional analytical solution to evaluate stress in backfilled vertical narrow openings. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 42, no 6, 2005, p. 1705-1717.
- YILMAZ, E., BELEM, T., BENZAAZOUA, M., KESIMAL, A., ERCIKDI, B. Evaluation of the strength properties of deslimed tailings paste backfill. *The International Journal of Mineral Resources Engineering*, vol. 12, no. 2, 2007, p. 129-144.

## A-I.2 – Comptes rendus de conférences avec jury

- AUBERTIN, M., LI, L., ARNOLDI, S., BELEM, T., BUSSIÈRE, B., BENZAAZOUA, M., SIMON, R. Interaction between backfill and rock mass in narrow stopes. *Soil and Rock America 2003: 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering and 39th U.S. Rock Mechanics Symposium*, 22-26 June 2003, Boston, Massachusetts, USA, Verlag Gückauf GmbH (VGE), Essen, vol. 1, 2003, p. 1157-1164.
- BELEM, T., EL-AATAR, O., BENZAAZOUA, M., BUSSIÈRE, B., YILMAZ, E. Hydro-geotechnical and geochemical characterization of column consolidated cemented paste backfill. *9th International Symposium in Mining with Backfill*, Montreal, Quebec, Canada, Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum (CIM), April 29-May 2, 2007.
- BELEM, T., EL-AATAR, O., BUSSIÈRE, B., BENZAAZOUA, M., FALL, M., YILMAZ, E. Characterization of self-weight consolidated paste backfill. *9th International Seminar on Paste and Thickened Tailings – Paste'06*, 3-7 April 2006, Limerick, Ireland. R. Jewell, S. Lawson & Ph. Newman (eds), 2006, p. 333 – 345.
- BELEM, T., BENZAAZOUA, M. The use of paste backfill as underground rock support: from its preparation to its underground delivery. in *5th International Symposium on Ground Support in Mining & Underground Construction*, (5th : September 28-30, 2004 : Perth, Australia), Villaescusa, E., Potvin, Y. (éds), London, Taylor & Francis, 2004, p. 637-650.
- BELEM, T., HARVEY, A., SIMON, R., AUBERTIN, M. Measurement and prediction of internal stresses in an underground opening during its filling with cemented fill. in *5th International Symposium on Ground Support in Mining & Underground Construction*, (5th : September 28-30, 2004 : Perth, Australia), Villaescusa, E., Potvin, Y. (éds), London, Taylor & Francis, 2004, p. 619-630.
- LI, L., AUBERTIN, M., SHIRAZI, A., BELEM, T., SIMON, R. Stress distribution in inclined backfilled stopes. *9th International Symposium in Mining with Backfill*, , Montreal, Quebec, Canada, Canadian Institute of Mining, Metallurgy and Petroleum (CIM), April 29-May 2, 2007.
- LI, L., AUBERTIN, M., SIMON, R., BUSSIÈRE, B., BELEM, T. Modeling arching effects in narrow backfilled stopes with FLAC. in *FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics: Proceedings of 3rd International FLAC Symposium* (3rd, October 22-24, 2003 : Sudbury, Canada), Rotterdam, A.A. Balkema, 2003, p. 211-219.

## A-I.3 – Comptes rendus de conférences sans jury

- AUBERTIN, M., LI, L., ARNOLDI, S., BELEM, T., BUSSIÈRE, B., BENZAAZOUA, M., SIMON, R. Modélisation numérique des interactions entre le remblai minier et le massif rocheux de chantiers étroits remblayés. *18e Colloque en Contrôle de terrain de l'AMQ, Val-d'Or, QC*, 18-19 mars 2003, Papier no. 14, 8p.

- AUBERTIN, M., LI, L., BELEM, T., SIMON, R., HARVEY, A., JAMES, M., BENZAAZOUA, M., BUSSIÈRE, B. Méthodes d'estimation des pressions induites dans les chantiers remblayés. *in* Symposium 2005 sur l'environnement et les mines, (2e Symposium: 15-18 mai, 2005 : Rouyn-Noranda, Canada), 2005.
- BELEM, T., BENZAAZOUA, M. Predictive models for prefeasibility cemented paste backfill mix design. International Symposium on Post-Mining 2008, Nancy, France. February 6-8, 2008, 10p.
- BELEM, T., BENZAAZOUA, M. Utilisation du remblai en pâte comme support de terrain. Partie I : de sa fabrication à sa mise en place sous terre. Après-mines 2003, «Impacts et gestion des risques: besoins et acquis de la recherche», GISOS Nancy, 5-7 février 2003, CD-ROM, 12p.
- BENZAAZOUA, M., BOIS, D., BELEM, T., GAUTHIER P., OUELLET S., FALL, M., ST-ONGE, J.-F. Remblais miniers: évolution des connaissances et de la pratique. 20<sup>e</sup> Colloque en contrôle de terrain de l'AMQ, Val-d'Or, 22-23 mars 2005, 21p.
- EL-AATAR, O., BELEM, T., BUSSIÈRE, B., BENZAAZOUA, M., YILMAZ, E. Microstructural properties of column consolidated paste backfill. 60th Canadian Geotechnical and 8th Joint IAH-CNC and CGS Groundwater Specialty Conferences. Ottawa, Ontario, October 21-24, 2007.
- FALL, M., BELEM, T., BENZAAZOUA, M., Tensile and compressive properties of underground paste backfill. Proc. of 58<sup>th</sup> Canadian Geotechnical Conference; and 6th Joint IAH-CNC and CGS Groundwater Speciality Conferences, Saskatchewan, Canada, 18- 21 September 2005.
- GODBOUT, J., BUSSIÈRE, B., AUBERTIN, M., BELEM, T. Evolution of cemented paste backfill saturated hydraulic conductivity at early curing time. Proceedings of 60th Canadian Geotechnical Conference and the 8th Joint CGS/IAH-CNC Groundwater Conference, Ottawa, 21-24 October 2007, p. 2230-2236.
- GODBOUT, J., BUSSIÈRE, B., BELEM, T., BENZAAZOUA, M. Évolution des propriétés de rétention d'eau des remblais miniers cimentés en pâte durant le curage. 57th Canadian Geotechnical Conference and 5th joint IAH-CNC-CGS Conference, «Geo-engineering for society and its environment», Quebec city, Canada, 24-26 October 2004 (CD-ROM).
- LI, L., AUBERTIN, M., BELEM, T., SIMON, R., JAMES, M., BUSSIÈRE, B. A 3D analytical solution for evaluating earth pressures in vertical backfilled stopes. 57th Canadian Geotechnical Conference and the 5th joint CGS-IAH Conference, Quebec city, October 24-27, 2004, Session 6F, p. 41-48.
- LI, L., AUBERTIN, M. An improved method for estimating the stress state in sub-vertical backfilled stopes. Proceedings of 60th Canadian Geotechnical Conference and the 8th Joint CGS/IAH-CNC Groundwater Conference, Ottawa, 21-24 October 2007, p. 2199-2206.
- LI, L., AUBERTIN, M., BELEM, T. Development of a 3D analytical solution to evaluate stresses in backfilled vertical openings. Montréal, École Polytechnique de Montréal, Rapport RT-2005-04, 2005, 44p.
- YILMAZ, E., BELEM, T., BENZAAZOUA, M., BUSSIÈRE, B. (2008) Experimental study of hydromechanical and geochemical properties of cemented paste backfill from a design point of view. *Tailings and Mine Waste'08*, October 18-23, Vail, Colorado. Balkema, Rotterdam.
- YILMAZ, E., BELEM, T., BUSSIÈRE, B. ET BENZAAZOUA, M. (2008) Consolidation characteristics of early age cemented paste backfill. *GeoEdmonton 2008 61st Canadian Geotechnical Conference and 9th Joint CGS/IAH-CNC Groundwater Conference*, Edmonton, Canadian Geotechnical Society, International Association of Hydrogeologists-CNC, Geotechnical Society of Edmonton, pp. 797-804.
- YILMAZ, E., EL AATAR, O., BELEM, T., BENZAAZOUA, M., BUSSIÈRE, B. Effets de la consolidation du remblai en pâte sur sa performance. 21<sup>e</sup> Colloque en contrôle de terrain de l'AMQ, 11-12 avril 2006, Val-d'Or, 12p.



## **ANNEXE II :**

**EXTENSION DE MODÈLES  
2D ET 3D DÉJÀ PROPOSÉS**

## A-II.1 – EXTENSION DE MODÈLES 2D EXISTANTS

Le **tableau A1** présente trois modèles 2D d'arche précédemment proposés (Marston 1930; Terzaghi 1943; Aubertin *et al.* 2003; Li *et al.* 2007), qui ont été légèrement modifiés afin de prendre en compte soit la cohésion interne du matériau (ou de l'interface remblai-paroi), soit la possibilité d'utiliser d'autres coefficient de poussée des terres ( $K_a$ ,  $K_0$ ,  $K_p$ ). En effet, le coefficient de poussée des terres ( $k_r$ ) défini dans le modèle initial (Eqs. 10 et 11) est supérieur à  $K_0$  et  $K_a$ , mais inférieur à  $K_p$ . Dans les *tableaux* 4a&b, les modèles sans cohésion ( $c = 0$ ) décrivent les contraintes dans les remblais hydrauliques, tandis que les modèles avec cohésion les décrivent dans les RCP.

**Tableau A1 – Modification de modèles 2D d'arche**

| Modèles analytiques 2D d'arche, modifiés                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                | Commentaires                                                                                                                                                              |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p><i>Modèles avec cohésion de <math>\sigma_v</math> et <math>\sigma_h</math> (cf. Fig. 4c)</i></p> $\sigma_v = \frac{\gamma L - 2c}{2k_i \tan \delta} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2k_i h \tan \delta}{L}\right) \right] \quad (\text{A1a})$ $\sigma_h = \frac{\gamma L}{2 \tan \delta} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2k_i h \tan \delta}{L}\right) \right] \quad (\text{A1b})$ <p>Avec : <math>k_i = K_a, K_0, K_p</math> (Eqs. 21c,d,e) et <math>\frac{\phi}{3} \leq \delta \leq \frac{2\phi}{3}</math></p>                                                                             | <p>Extension du modèle de <i>Marston (1930)</i> en introduisant la cohésion</p>                                                                                           |
| <p><i>Modèles avec cohésion de <math>\sigma_v</math> et <math>\sigma_h</math> (cf. Fig. 4c)</i></p> $\sigma_v = \frac{(\gamma L - 2c)}{2k_i \tan \phi} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2k_i h \tan \phi}{L}\right) \right] \quad (\text{A2a})$ $\sigma_h = \frac{(\gamma L - 2c)}{2 \tan \phi} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2k_i h \tan \phi}{L}\right) \right] \quad (\text{A2b})$ <p><math>k_i = k_r, K_0</math>, et <math>K_a, K_p</math> de Rankine (1857) (Eqs. 10c, 21c,d,e)</p>                                                                                                       | <p>Extension du modèle sans cohésion d'<i>Aubertin et al. (2003)</i> et celui avec cohésion de <i>Terzaghi (1943)</i> en utilisant plusieurs <math>K</math> possibles</p> |
| <p><i>Modèles avec cohésion de <math>\sigma_v</math> et <math>\sigma_h</math> pour chantiers sub-verticaux</i></p> $\sigma_v = \frac{\gamma L - 2c}{2k_i \tan \delta} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2k_i h \tan \delta}{L(1-D_f)}\right) \right] \quad (\text{A3a})$ $\sigma_h = \frac{\gamma L - 2c}{2 \tan \delta} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2k_i h \tan \delta}{L(1-D_f)}\right) \right] \quad (\text{A3b})$ $D_f = \frac{2^{(1-\frac{1}{L})} \tan^{-0.1}(50^\circ + \phi)}{32}; \quad \frac{\phi}{3} \leq \delta \leq \frac{2\phi}{3}; \quad k_i = K_a, K_0, K_p \text{ (Eq. 21c)}$ | <p>Extension du modèle sans cohésion de <i>Li et Aubertin (2007)</i> en introduisant la cohésion</p>                                                                      |

## A-II.2 – EXTENSION DE MODÈLES 3D EXISTANTS

À titre de comparaison au modèle général de Li *et al.* (2005), le modèle 3D d'arche de Van Horn (1963) et le modèle 2D d'arche de Li *et al.* (2007) pour chantiers remblayés sub-verticaux ont été légèrement modifiés à cet effet. Le modèle de Van Horn (1963) a été étendu aux différents cas de coefficients de poussée des terres. Quant au modèle de Li *et al.* (2007), il a été étendu en 3D (avec et sans cohésion). Ces modèles 3D d'arche modifiés sont présentés dans le **tableau A2**.

