

**Titre:** Comportement mécanique des remblais en pâte cimentés en compression et en cisaillement et étude du frottement aux interfaces remblai-remblai et remblai-roche  
Title:

**Auteur:** Nabassé Jean Frédéric Koupouli  
Author:

**Date:** 2015

**Type:** Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

**Référence:** Koupouli, N. J. F. (2015). Comportement mécanique des remblais en pâte cimentés en compression et en cisaillement et étude du frottement aux interfaces remblai-remblai et remblai-roche [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/1867/>  
Citation:

## Document en libre accès dans PolyPublie

Open Access document in PolyPublie

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/1867/>  
PolyPublie URL:

**Directeurs de recherche:** Tikou Belem, & Patrice Rivard  
Advisors:

**Programme:** Génie minéral  
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES REMBLAIS EN PÂTE CIMENTÉS EN  
COMPRESSION ET EN CISAILLEMENT ET ÉTUDE DU FROTTEMENT AUX  
INTERFACES REMBLAI-REMBLAI ET REMBLAI-ROCHE

NABASSÉ JEAN FRÉDÉRIC KOUPOULI

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUES ET DES MINES  
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES  
(GÉNIE MINÉRAL)

JUILLET 2015

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

UNIVERSITÉ DU QUÉBEC EN ABITIBI-TÉMISCAMINGUE

Ce mémoire intitulé :

COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES REMBLAIS EN PÂTE CIMENTÉS EN  
COMPRESSION ET EN CISAILLEMENT ET ÉTUDE DU FROTTEMENT AUX  
INTERFACES REMBLAI-REMBLAIS ET REMBLAI-ROCHE

présenté par : KOUPOLI Nabassé Jean Frédéric

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

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

M. SIMON Richard, Ph. D., président

M. BELEM Tikou, Ph. D., membre et directeur de recherche

M. RIVARD Patrice, Ph. D., membre et codirecteur de recherche

M. MBONIMPA Mamert, Ph. D., membre

## DÉDICACE

*Je dédie ce mémoire à mes parents qui ont toujours cru en moi et à mon épouse pour son soutien  
indéfectible.*

## **REMERCIEMENTS**

Je remercie mon directeur de recherche, le Prof. Tikou Belem, qui a cru en moi, même avant qu'on se rencontre et qui m'a donné la possibilité d'accomplir ce travail. Il a toujours été présent pour me soutenir académiquement, moralement et financièrement pour la réussite de ce projet de recherche.

Je remercie également mon codirecteur de recherche, le Prof. Patrice Rivard de l'université de Sherbrooke, qui a été toujours disponible et qui a apporté une contribution significative lors de la réalisation des travaux de laboratoire de cette recherche.

Je n'oublie pas de remercier aussi les autres membres du jury dont le Prof. Richard Simon (Président du jury) et le Prof. Mamert Mbonimpa (évaluateur externe) qui ont su apporter leur contribution scientifique afin de rendre ce travail meilleur.

J'exprime ma profonde reconnaissance aux professeurs qui m'ont donné des cours : Tikou Belem, Bruno Bussiere, Benoît Plante, Carmen Neculita, Vincent Cloutier, Mostapha Benzaazoua, Mamert Mbonimpa, ainsi qu'au chargé de cours Hassan Bouzahzah.

Je souligne la contribution financière du CRSNG et la Fondation de l'Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue pour les bourses accordées.

Je remercie aussi les techniciens de l'URSTM qui ont été toujours présent pour la formation sur certains appareils me permettant de réaliser des essais dans le cadre de ce projet. Mais surtout au directeur de l'URSTM, M. Denis Bois.

Par ailleurs, je remercie mes chers collègues étudiants pour l'ambiance de famille qui règne dans les bureaux et qui m'ont permis de réaliser cette recherche.

## RÉSUMÉ

Le remblai en pâte cimenté (RPC) une fois acheminé sous terre peut jouer le rôle de support secondaire des terrains encaissants. Grâce à cette fonction de contrôle de terrain, il est possible d'améliorer la récupération des pilier secondaires minéralisés tout en maintenant un bon niveau de sécurité pour les travailleurs et les engins. Le RPC peut également servir de plancher de travail ou de circulation d'engins lourds. Cependant, après sa mise en place dans les chantiers ouverts souterrains, les propriétés mécaniques du RPC évoluent au cours du temps. Cela peut être dû à des facteurs internes liés à la nature et à la quantité des composants du remblai. D'autre part, des facteurs externes comme le massif rocheux encaissant agissent sur le RPC. Toutes ces modifications du comportement mécanique du RPC, si elles ne sont pas connues et mesurées, peuvent causer sa rupture, par exemple lors de l'ouverture d'une face du remblai. Les conséquences pourraient être la dilution du minerai, des dégâts matériels (pertes économiques), des blessures et/ou voire des pertes en vies humaines.