**Tableau A2 – Modification de modèles 3D d'arche**

| Modèles analytiques 3D d'arche, modifiés                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                       | Commentaires                                                                                   |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p><i>Modèles avec cohésion de <math>\sigma_v</math> et <math>\sigma_h</math> (cf. Fig. 4c)</i></p> $\sigma_v = \frac{\gamma(\frac{BL}{L+B}) - 2c}{2k_i \tan \delta} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2hk_i \tan \delta(L+B)}{LB}\right) \right] \quad (A4a)$ $\sigma_v = \frac{\gamma(\frac{BL}{L+B}) - 2c}{2 \tan \delta} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2hk_i \tan \delta(L+B)}{LB}\right) \right] \quad (A4b)$ <p><math>\phi/3 \leq \delta \leq 2\phi/3</math>; <math>k_i = K_a, K_0, K_p</math> (Eqs. 21c,d,e)</p>                                                                                                                                | <p>Extension du modèle avec cohésion de Van Horn (1963) en utilisant plusieurs K possibles</p> |
| <p><i>Modèles sans cohésion de <math>\sigma_v</math> et <math>\sigma_h</math> pour chantiers sub-verticaux</i></p> $\sigma_v = \frac{\gamma L}{2k_i \tan \delta} \left(\frac{B}{L+B}\right) \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2k_i h \tan \delta(L+B)}{BL(1-D_f)}\right) \right] \quad (A5a)$ $\sigma_v = \frac{\gamma L}{2 \tan \delta} \left(\frac{B}{L+B}\right) \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2k_i h \tan \delta(L+B)}{BL(1-D_f)}\right) \right] \quad (A5b)$ $D_f = \frac{2^{(1-\frac{1}{L})} \tan^{-0.1}(50^\circ + \phi)}{32} \quad (A5c)$ <p><math>\phi/3 \leq \delta \leq 2\phi/3</math>; <math>k_i = K_a, K_0, K_p</math> (Eqs. 12c,d,e)</p> | <p>Extension du modèle 2D sans cohésion de Li et Aubertin (2007) en 3D</p>                     |
| <p><i>Modèles avec cohésion de <math>\sigma_v</math> et <math>\sigma_h</math> pour chantiers sub-verticaux</i></p> $\sigma_v = \frac{\gamma L(\frac{B}{L+B}) - 2c}{2k_i \tan \delta} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2k_i h \tan \delta(L+B)}{BL(1-D_f)}\right) \right] \quad (A6a)$ $\sigma_v = \frac{\gamma L(\frac{B}{L+B}) - 2c}{2 \tan \delta} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{2k_i h \tan \delta(L+B)}{BL(1-D_f)}\right) \right] \quad (A6b)$ <p><math>D_f</math> (Eq. 29c); <math>\phi/3 \leq \delta \leq 2\phi/3</math>; <math>k_i = K_a, K_0, K_p</math> (Eqs. 21c,d,e)</p>                                                                   | <p>Extension du modèle 2D sans cohésion de Li et Aubertin (2007) en 3D et avec cohésion</p>    |

Dans les *tableaux* A1 et A2 :  $\mu$ =coefficient de frottement remblai-roche (-);  $\phi$ =angle de frottement interne (°) du

RCP;  $\delta$ =angle frottement remblai-roche (°);  $H$ =hauteur du chantier (m);  $B$ =profondeur du chantier (m);  $L$ =largeur

du chantier (m);  $k_r, k_i, K_a, K_0, K_p$ =coefficient de poussée des terres (a = actif, 0=au repos, p=passif);  $\gamma$ =poids volumique total du RCP (kN/m<sup>3</sup>);  $\sigma_v$ =pression/contrainte verticale (kPa);  $\sigma_h$ =pression/contrainte horizontale (kPa);  $c$ =cohésion interne du matériau ou à l'interface remblai-roche (kPa);  $D_f$ =facteur de distribution horizontale des contraintes. En outre, [Li et Aubertin \(2008\)](#) ont développé un modèle d'analyse des contraintes dans un chantier minier remblayé prenant en compte l'effet de la nappe d'eau. Ce modèle est cependant restreint au cas d'un remblai hydraulique, ou d'un chantier déjà remblayé qui est ennoyé.

## **ANNEXE III :**

**SCHÉMATISATION DU  
PROCESSUS CONDUISANT  
À LA MISE EN ŒUVRE  
D'UN SYSTÈME DE  
REMBLAYAGE EN PÂTE**

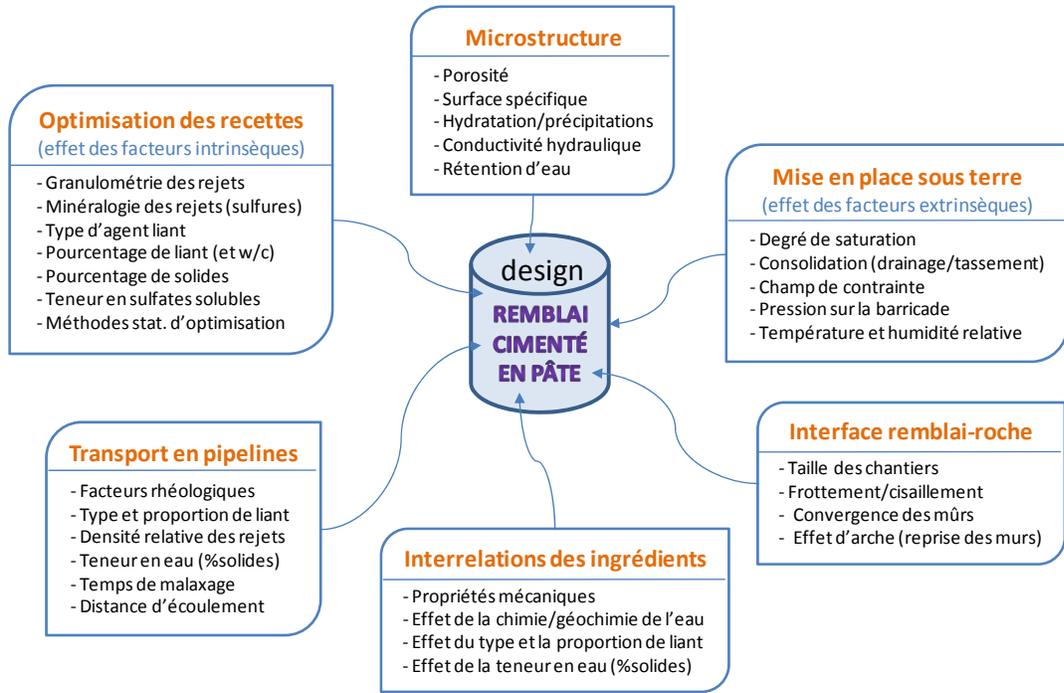


Figure A1 – Schéma montrant les différents champs de recherche sur les RCP

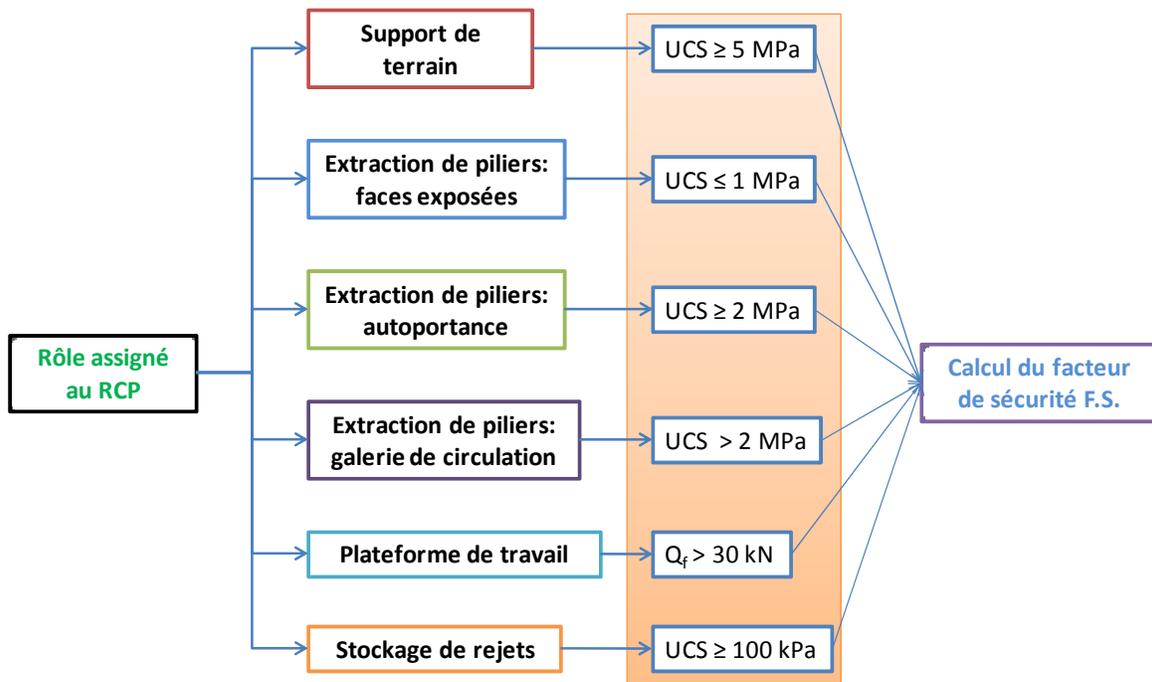


Figure A2 – Schéma montrant la résistance requise pour chacun des rôles assignés au remblai cimenté en pâte

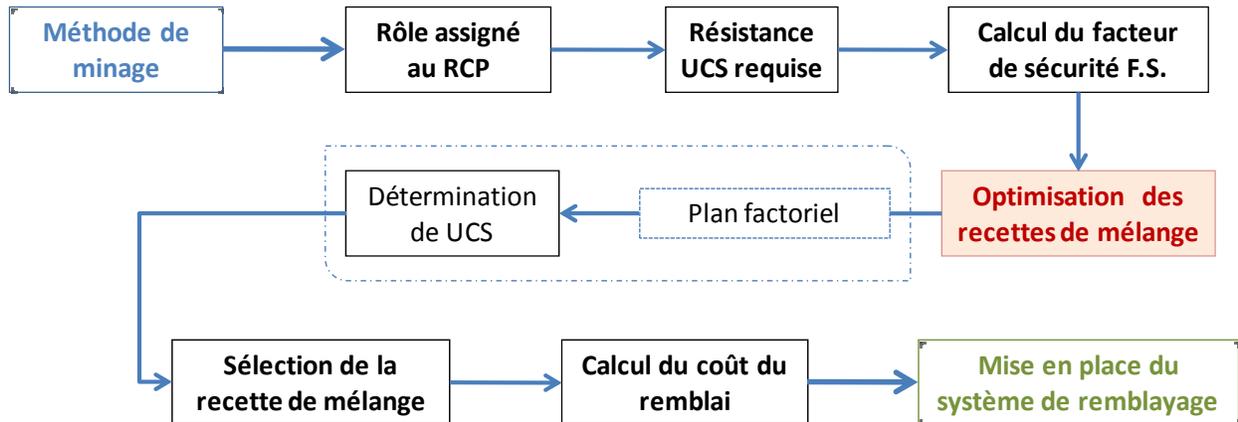


Figure A3 – Schéma classique de l'implantation d'un système de remblayage en pâte

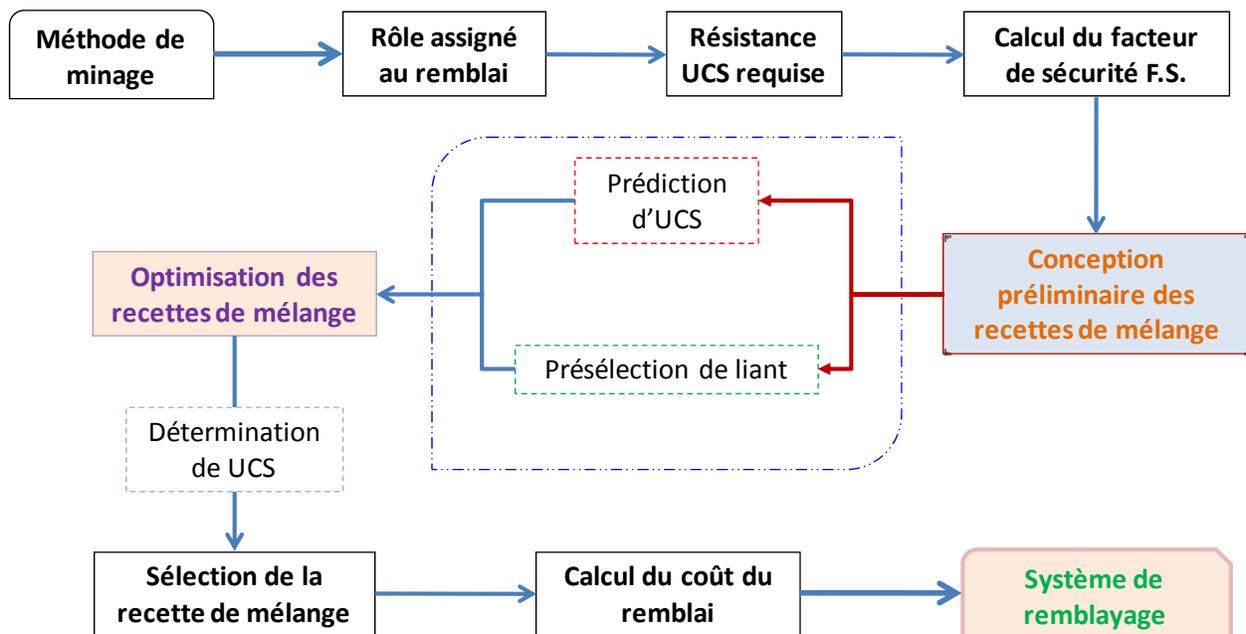


Figure A4 – Schéma modifié de la mise en œuvre d'un système de remblayage

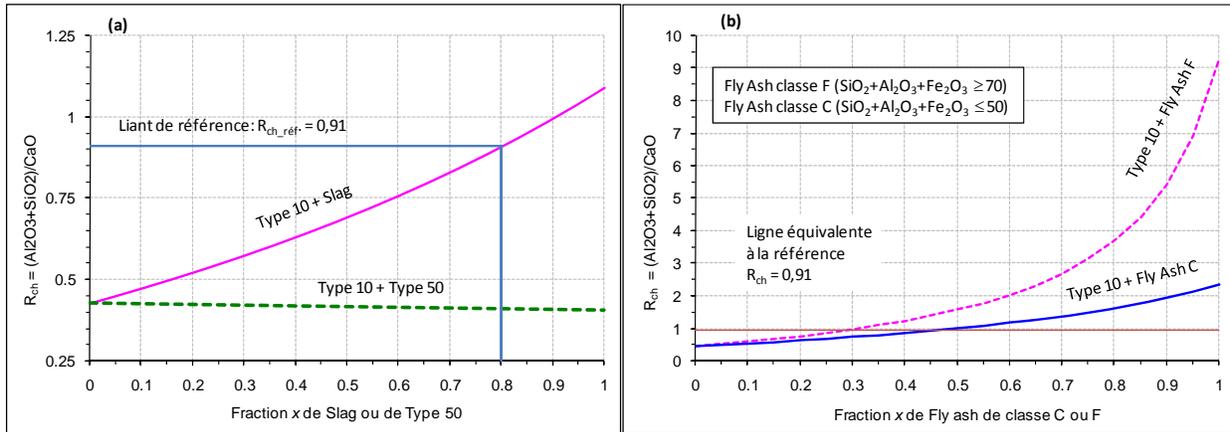


## **ANNEXE IV :**

**ILLUSTRATIONS DES RÉPONSES  
DES DIFFÉRENTS MODÈLES  
EMPIRIQUES ET DE PRÉDICTION  
DES PROPRIÉTÉS DES REMBLAIS  
CIMENTÉS EN PÂTE, PROPOSÉS  
DANS CE RAPPORT**

### A-IV.1 : RÉPONSE DU MODÈLE DE MODULE HYDRAULIQUE (HM)

La **figure A5** montre les courbes de réactivité [module hydraulique  $HM$  donné par les équations (25) et (26)] des substituts au ciment Portland type 10 ou CP10 (*slag, fly ash* classes C et F, ciment Portland type 50 ou CP50). On peut voir qu'en fixant comme valeur de référence,  $HM_{réf} = 0,91 \pm 0,01$  (correspondant à 80 % de *slag* comme substitut au CP10), les liants équivalents à ce liant de référence peuvent être soit 45 % de *fly ash* classe C comme substitut au CP10 ou 30 % de *fly ash* classe F comme substitut au CP10. La **figure A5** montre également que par rapport à ce liant de référence, il est impossible d'obtenir un liant équivalent avec le ciment Portland type 50 comme substitut au CP10.



**Figure A5 – Courbes de réactivité des ciments et additifs combinés avec du ciment Portland Type 10 à différentes proportions (fractions) : a) ciment Type 50 et additif *Slag*, b) additifs *Fly Ash* de classe C et F**

Si l'on dispose d'une valeur de module hydraulique pour un substitut donné, l'équation (28) et le **tableau 6** permettent de calculer la fraction du substitut combinée avec le ciment Portland type 10 qui est donné par la relation suivante :

$$x_{substitut} = - \frac{\ln\left(\frac{A_1}{A_2 \cdot HM_{Liant}} - \frac{1}{A_2}\right)}{A_3} \tag{A7}$$

Les valeurs des constantes  $A_1$ ,  $A_2$ , et  $A_3$  sont données dans le **tableau 6**.

## A-IV.2 : RÉPONSE DU MODÈLE DE PRÉDICTION D'UCS

Ce modèle semi-empirique permet de simuler l'impact du type de liant (*slag*, T10-T50, T10-*slag*, T10-*fly ash*), de la proportion de liant et de la densité relative  $G_{s-t}$  par la relation (Eq. 27):

$$UCS_{[t, B_w\%]} = G_{s-t} \left( \frac{1}{4} + \lambda \cdot B_w\% \right) \cdot \exp \left( \alpha_B - \frac{\alpha_T}{t} - \alpha_W \cdot \ln(t) \right) \quad (A8)$$

où  $\alpha_B = 3,33$  et  $\lambda = 1,24$  (pour les liants T10-T50),  $\alpha_B = 4,41$  et  $\lambda = 1,64$  (pour les liants T10-*slag*),  $\alpha_B = 4,32$  et  $\lambda = 1,92$  (pour les liants *slag*),  $\alpha_B = 3,33$  et  $\lambda = 1,43$  (pour les liants T10-*Fly ash*),  $\alpha_T = 10$  ( $1 \leq \alpha_T \leq 50$ ) et  $\alpha_W = 10^{-3}$ . Les paramètres  $\alpha_B$  et  $\lambda$  peuvent aussi être estimés, à l'aide des équations (28a,b,c). La figure A6 présente des courbes théoriques d'évolution d'UCS (Éq. 27 ou A8) en fonction du temps de cure  $t$ , de la densité des grains solides des rejets  $G_{s-t}$  et du pourcentage de liant  $B_w\%$ .

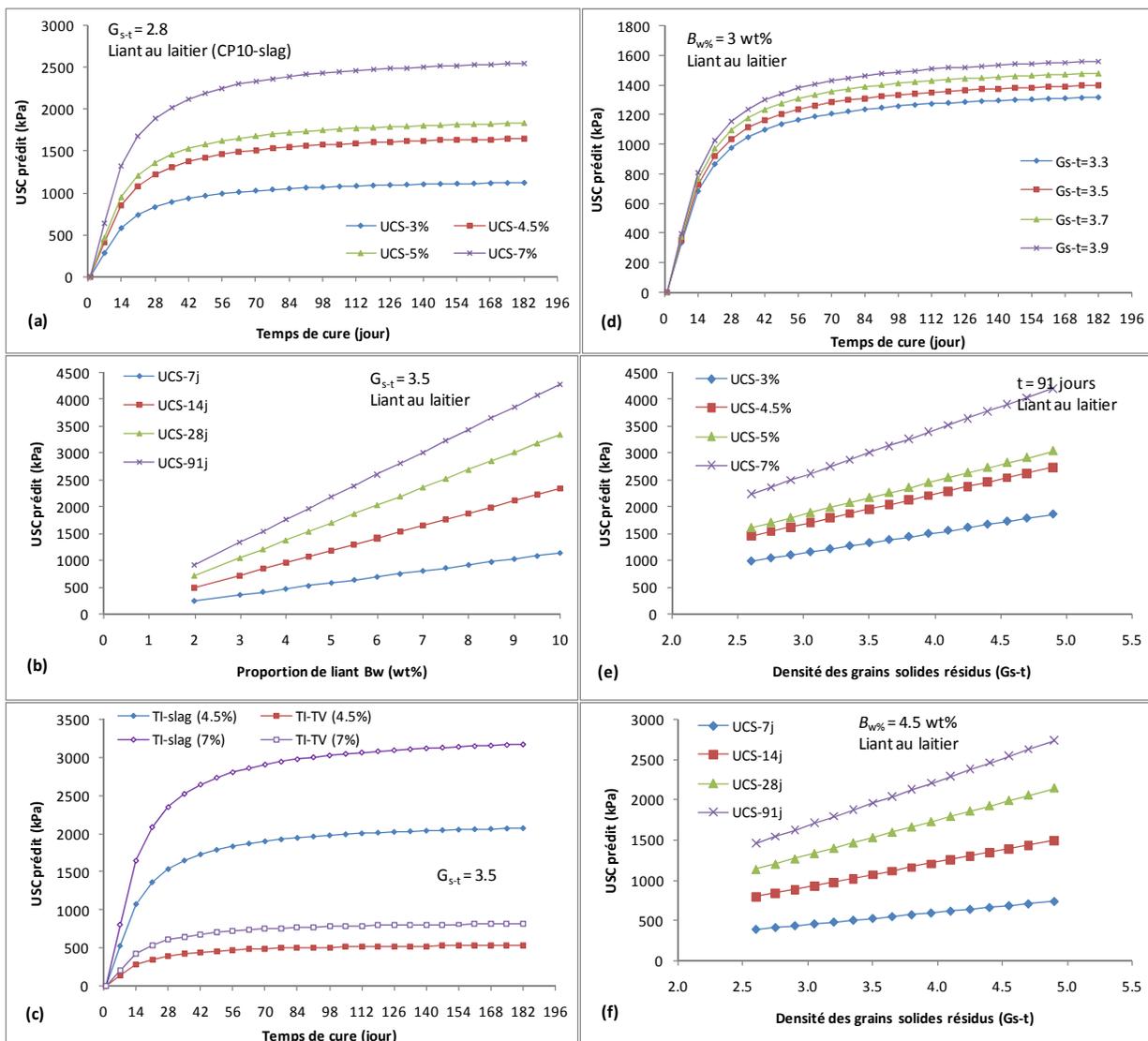


Figure A6 – Courbes théoriques de variation d'UCS en fonction du temps de cure, du pourcentage de liant et de la densité des grains solides