C'est dans ce cadre que cette étude est menée pour évaluer la valeur la plus élevée de la résistance au-delà de laquelle la rupture se produit au sein de la matrice ainsi qu'aux interfaces du remblai. La rupture au sein du remblai a été évaluée de quatre manières : i) la compression uniaxiale (unconfined compressive strength, UCS) exprimant la résistance du remblai sous une charge axiale, ii) la compression diamétrale exprimant la résistance à la traction indirecte du remblai, iii) la compression triaxiale pour évaluer la résistance de la matrice de remblai sous des charges axiale et radiale, iv) le cisaillement direct pour évaluer la résistance du remblai quand le plan de rupture est imposé. La résistance du remblai aux interfaces a été essentiellement évaluée de trois manières : i) la résistance de cisaillement aux interfaces remblai-roche, ii) la résistance de cisaillement aux interfaces remblai-remblai, et iii) la résistance au décollement tangentiel aux interfaces remblai-roche.

Ces tests ont été réalisés avec des résidus de la mine Casa Berardi. Les tests de résistance à la compression uniaxiale et diamétrale ont été réalisés à l'aide de moules cylindriques de 50,8 mm de diamètre et 101,6 mm de hauteur. Les liants utilisés (3% à 7%) sont le ciment Portland type GU (general use) et GU/Slag (20% de GU et 80% de slag). Les moules ont été curés dans une chambre humide pendant 91 jours au total avec des temps de cure cibles de 7, 14, 28, 56 et 91 jours. Des sciures d'érable ont été rajoutées pour évaluer leur impact sur les résistances mécaniques. Les tests

de cisaillement direct de la matrice ont été réalisés sur des blocs de remblai de 120 mm de hauteur et 116 mm de côté pour les temps de cure de 7, 14 et 28 jours et avec 3%, 5% et 7% de proportion du type de liant GU/Slag. Les tests de cisaillements aux interfaces ont été réalisés aux mêmes temps de cure et avec les mêmes proportions de liant que pour les blocs de RPC.

Les résultats sur la résistance à la compression uniaxiale montrent que le type de liant GU/Slag développe une plus grande résistance que le liant GU. Par exemple, pour les tests basés sur le *slump* (affaissement) et pour un temps de cure de 91 jours, cette résistance est 56% plus élevée lorsque la proportion de liant est de 3% et est 190% supérieure avec une proportion de 7% de liant. D'autre part, le remblai a une plus grande résistance à la compression uniaxiale (UCS) qu'à la compression diamétrale (R<sub>t</sub>). Par exemple à 91 jours de cure, avec 3% du liant GU/Slag, UCS est 328% supérieur à R<sub>t</sub>, alors qu'avec 7%, UCS est 575% supérieure à R<sub>t</sub>. L'ajout de sciures d'étable entraîne une perte en résistance de l'ordre de 10% environ à 91 jours de cure lorsque le type de liant GU/Slag est utilisé. Les résultats du cisaillement direct des blocs montrent que la résistance au cisaillement  $\tau_p$  augmente avec la proportion de liant. Cette augmentation est d'environ 120% lorsqu'on augmente la proportion de liant de 3% à 7% et pour la contrainte normale appliquée de 150 kPa. De plus, les tests de décollement tangentiel aux interfaces remblai-roche montrent qu'il existe une certaine cohésion de l'ordre de 25 à 40 kPa avant que le retrait ne se produise. Par ailleurs, les tests de cisaillement direct aux interfaces remblai-roche montrent qu'avec une proportion de liant de 5% type GU/Slag, la cohésion apparente la plus élevée à 28 jours de cure est de 115 kPa. La cohésion intergranulaire de la matrice pour la même recette de mélange de RPC est de 330 kPa. Ces résultats sont utiles pour estimer ou valider des modèles numériques et empiriques afin de déterminer les pressions au sein du remblai. D'autre part, la plupart des mines utilisent le modèle de Mitchell et al. (1982) pour la détermination de la résistance requise du remblai lorsqu'une de ses faces verticales est exposée. Toutefois, ce modèle considère que la cohésion à l'interface est la même que celle de la masse de remblai et que les angles de frottement interfacial et interne du remblai sont nuls. Ces résultats de recherche fournissent une nouvelle perspective aux mines quant à l'utilisation du modèle conceptuel de Mitchell et al. (1982) et d'autres modèles dont les paramètres d'entrée (ex. cohésion et angle de frottement) ont été quantifiés expérimentalement,

## ABSTRACT

The cemented paste backfill once routed underground can act as secondary support of mine stopes. This improves the recovery of secondary mineralized pillars while maintaining a good level of safety for workers and equipment. The cemented paste backfill (CPB) can also serve as working platform or circulation of heavy machines. However, after their incorporation in underground, the mechanical properties of the CPB evolve over time. This may be due to internal factors related to the nature and quantity of the CPB components. Furthermore, external factors also act as the bedrock in which the CPB is placed. All these changes in the mechanical behavior of the cemented paste backfill can create failure inside the CPB or at its interface. This can cause economic and human life loss.