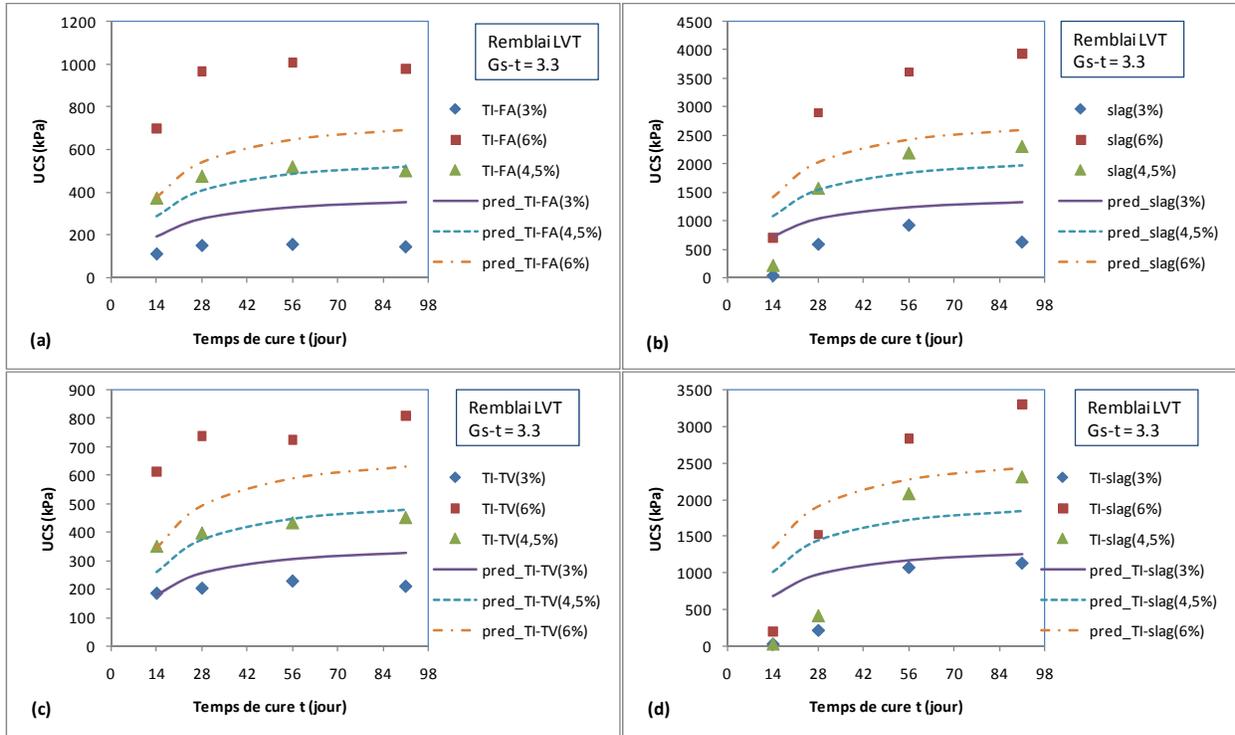


Figure A7 – Comparaison entre UCS prédit par le modèle (Eq. A8) et celui obtenu expérimentalement pour le remblai LVT (données tirées de Benzaazoua *et al.* 2000)

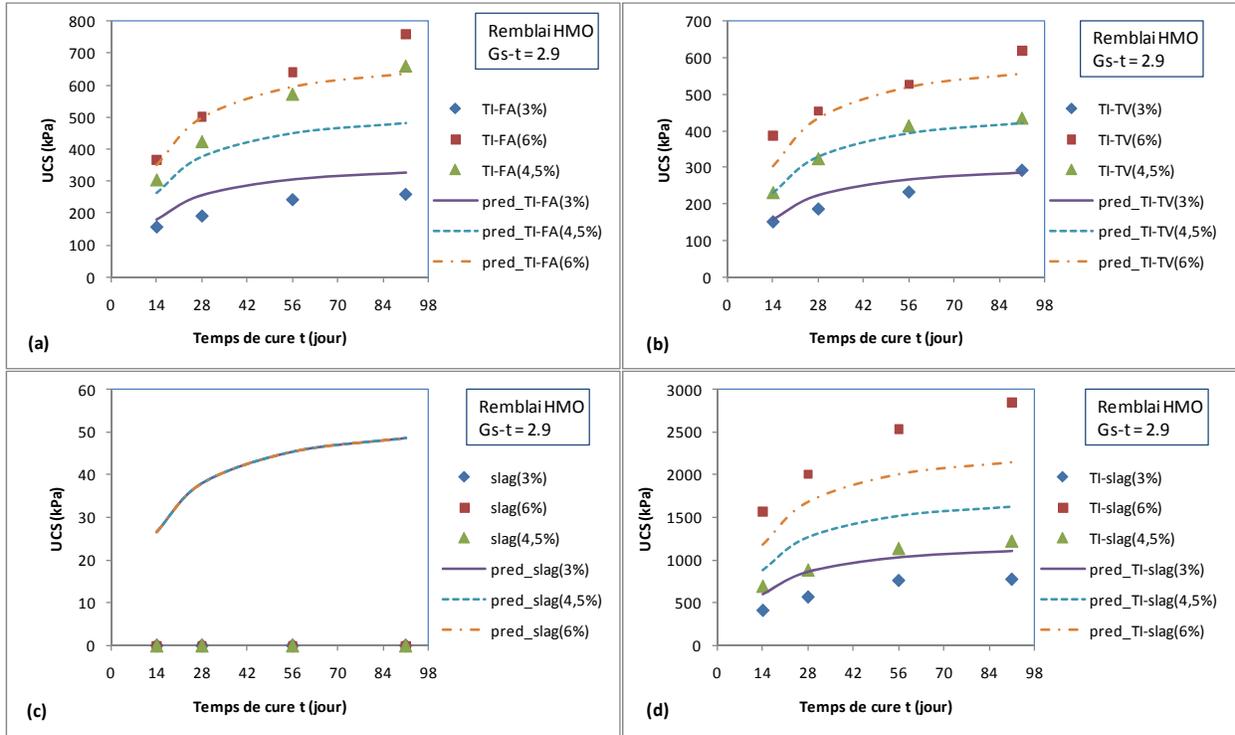
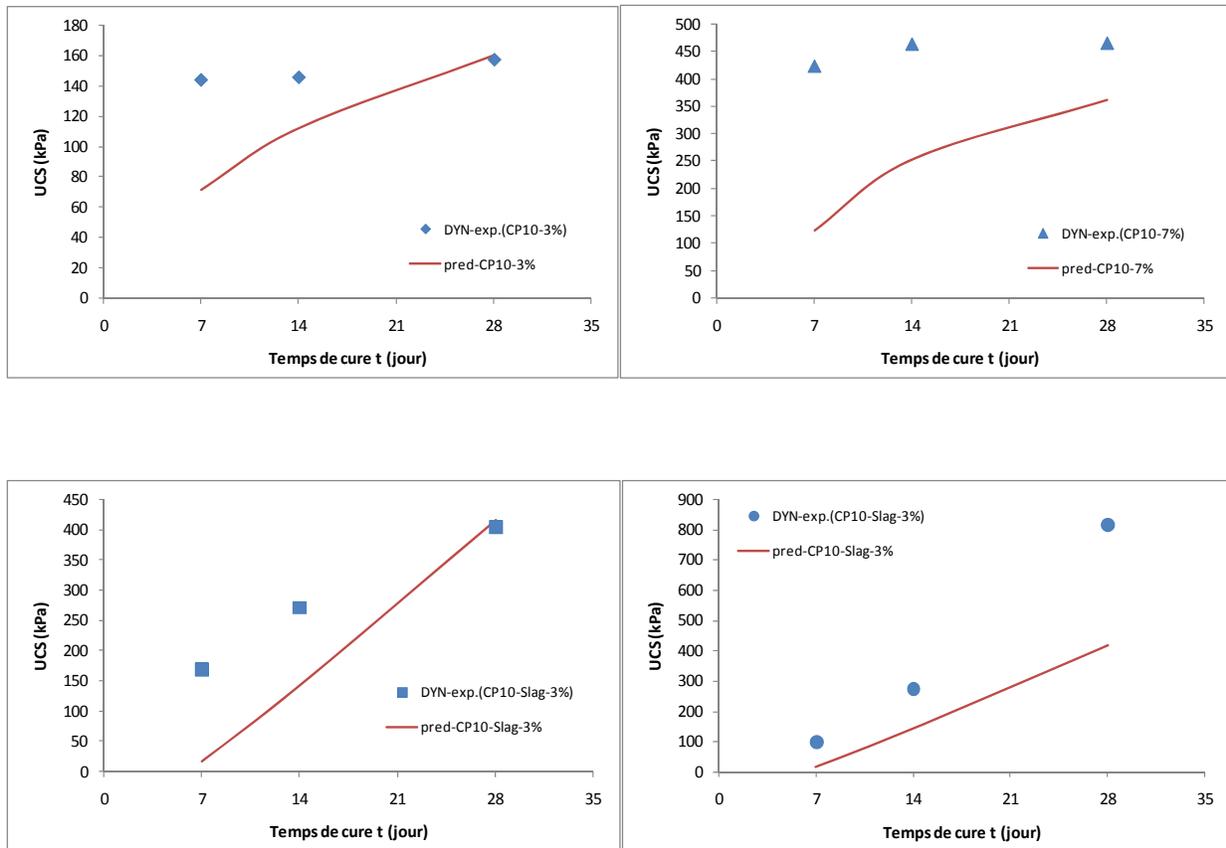


Figure A8 – Comparaison entre UCS prédit par le modèle (Eq. A8) et celui obtenu expérimentalement pour le remblai HMO (données tirées de Benzaazoua *et al.* 2000)



**Figure A9 – Comparaison entre UCS prédit par le modèle (Eq. A8) et celui obtenu expérimentalement pour le remblai DYN**

### A-IV.3 : RÉPONSE DU MODÈLE DE PRÉDICTION DE $c$ ET $\phi$

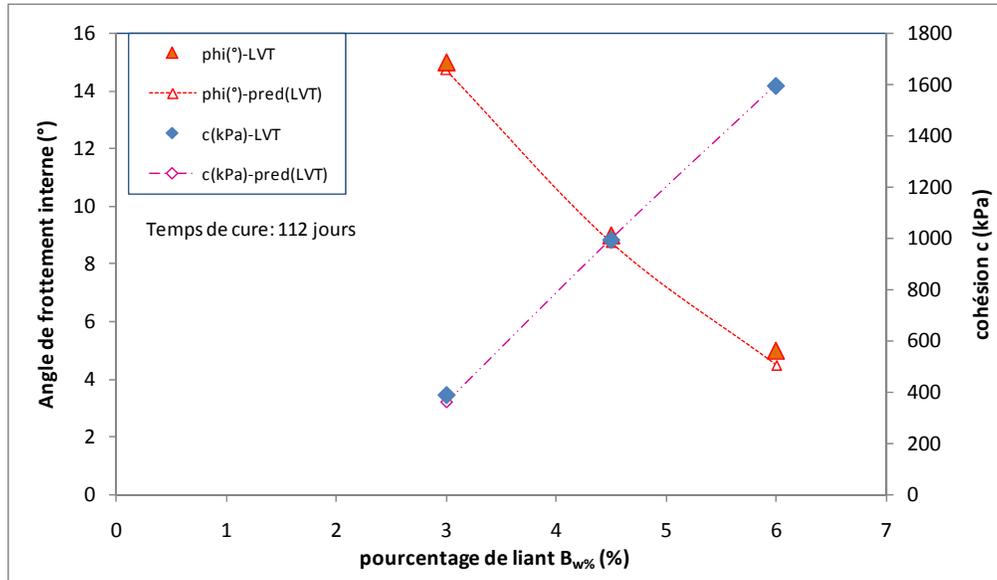


Figure A10 – Comparaison entre  $c$  et  $\phi$  prédits par les équations (31) et (32) et les valeurs expérimentales du remblai LVT (données tirées de Belem *et al.* 2000)

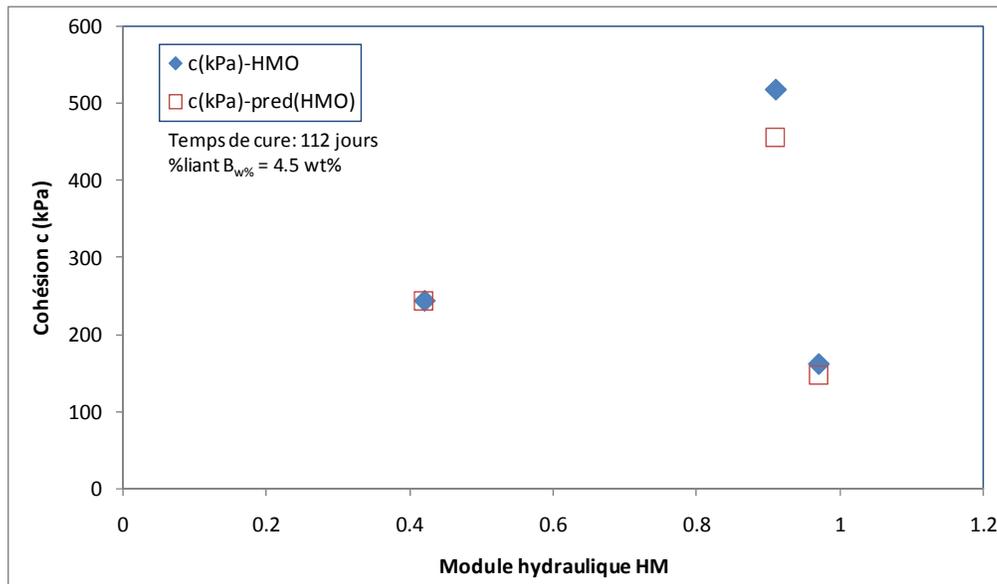


Figure A11 – Comparaison entre  $c$  prédit par l'équation (31) et les valeurs expérimentales du remblai HMO (données tirées de Belem *et al.* 2000)

## A-IV.4 : RÉPONSE DU CRITÈRE DE MOHR-COULOMB TEMPOREL

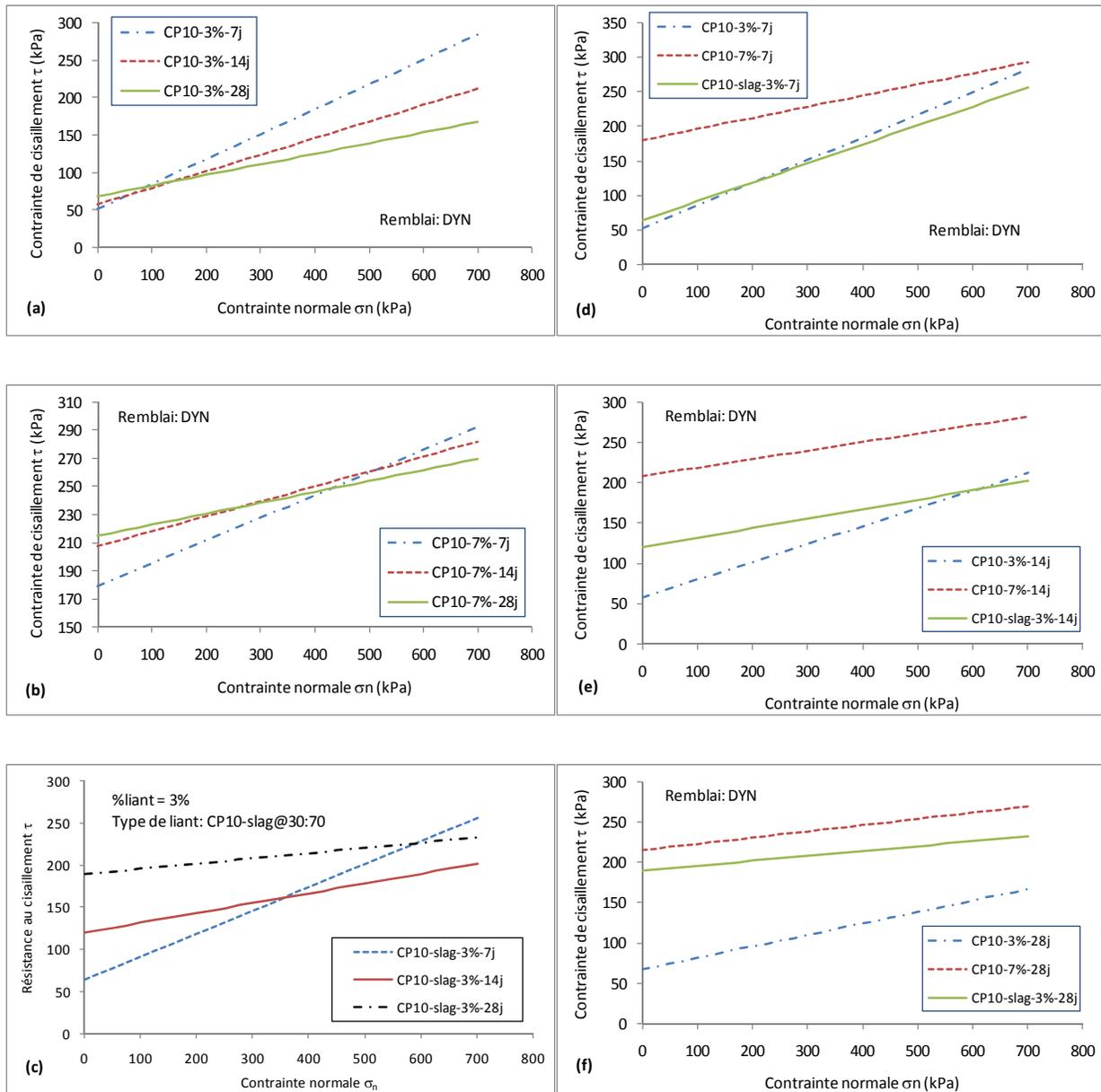


Figure A12 – Droites intrinsèques théoriques du remblai DYN en fonction du temps de cure, du type de liant et du pourcentage de liant obtenues par les équations (31), (32) et (34)

### A-IV.5 : RÉPONSE DES CRITÈRES DE RUPTURE PROPOSÉS

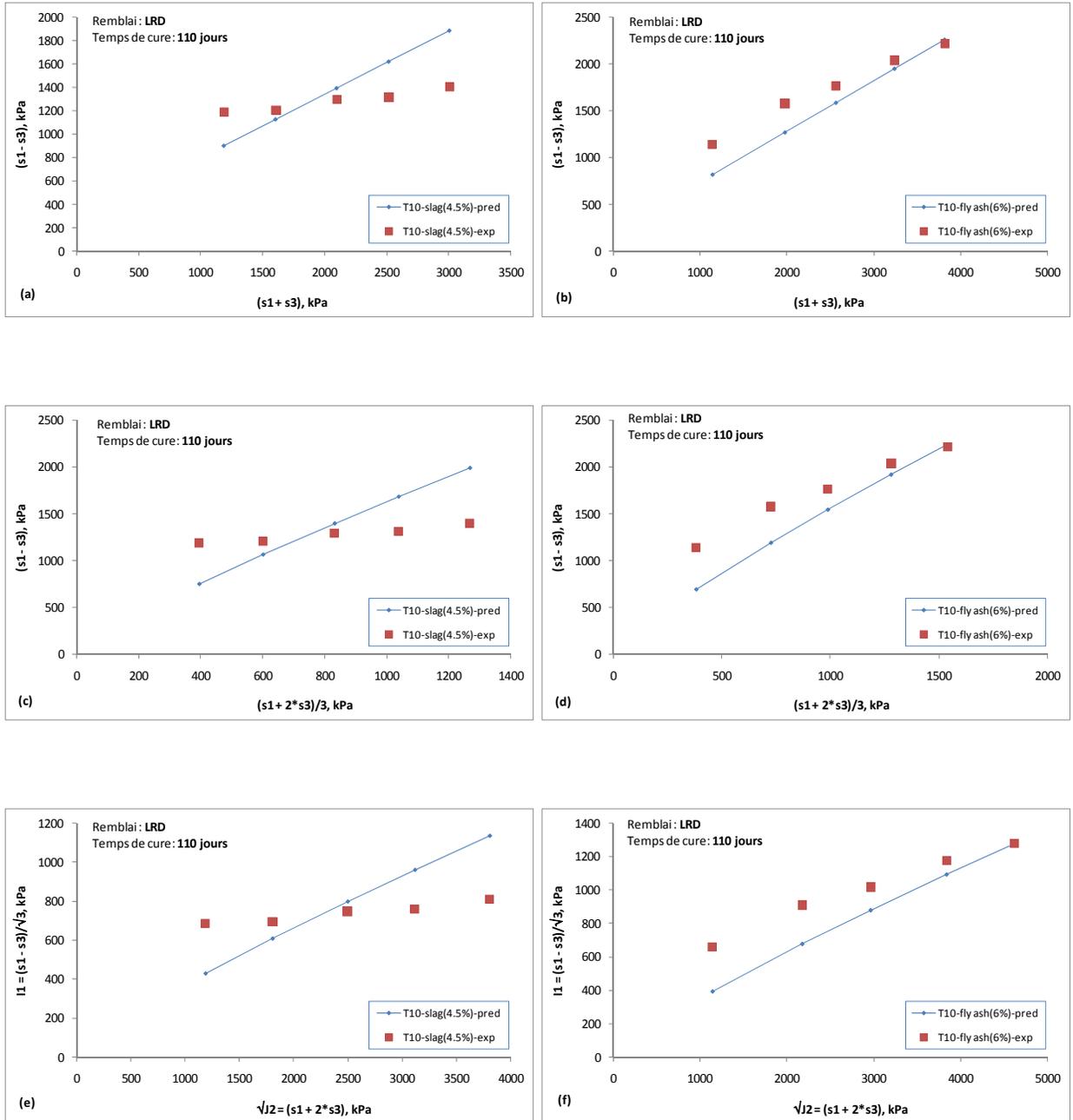


Figure A13 – Comparaison des critères de rupture [Eqs. (33), (35a), (35b)] aux données expérimentales du remblai LRD (données tirées de Belem *et al.* 2000)