In this context, assessment of the strength within the matrix of CPB and at its interfaces is undertaken in this study. The strength inside CPB is evaluated in four different ways: i) uniaxial compression to determine the unconfined compressive strength (UCS) of the backfill, ii) diametrical compression or indirect tensile test of CPB, iii) triaxial compression to evaluate the shear strength of CPB, iv) direct shear test to estimate the shear strength of CPB when the failure plane is imposed.

The resistance of the fill at the interfaces was mainly assessed in three ways: i) the shear strength of CPB-rock interfaces, ii) the shear strength of CPB-CPB interfaces, and iii) the shear bond strength of CPB-rock interfaces.

These tests were carried out using Casa Berardi mine tailings. The uniaxial and diametrical compression tests were carried out using cylindrical molds of 50.8 mm in diameter and 101.6 mm in height. The binders used are type GU cement and GU/Slag (blend of 20% of GU and 80% of slag) in amounts of 3% to 7%. The molds were cured in a humid chamber for a total duration of 91 days with target curing times of 7, 14, 28, 56 and 91 days. Maple sawdust was added to evaluate its impact (gain or loss) strength. The direct shear testing of the CPB matrix were performed on CPB blocks with 120 mm height and 116 mm side a 7, 14 and 28 days of curing time and using 3%, 5% and 7% of the binder type GU/Slag. The shear tests were carried out on the CPB-rock and CPB-CPB interfaces at the same previous curing time and with the same binder proportions.

Results of uniaxial compressive strength showed that the binder type GU/Slag developed higher strength than the GU cement. As an example, for tests on samples based on the slump and at 91

days of curing time, the UCS is 56% higher when the binder proportion is 3% and UCS is 190% higher with a binder proportion of 7%. On the other hand, the CPB has a higher unconfined compressive strength (UCS) than the splitting tensile strength (R<sub>t</sub>). For example at 91 days of curing time, with 3% of GU/Slag binder, the UCS value is 328% higher than R<sub>t</sub> value, while with a binder proportion of 7%, the UCS is 575% higher than R<sub>t</sub>. The addition of maple sawdust causes a strength loss of about 10% at 91 days of curing time when the binder GU/Slag is used. Also, a relationship between UCS and R<sub>t</sub> was noted. The results of direct shear test on CPB blocks showed that the strength increases with the increase of binder proportion. This increase is about 120% when the binder proportion is increased from 3% to 7% and for the applied normal stress of 150 kPa. In addition, shear bond strength tests between backfill and rock interfaces showed that an apparent cohesion in the range of 25 to 40 kPa was obtained. Direct shear tests at the backfill-rock interfaces with an amount of 5% GU/Slag and cured at 28 days show apparent cohesion of about 115 kPa, while the cohesive strength of the same backfill matrix is around 330 kPa, nearly three times higher. These results are useful to estimate or validate numerical and empirical models for estimating pressures within cemented paste backfilled stopes. Also, mining industry uses the Mitchell et al. (1982)'s model for required strength estimation which is considering that the cohesion at the CPB-rock interface (C<sub>b</sub>) is the same as for the CPB matrix and that the interfacial and internal friction angle are zero. Also with these experimental results, mining industry can better design of CPB based on its mechanical behavior including values of cohesions and angles of friction obtained experimentally.

## TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE .....	III
REMERCIEMENTS .....	IV
RÉSUMÉ .....	V
ABSTRACT.....	VII
TABLE DES MATIÈRES .....	IX
LISTE DES FIGURES .....	XIII
LISTE DES TABLEAUX .....	XXI
LISTE DES ANNEXES .....	XXIII
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1    Contexte de l'étude.....	1
1.2    Les différents types de remblais miniers.....	3
1.2.1    Le remblai hydraulique.....	3
1.2.2    Le remblai rocheux.....	4
1.2.3    Le remblai en pâte .....	4
1.3    Systèmes de remblayage et rôles assignés au remblai en pâte .....	5
1.3.1    Critères à prendre en compte .....	5
1.3.2    Rôles assignés au remblai en pâte cimenté.....	6
1.4    Mise en place du remblai sous terre.....	7
1.5    Problématique de l'étude .....	9
1.6    Objectifs de l'étude.....	11
1.7    Cadre scientifique du projet de recherche .....	12
1.8    Démarche méthodologique de l'étude .....	12
1.9    Structure du document .....	14