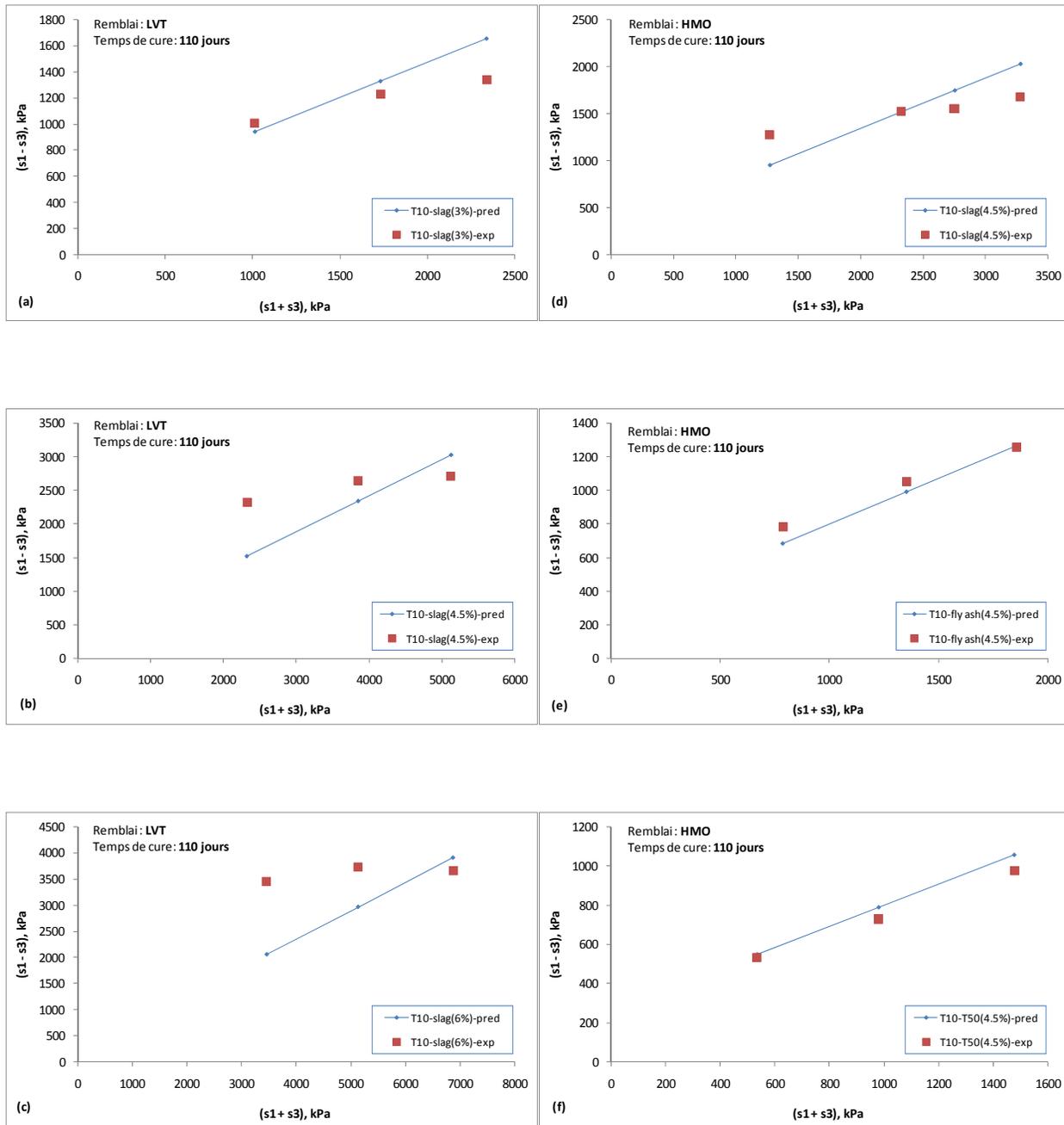


Figure A14 – Comparaison des critères de rupture [Eq. (33)] aux données expérimentales des remblais LVT et HMO (données tirées de Belem *et al.* 2000)

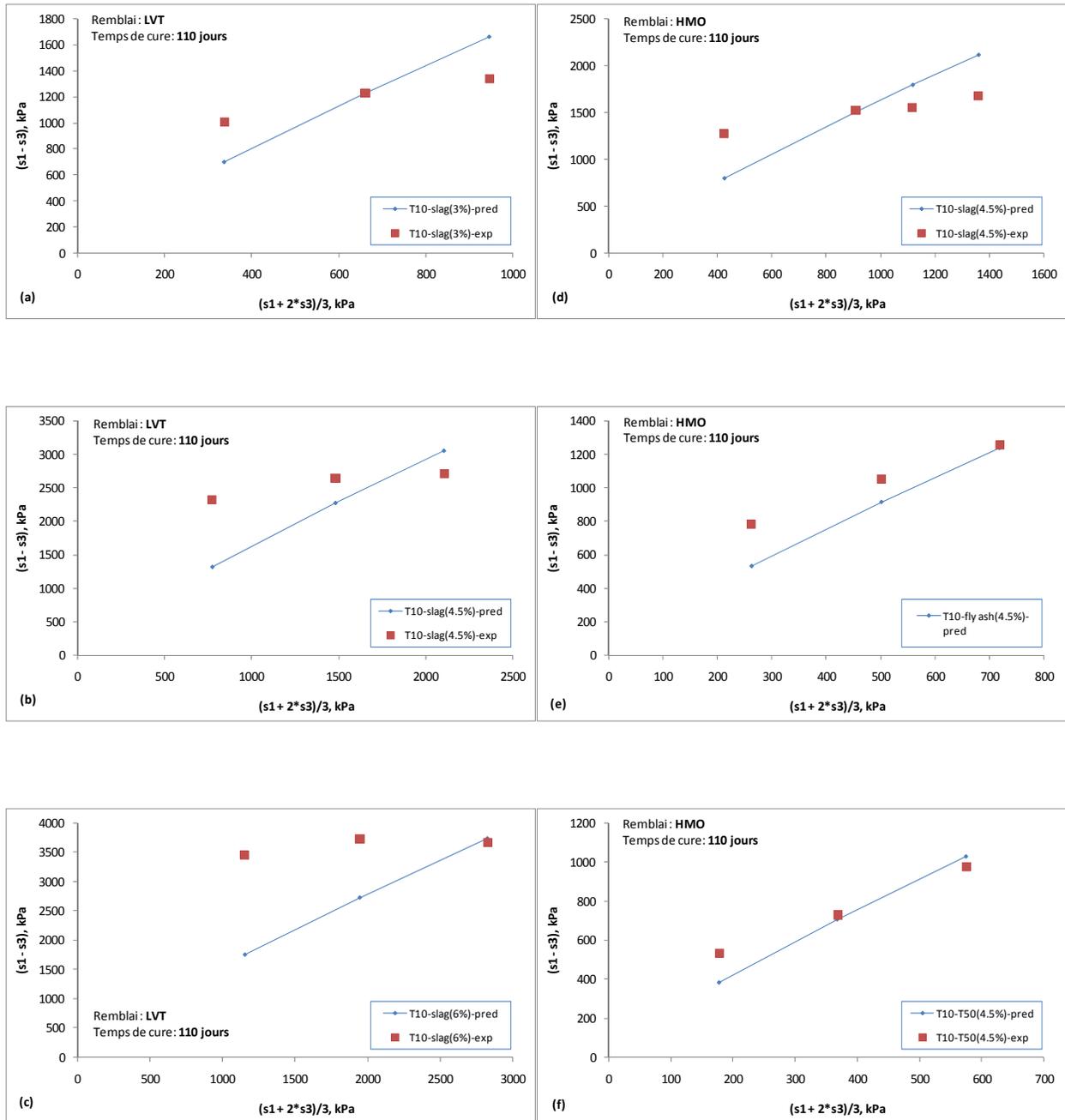


Figure A15 – Comparaison des critères de rupture [Eq. (35a)] aux données expérimentales des remblais LVT et HMO (données tirées de Belem *et al.* 2000)

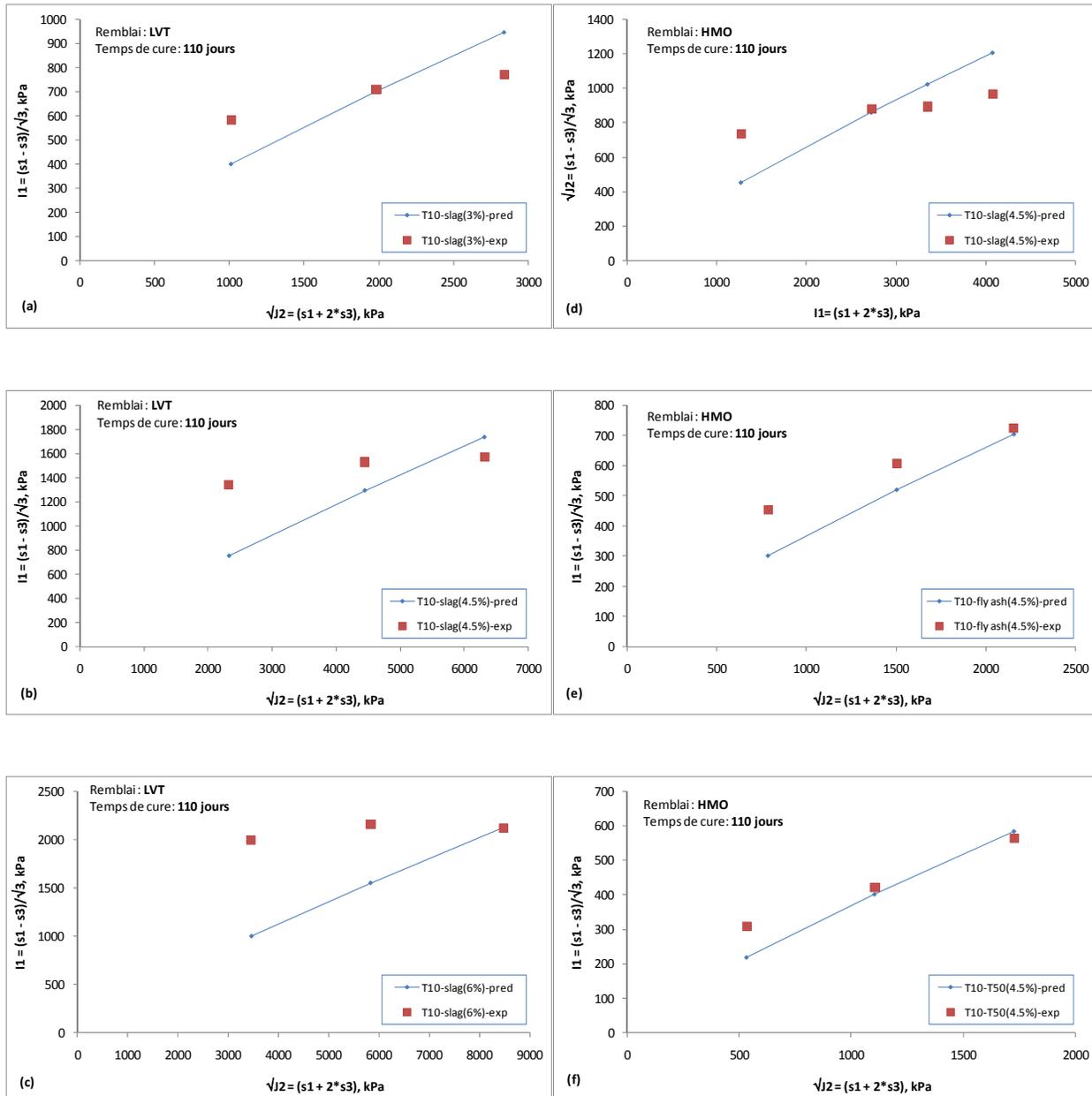
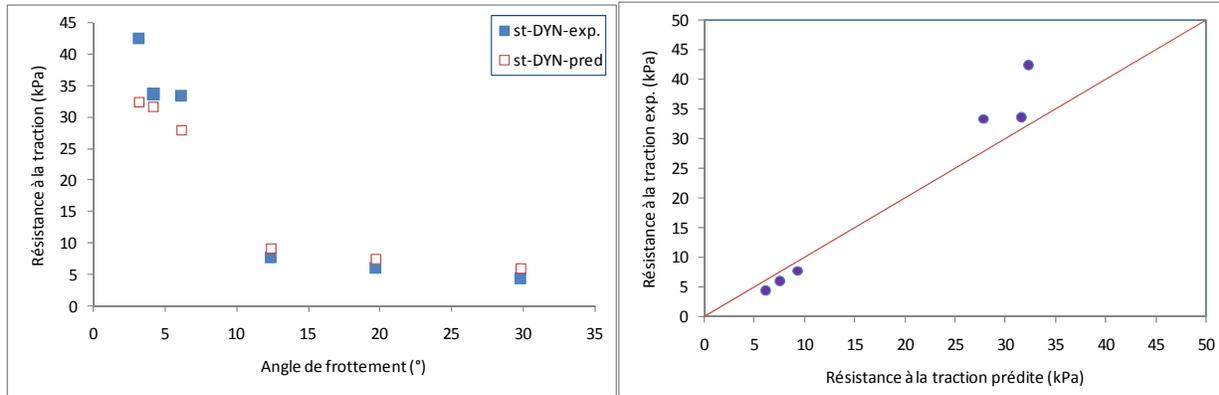
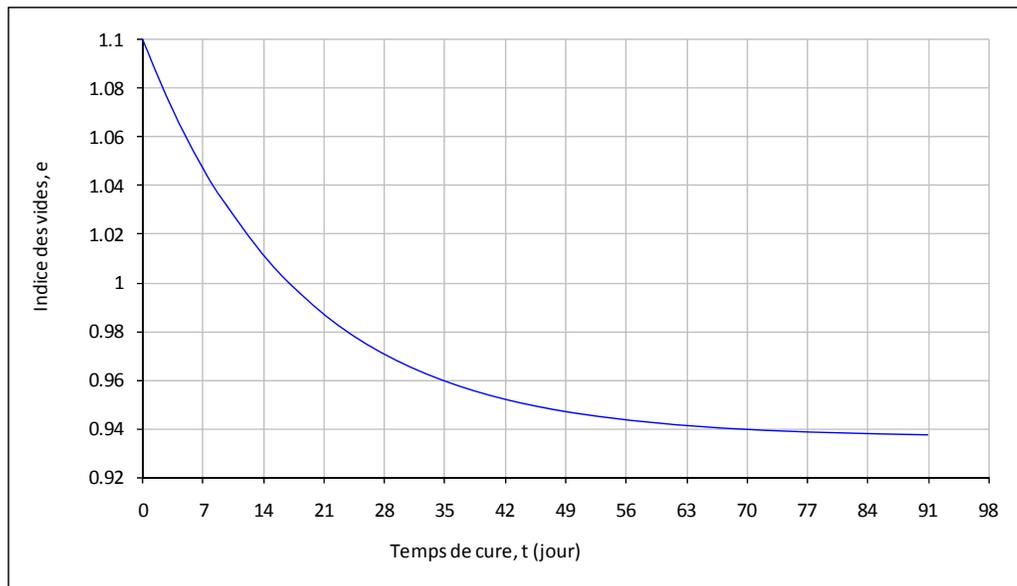