1.10	Synthèse.....	15
CHAPITRE 2	REVUE DE LITTÉRATURE .....	17
2.1	Analyse de stabilité et résistance requise des chantiers remblayés.....	17
2.1.1	Résistance requise pour du remblai autoportant .....	17
2.1.2	Résistance requise pour du remblai de semelle de support .....	22
2.2	Facteurs d'influence sur les propriétés des remblais en pâte .....	27
2.2.1	Les facteurs intrinsèques .....	28
2.2.2	Les facteurs extrinsèques.....	33
2.3	Modèles analytiques d'estimation des contraintes dans les chantiers remblayés.....	36
2.3.1	Modèle de Marston .....	36
2.3.2	Modèle de Martson modifié.....	37
2.3.3	Modèle de Terzaghi.....	37
2.3.4	Modèle 3D de van Horn .....	38
2.3.5	Modèle prédictif 3D .....	38
2.4	Cisaillement des discontinuités.....	39
2.4.1	Types de sollicitations en cisaillement .....	39
2.4.2	Description de l'essai de cisaillement direct typique .....	42
2.4.3	Critères de rupture.....	45
2.5	Comportement mécanique des remblais miniers en pâte .....	48
2.5.1	Essais de résistance au cisaillement direct .....	49
2.5.2	Essais de résistance à la compression uniaxiale .....	50
2.5.3	Essais de résistance à la traction indirecte (essai brésilien).....	52
2.5.4	Essais de compression triaxiale .....	55
2.6	Synthèse.....	61

CHAPITRE 3 MATÉRIELS ET MÉTHODES .....	63
3.1 Matériels .....	63
3.1.1 Caractérisation des matériaux .....	63
3.1.2 Résultats des caractérisations.....	65
3.2 Méthodes .....	68
3.2.1 Approches expérimentales adoptées .....	68
3.2.2 Préparation des remblais en pâte cimentés .....	78
3.2.3 Plan expérimental.....	79
CHAPITRE 4 RÉSULTATS .....	84
4.1 Résultats pour les tests de compression .....	84
4.1.1 Résultats pour les mélanges à 3% de liant type GU avec slump .....	84
4.1.2 Résultats pour les mélanges à 3% de liant type GU/Slag avec slump .....	85
4.1.3 Résultats pour les mélanges à 3% de liant type GU avec $C_{w\%} = 76\%$ .....	86
4.1.4 Résultats pour les mélanges à 3% de liant type GU/Slag avec $C_{w\%} = 76\%$ .....	87
4.1.5 Résultats pour les mélanges à 7% de liant type GU avec slump .....	88
4.1.6 Résultats pour les mélanges à 7% de liant type GU/Slag avec slump .....	89
4.1.7 Résultats pour le mélange à 7% de liant type GU avec $C_{w\%} = 76\%$ .....	90
4.1.8 Résultats pour les mélanges à 7% de liant type GU/Slag avec $C_{w\%} = 76\%$ .....	91
4.1.9 Contribution des sciures d'érable à la résistance en compression .....	93
4.1.10 Récapitulatif des résultats sur les essais de résistances mécaniques .....	107
4.2 Résistance au cisaillement de la matrice de remblai.....	108
4.2.1 Résultats du cisaillement direct des blocs de remblai en pâte cimenté .....	108
4.2.2 Résultats sur les essais triaxiaux .....	116
4.3 Résultats du cisaillement des interfaces remblai-roche.....	118

4.3.1	Surfaces naturelles de roches artificielles de granite .....	118
4.3.2	Surfaces artificielles de roche schisteuse .....	128
4.3.3	Interfaces remblai-remblai aux mêmes temps de cure .....	134
4.3.4	Interfaces remblai-remblai aux temps de cure différents .....	140
4.4	Résultats sur le décollement .....	146
4.4.1	Résistance au décollement à l'interface des roches artificielles de granite .....	147
4.4.2	Résistance au décollement à l'interface des roches artificielles de schiste .....	147
<b>CHAPITRE 5 ANALYSE ET DISCUSSION DES RÉSULTATS.....</b>		<b>149</b>
5.1	Relation entre les résistances à la compression uniaxiale et diamétrale .....	149
5.2	Essais sur la matrice du remblai .....	151
5.2.1	Blocs de remblai.....	151
5.2.2	Essai triaxiaux.....	158
5.3	Essai de cisaillement direct des interfaces.....	161
5.3.1	Essais de cisaillement direct aux interfaces remblai-roche artificielle de granite ..	161
5.3.2	Interfaces remblai-roche artificielle de schiste .....	163
5.3.3	Les interfaces remblai-remblai ayant les mêmes temps de cure.....	165
5.3.4	Les interfaces à des temps de cure différents .....	168
5.4	Essais de cisaillement à très faible vitesse (dit de décollement) .....	171
<b>CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS .....</b>		<b>173</b>
6.1	Conclusion.....	173
6.2	Recommandations .....	175
<b>RÉFÉRENCES.....</b>		<b>177</b>
<b>ANNEXES .....</b>		<b>187</b>

## LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 : Schématisation des différentes variables composant le remblai en pâte cimenté (tiré de Benzaazoua et al. 2002) .....	2
Figure 1-2 : Pressions développées à l'intérieur d'un chantier minier remblayé (tiré de Belem et Benzaazoua, 2008). .....	8
Figure 1-3 : Schéma typique d'un chantier minier remblayé montrant les différents facteurs d'influence sur la stabilité (tiré de Belem, 2009) .....	9
Figure 1-4 : Rupture en plan du remblai (adapté de MMG Mining Ltd, 2012).....	10
Figure 1-5 : Schéma montrant le décollement proche de la surface .....	11
Figure 1-6 : Diagramme schématique montrant la démarche méthodologique suivie .....	14
Figure 2-1 : Schéma général du minage de chantiers secondaires (tiré de Belem, 2013) .....	18
Figure 2-2 : Détermination de la pression verticale en fonction de la profondeur (tiré de Belem et Benzaazoua, 2004) .....	19
Figure 2-3 : Schéma montrant le modèle du bloc confiné (tiré de Belem, 2009) .....	20
Figure 2-4 : Sollicitations possible sur la semelle de support (tiré de Mitchell, 1991) .....	22
Figure 2-5 : Schéma montrant la rupture en flexion (tiré de Belem, 2013).....	23
Figure 2-6 : Schéma montrant la rupture d'une semelle de remblai par effondrement (tiré de Mitchell 1989, 1991) .....	24
Figure 2-7 : Schéma de la rupture par glissement, cas où $\beta=0$ (tiré de Belem, 2013) .....	25
Figure 2-8 : Schéma du mode de rupture par torsion, cas où $\beta = 0$ (tiré de Belem, 2013).....	26
Figure 2-9 : Critère de la capacité portante (Hassani et Bois, 1992).....	27
Figure 2-10 : Effet de la granulométrie sur la résistance du remblai (Fall et Benzaazoua, 2004)	28
Figure 2-11 : Effet de la teneur en sulfure (Fall et Benzaazoua, 2004).....	29
Figure 2-12 : Effet à long terme de la forte présence de sulfures (Benzaazoua et al., 2004) .....	30
Figure 2-13 : Effet du type d'agent liant (Benzaazoua et al. 2010) .....	31

Figure 2-14 : Effet du pourcentage de liant (Benzaazoua et Belem, 2000).....	31
Figure 2-15 : Effet des minéraux argileux sur la performance du remblai (Benzaazoua et al 2010) .....	32
Figure 2-16 : Effet du type d'eau de mélange sur l'acquisition de la résistance du remblai (tiré de Benzaazoua et al., 2002).....	33
Figure 2-17 : UCS de laboratoire vs chantier in situ (tiré de Belem et al, 2001).....	34
Figure 2-18 : Effet de la consolidation gravitaire sur la performance du remblai (Thakur, 2008)	34
Figure 2-19 : Effet du drainage sur la performance du remblai (Yilmaz et al., 2006).....	35
Figure : 2-20 Effet de la température (Benzaazoua et al., 2010) .....	36
Figure 2-21 : Les différentes conditions aux limites au niveau des surfaces de joints (Goodman 1989) : a) stabilité des pentes (force normale constante), b) pente soutenue avec des ancrages et c) tunnel (raideur normale et déplacement normal constant).....	40
Figure 2-22 : Représentation d'un essai CNC (a, c) et d'un essai VC (b, d) (tiré de Brady et Brown, 2005).....	42
Figure 2-23 : Courbes de cisaillement direct d'un joint naturel du gneiss d'Ax-les-Thermes, France (adapté de Gasc-Barbier, 2011).....	44
Figure 2-24 : Courbes enveloppes typiques obtenues pour cinq conditions géologiques ( <i>Transportation Research Board</i> , TRB 1996). .....	45
Figure 2-25 : Effet de la proportion de liant et de la rugosité sur l'angle de frottement interfacial à 14 jours de cure (adaptée de Manaras, 2009).....	49
Figure 2-26 : Évolution de l'angle de frottement interne en fonction de l'UCS (tiré de Pierce 1997) .....	51
Figure 2-27 : Effet de la proportion de liant, du temps de cure et de l'exposition à l'air sur l'UCS (Pierce 2001) .....	52
Figure 2-28 : Essais de traction indirecte : (a) Configuration de l'essai (b) distribution de la contrainte de traction le long du diamètre vertical de l'échantillon (tiré de Mindess et al. 2002)	53
Figure 2-29 : Résistance à la traction en fonction de l'épaisseur (tiré de Yu et al. 2005).....	54