Figure A16 – Comparaison des critères de rupture [Eq. (35b)] aux données expérimentales des remblais LVT et HMO (données tirées de Belem *et al.* 2000)

**A-IV.6 : RÉPONSE DE L'ÉQUATION DE PRÉDICTION DE  $\sigma_t$** 

**Figure A17 – Comparaison entre la résistance à la traction du remblai DYN obtenue expérimentalement et calculée à l'aide de l'équation (36)**

**A-IV.7 : RÉPONSE DE L'ÉQUATION DE PRÉDICTION DE  $\epsilon(t)$** 

**Figure A18 – Courbe d'évolution de l'indice des vides au cours du temps de cure (Eq. 52)**

## **ANNEXE V :**

**INSTRUMENTATION DE  
CHANTIERS MINIERES  
REMBLAYÉS ET MESURES DES  
PRESSIONS TOTALES**

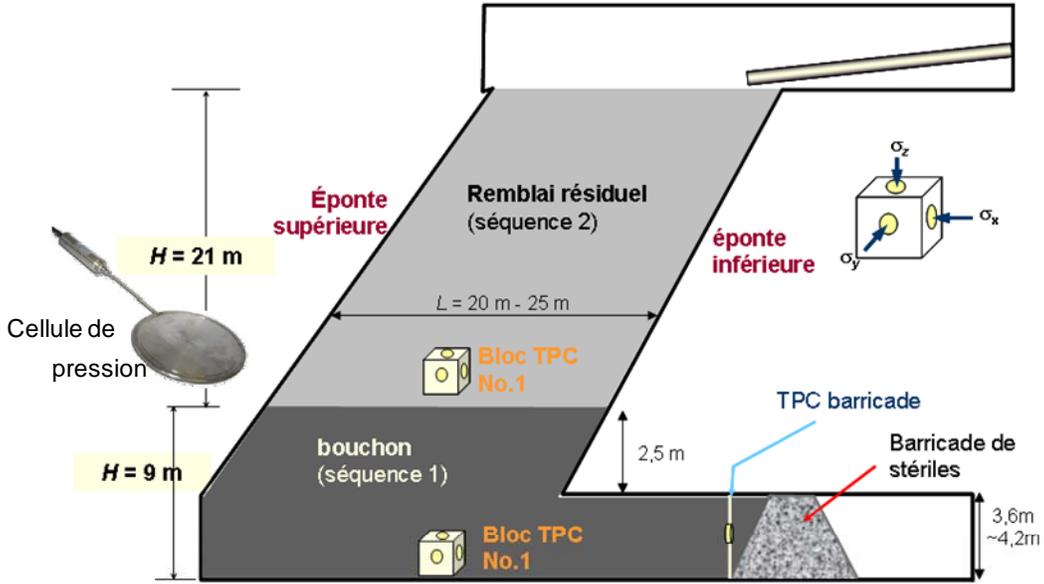


Figure A19 – Schéma d'un des chantiers remblayé montrant l'emplacement des instruments (tiré de Belem *et al.* 2004)

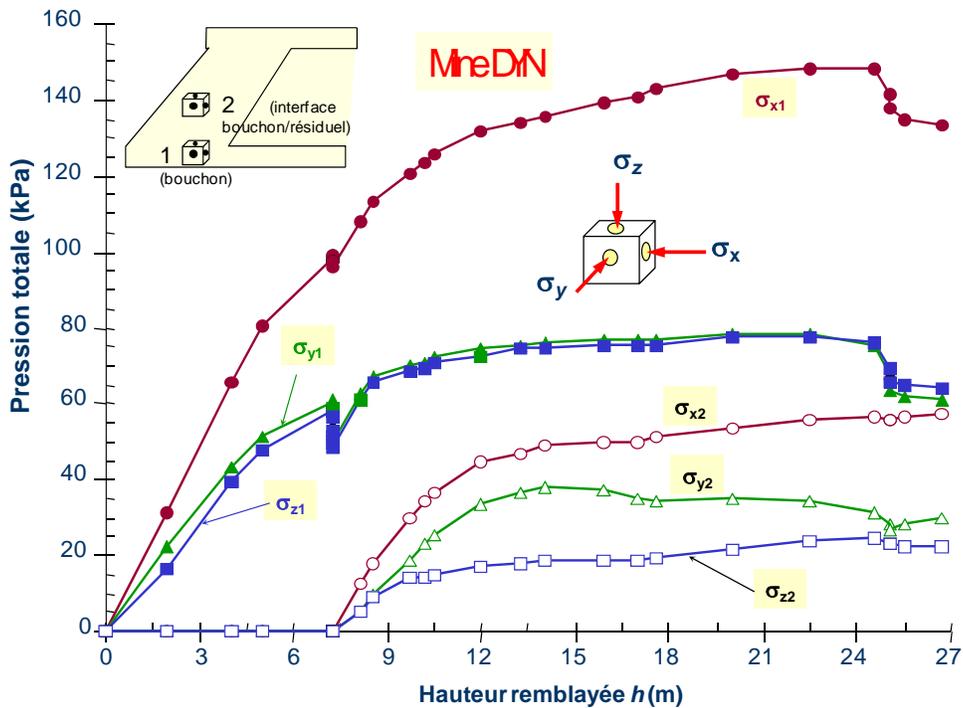


Figure A20 – Courbes de variation des contraintes totales dans le bouchon et à l'interface bouchon-résiduel d'un chantier remblayé à la mine DYN (tiré de Belem *et al.* 2004)

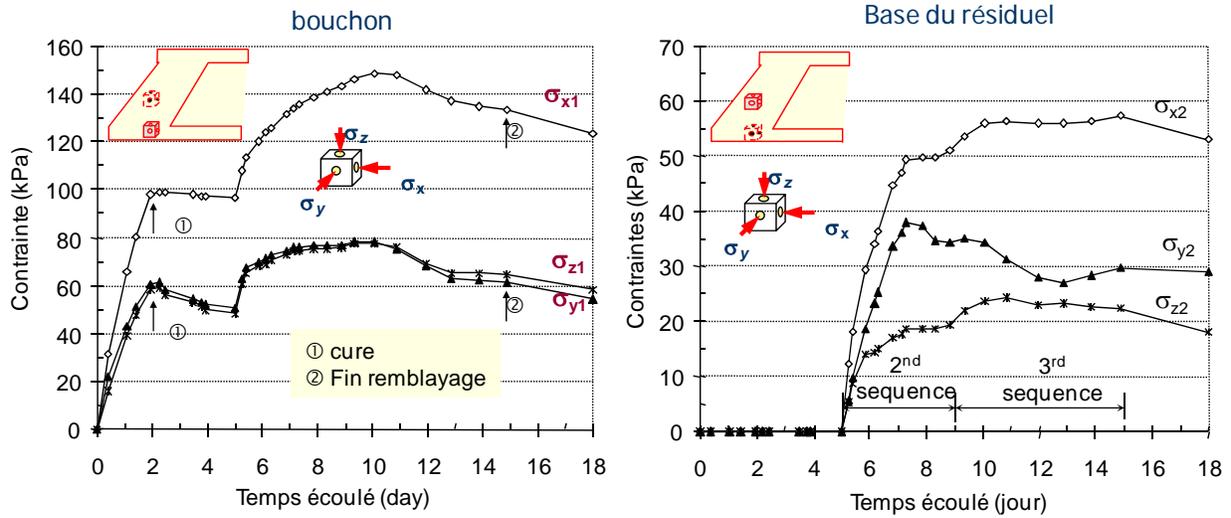


Figure A21 – Courbes d'évolution des contraintes totales au cours du temps dans le bouchon et à l'interface bouchon-résiduel d'un chantier remblayé mine DYN (tiré de Belem *et al.* 2004)

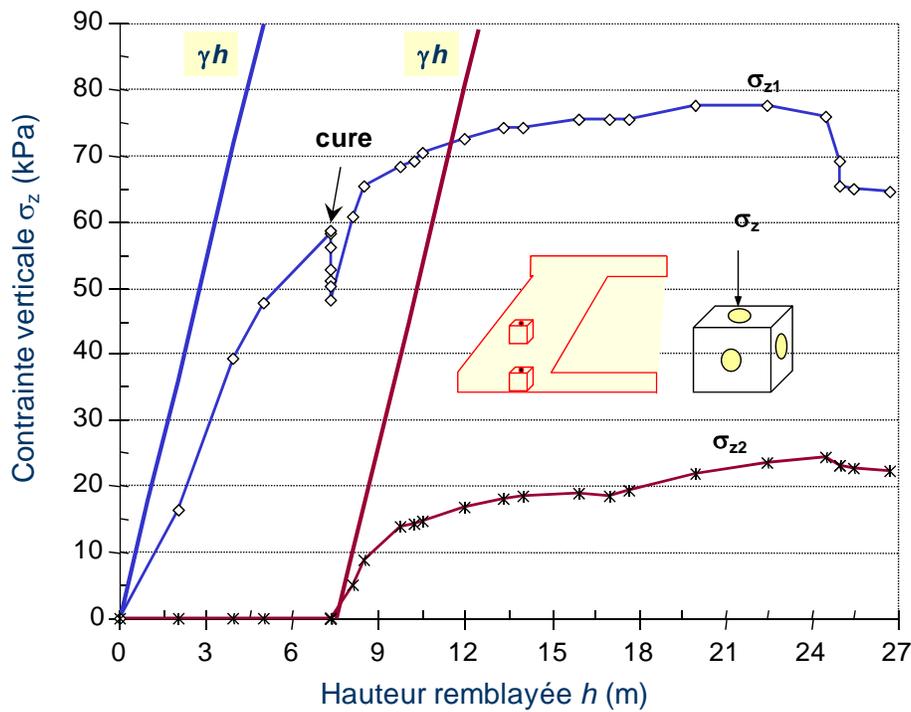


Figure A22 – Courbes de variation des contraintes totales verticales montrant l'existence d'un effet d'arche (tiré de Belem *et al.* 2004)