Figure 2-30 : Résistance à la traction en fonction de l'épaisseur (tiré de Yu et al. 2005).....	55
Figure 2-31 : Essai triaxial: a) phase de consolidation et b) phase de cisaillement (tiré de Hilf, 2011).....	56
Figure 2-32 : Essai de compression triaxiale en mode non consolidé et non drainé (tiré de <i>Hilf</i> , 2011).....	57
Figure 2-33 : Essai de compression triaxiale en mode consolidé drainé (tiré de <i>Hilf</i> , 2011).....	58
Figure 2-34 : Essai de compression triaxiale en mode consolidé et non drainé (tiré de <i>Hilf</i> , 2011) .....	59
Figure 2-35 : Courbe de la pression deviatorique et des pores en fonction de la déformation (Pierce, 2001).....	60
Figure 3-1 : Granulomètre au laser Mastersizer de Malvern .....	64
Figure 3-2 : Pycnomètre à hélium .....	64
Figure 3-3 : Courbe granulométrique des résidus de la mine Casa Berardi utilisés pour fabriquer les échantillons de remblai en pâte cimenté.....	65
Figure 3-4 : Résultat de l'analyse DRX des résidus de Casa Berardi .....	66
Figure 3-5 : Schéma illustratif des essais de compressions uniaxiale et diamétrale .....	68
Figure 3-6 : Presse mécanique utilisée pour les essais de résistance à la compression uniaxiale et diamétrale.....	69
Figure 3-7 : Schéma illustratif du cisaillement direct des blocs de remblai .....	70
Figure 3-8 : Schéma illustratif du cisaillement aux interfaces remblai-roche et remblai-remblai	71
Figure 3-9 : Prise d'empreintes de la surface de granite avec la silicone RTV (G1, G2, G3, G4)	72
Figure 3-10 : Prise d'empreintes de la surface de schiste avec la silicone RTV (S1, S2, S3, S4)	72
Figure 3-11 : Représentations 3D des moulages des surfaces naturelles de granite et de schiste	73
Figure 3-12 : Fabrication des roches artificielles : a) coulis de ciment Sika 212 dans les moules PVC, b) démoulage d'un moule PVC montrant la roche artificielle et le moulage en silicone ...	74
Figure 3-13 : Appareil de cisaillement direct RDS-200 de GCTS.....	76

Figure 3-14 : Schéma illustrant la configuration de l'essai triaxial pour un chantier remblayé ...	77
Figure 3-15 : Photo montrant l'appareillage triaxial GDSTAS .....	78
Figure 3-16 : Mixeur Hobart pour la préparation des mélanges de remblai.....	79
Figure 4-1 : Valeurs UCS et Rt en fonction du temps pour 3% de liant type GU avec Slump ....	85
Figure 4-2 : Évolution de l'UCS et Rt en fonction du temps de cure pour 3% de liant type GU/Slag avec Slump.....	86
Figure 4-3 : Valeurs UCS et Rt en fonction du temps pour 3% de liant type GU avec Cw%=76% .....	87
Figure 4-4 : Valeurs UCS et Rt en fonction du temps pour 3% de liant type GU/Slag avec Cw%=76% .....	88
Figure 4-5 : Valeurs UCS et Rt en fonction du temps pour 7% de liant type GU avec slump.....	89
Figure 4-6 : Valeurs UCS et Rt en fonction du temps pour 7% de liant type GU avec slump.....	90
Figure 4-7 : Valeurs UCS et Rt en fonction du temps pour 7% de liant type GU avec Cw%=76% .....	91
Figure 4-8 : Valeurs UCS et Rt en fonction du temps pour 7% de liant type GU/Slag avec Cw%=76% .....	92
Figure 4-9 : Contribution en UCS de la sciure d'étable au mélange à 3% de liant type GU avec slump .....	93
Figure 4-10 : Contribution en UCS de la sciure d'étable au mélange à 3% de liant type GU/Slag avec slump .....	94
Figure 4-11 : Contribution en UCS de la sciure d'étable au mélange à 3% de liant type GU avec Cw%=76% .....	95
Figure 4-12 : Contribution en UCS de la sciure d'étable au mélange à 3% de liant type GU avec Cw%=76% .....	96
Figure 4-13 : Contribution en UCS de la sciure d'étable au mélange à 7% de liant type GU avec slump .....	97

Figure 4-14 : Contribution en UCS de la sciure d'érable au mélange à 7% de liant type GU/Slag avec slump .....	98
Figure 4-15 : Contribution en UCS de la sciure d'érable au mélange à 7% de liant type GU avec Cw% .....	99
Figure 4-16 Contribution en UCS de la sciure d'érable au mélange à 7% de liant type GU/Slag avec Cw% .....	100
Figure 4-17 : Contribution en Rt de la sciure d'érable au mélange à 3% de liant type GU avec slump .....	101
Figure 4-18 : Contribution en Rt de la sciure d'érable au mélange à 3% de liant type GU/Slag avec slump .....	102
Figure 4-19 : Contribution en Rt de la sciure d'érable au mélange à 3% de liant type GU avec Cw% .....	103
Figure 4-20 : Contribution en Rt de la sciure d'érable au mélange à 3% de liant type GU/Slag avec Cw% .....	104
Figure 4-21 : Contribution en Rt de la sciure d'érable au mélange à 7% de liant type GU avec slump .....	105
Figure 4-22 : Contribution en Rt de la sciure d'érable au mélange à 7% de liant type GU/Slag avec slump .....	106
Figure 4-23 : Contribution en Rt de la sciure d'érable au mélange à 7% de liant type GU avec Cw% .....	106
Figure 4-24 : Contribution en Rt de la sciure d'érable au mélange à 7% de liant type GU/Slag avec Cw% .....	107
Figure 4-25 : Courbes de contrainte-déformation et déplacement normal-déplacement tangentiel des blocs de remblai curés à 7 jours avec différentes proportions de liant.....	109
Figure 4-26 : Courbes de contrainte-déformation et déplacement normal-déplacement tangentiel des blocs de remblai curés à 14 jours avec différentes proportions de liant.....	111

Figure 4-27 : Courbes de contrainte-déformation et déplacement normal-déplacement tangentiel des blocs de remblai curés à 14 jours avec différentes proportions de liant.....	113
Figure 4-28 : Figure représentative de la contrainte déviatorique .....	117
Figure 4-29 : Représentation des contraintes déviatorique et normale .....	118
Figure 4-30 : Courbes contrainte de cisaillement-déplacement tangentiel et déplacement normal-déplacement tangentiel de la surface de roche artificielle G1 .....	120
Figure 4-31 : Surface de roche artificielle G1 et de remblai après le cisaillement .....	121
Figure 4-32 : Courbes contrainte de cisaillement-déplacement tangentiel et déplacement normal-déplacement tangentiel de la surface de roche artificielle G2 .....	123
Figure 4-33 : Courbes de contrainte de cisaillement-déplacement tangentiel et de déplacement normal-déplacement tangentiel de la surface de roche artificielle G3 .....	125
Figure 4-34 : Courbes de contrainte de cisaillement-déplacement tangentiel et de déplacement normal-déplacement tangentiel de la surface de roche artificielle G4 .....	126
Figure 4-35 : Courbes de contrainte de cisaillement-déplacement tangentiel et de déplacement normal-déplacement tangentiel de la surface de roche artificielle S1 .....	128
Figure 4-36 : Courbes de contrainte de cisaillement-déplacement tangentiel et de déplacement normal-déplacement tangentiel de la surface de roche artificielle S2.....	130
Figure 4-37 : Courbes de contrainte de cisaillement-déplacement tangentiel et de déplacement normal-déplacement tangentiel de la surface de roche artificielle S3.....	132
Figure 4-38 : Courbes de contrainte de cisaillement-déplacement tangentiel et de déplacement normal-déplacement tangentiel de la surface de roche artificielle S4.....	133
Figure 4-39 : Courbes de contrainte-déformation et de déplacement normal-déplacement tangentiel des interfaces de remblai aux mêmes temps de cure avec 3% en proportion de liant type GU/Slag .....	135
Figure 4-40 Courbes de contrainte-déformation et de déplacement normal-déplacement tangentiel des interfaces de de remblai aux mêmes temps de cure avec 5% en proportion de liant type GU/Slag .....	137