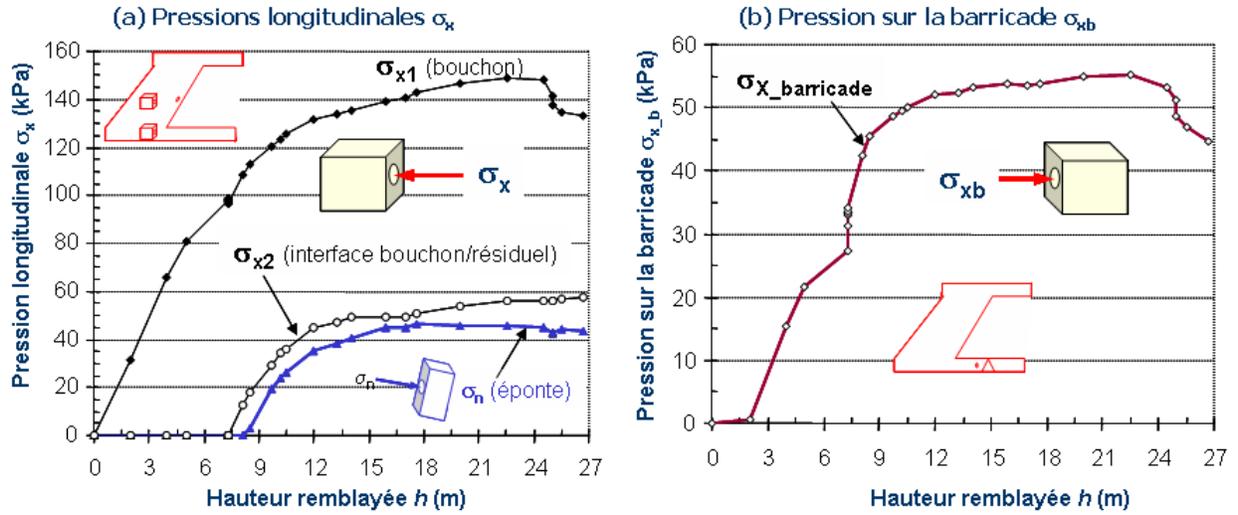


Figure A23 – Courbes d'évolution des contraintes *longitudinales* dans un grand chantier instrumenté à la mine DYN : a) à l'interface remblai/roche (éponge inférieure), b) pression sur la barricade (tiré de Belem *et al.* 2004)

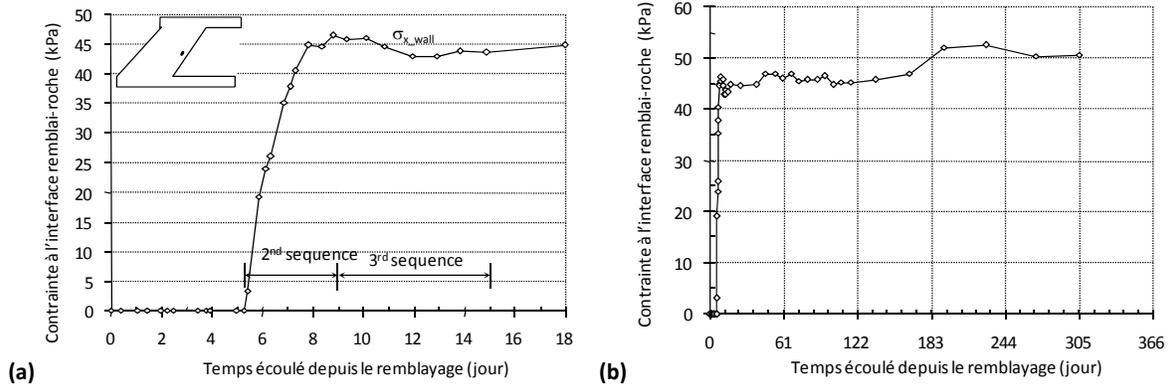


Figure A24 – Contrainte longitudinale à l'interface remblai-roche dans un chantier instrumenté à la mine DYN: a) à très court terme et b) à long terme [tiré de Belem *et al.* 2004]

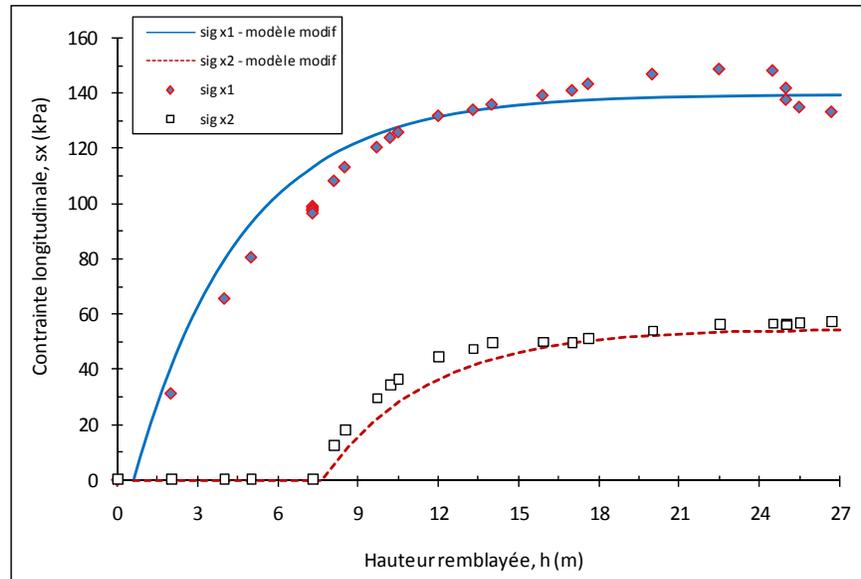


Figure A25 – Comparaison entre les mesures des contraintes *longitudinales* dans un chantier instrumenté à la mine DYN et la prédiction du modèle [Eq. (43)] : bas du chantier ou bouchon ( $\sigma_{x1}$ ) et interface bouchon/résiduel ( $\sigma_{x2}$ ) (adapté de Belem *et al.* 2004)

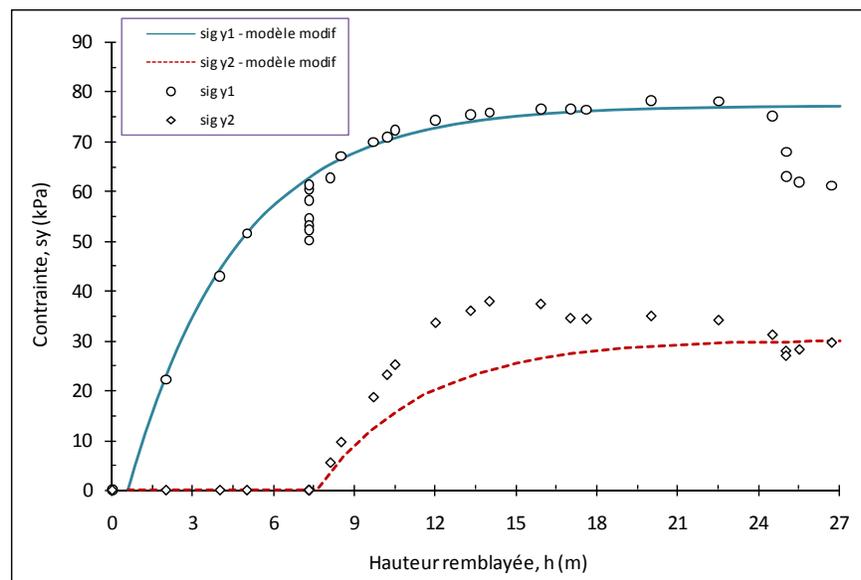


Figure A26 – Comparaison entre les mesures des contraintes *transversales* dans un chantier instrumenté à la mine DYN et la prédiction du modèle [Eq. (43)] : bas du chantier ou bouchon ( $\sigma_{y1}$ ) et interface bouchon/résiduel ( $\sigma_{y2}$ ) (adapté de Belem *et al.* 2004)

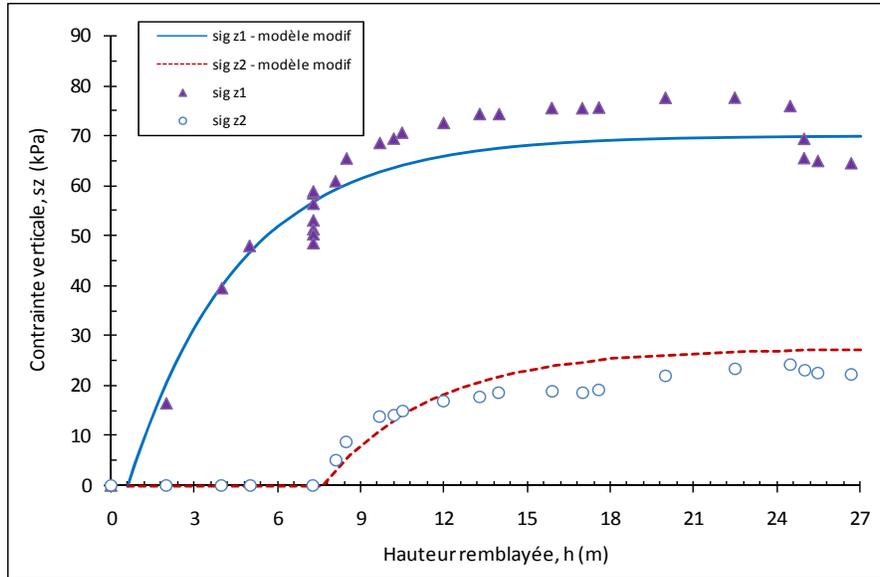


Figure A27 – Comparaison entre les mesures des contraintes *verticales* dans un chantier instrumenté à la mine DYN et la prédiction du modèle [Eq. (43)] : bas du chantier ou bouchon ( $\sigma_{z1}$ ) et interface bouchon/résiduel ( $\sigma_{z2}$ ) (adapté de Belem *et al.* 2004)

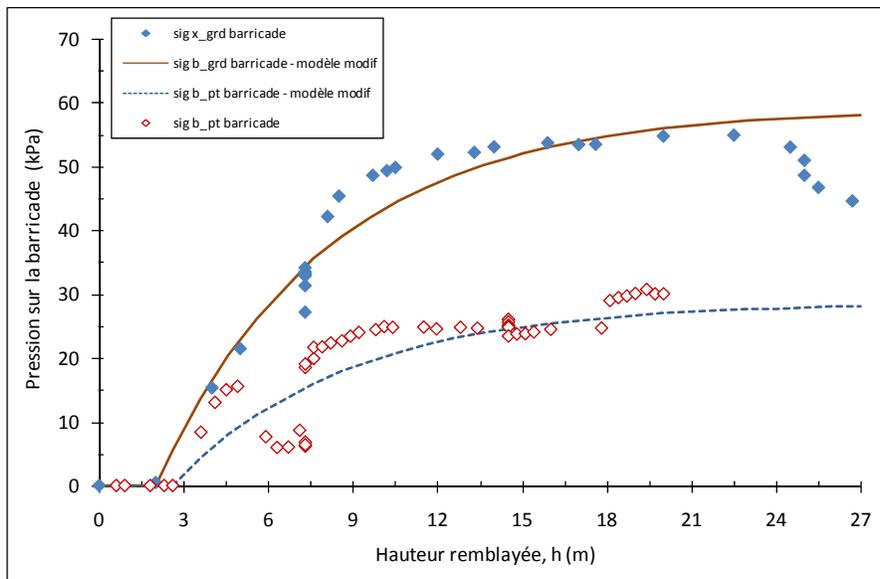


Figure A28 – Comparaison entre les mesures des pressions sur les barricades dans deux chantiers instrumentés à la mine DYN et la prédiction du modèle [Eq. (44)] (tiré de Belem *et al.* 2004)