Figure 4-41 : Courbes de contrainte-déformation et déplacement normal-déplacement tangentiel des interfaces de remblai aux mêmes temps de cure avec 7% liant type GU/Slag .....	139
Figure 4-42 : Courbes de contrainte-déformation et déplacement normal-déplacement tangentiel des interfaces de remblai aux temps de cure différents avec 3% du liant GU/Slag .....	141
Figure 4-43 : Courbes de contrainte-déformation et déplacement normal-déplacement tangentiel des interfaces de remblai aux temps de cure différents avec 5% du liant GU/Slag .....	143
Figure 4-44 : Courbes de contrainte-déformation et déplacement normal-déplacement tangentiel des interfaces de remblai aux temps de cure différents avec 7% de liant type GU/Slag .....	145
Figure 4-45 : Résistance au décollement des interfaces remblai-roche G1, G2 et G3.....	147
Figure 4-46 : Résistance au décollement des interfaces remblai-roche S2 et S3.....	148
Figure 5-1 : Rt en fonction de l'UCS pour toutes les proportions de liant et tous les types de liant (recettes de mélanges basées sur le slump).....	149
Figure 5-2 : Rt en fonction de l'UCS pour toutes les proportions de liant et tous les types de liant avec Cw% .....	150
Figure 5-3 : Enveloppes de rupture des blocs de remblai dosés à 3% .....	152
Figure 5-4 : Enveloppes de rupture des blocs de remblai dosés à 5% .....	153
Figure 5-5 Enveloppes de rupture des blocs de remblai dosés à 7% .....	154
Figure 5-6 : Évolution de la cohésion dans les blocs de remblais .....	155
Figure 5-7 : Évolution de l'angle de frottement interne des de remblai.....	155
Figure 5-8 : Effet du liant sur la résistance au cisaillement des blocs à 7 jours .....	156
Figure 5-9 : Effet du liant sur la résistance au cisaillement des blocs à 14 jours .....	157
Figure 5-10 : Effet du liant sur la résistance au cisaillement des blocs à 28 jours.....	158
Figure 5-11 : Enveloppe de rupture de la méthode MIT en contrainte totale.....	159
Figure 5-12 : Enveloppe de rupture de la méthode MIT en contraintes effectives .....	159
Figure 5-13 Enveloppe de rupture de la méthode de Cambridge en contrainte totale .....	160
Figure 5-14 : Enveloppe de rupture de la méthode de Cambridge en contrainte effective .....	161

Figure 5-15 : Enveloppes de rupture des interfaces de remblai/surfaces de granite G1 et G2 ...	162
Figure 5-16 Enveloppes de rupture des interfaces de remblai/surfaces de granite G3 et G4 .....	163
Figure 5-17 : Enveloppes de rupture aux interfaces remblai et surface de schistes S1 et S2 .....	164
Figure 5-18 Enveloppe de ruptures aux interfaces remblai et schistes S3 et S4.....	165
Figure 5-19 : Enveloppes de rupture pour interfaces remblai-remblai à 3% GU/Slag .....	166
Figure 5-20 : Enveloppes de rupture pour interfaces remblai-remblai à 5% GU/Slag .....	167
Figure 5-21 : Enveloppes de rupture pour interfaces remblai-remblai à 3% GU/Slag .....	168
Figure 5-22 : Enveloppes de rupture pour interfaces remblai-remblai à différents temps de cure avec 3% GU/Slag .....	169
Figure 5-23 : Enveloppes de rupture pour interfaces remblai-remblai à différents temps de cure avec 5% GU/Slag .....	170
Figure 5-24 : Enveloppes de rupture pour interfaces remblai-remblai à différents temps de cure avec 5% GU/Slag .....	171

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 : Effet de la proportion de liant sur la cohésion à 14 jours de cure (Manaras, 2009) .....	50
Tableau 2-2 Résistance à la traction avec les différents ratios hauteur/diamètre des échantillons (Yu et al. 2005).....	54
Tableau 2-3 : Essai consolidé drainé du remblai de la mine de Brunswick (Archibald, 2000) ....	61
Tableau 3-1 : Analyse XRF des résidus de Casa Berardi .....	66
Tableau 3-2 : Analyse de l'eau de mélange (gâchage).....	67
Tableau 3-3 : Composition chimique du ciment type GU et de la Slag .....	68
Tableau 3-4 : Plan expérimental des tests de compression uniaxiale et diamétrale.....	80
Tableau 3-5 : Plan expérimental pour les essais de cisaillement direct des blocs de remblai .....	81
Tableau 3-6 : Plan expérimental pour le cisaillement des interfaces remblai-roche.....	81
Tableau 3-7 : Plan expérimental pour le cisaillement des interfaces remblai-remblai.....	82
Tableau 3-8 : Plan expérimental pour le décollement .....	83
Tableau 3-9 : Plan expérimental pour la compression triaxiale .....	83
Tableau 4-1 : Nomenclature des périodes de temps de cure du remblai .....	84
Tableau 4-2 : UCS et Rt des remblais à 3% de liant type GU (slump = 80 mm) .....	85
Tableau 4-3 : UCS et Rt des remblais à 3% de liant type GU/Slag avec slump .....	86
Tableau 4-4 : UCS et Rt des remblais à 3% de liant type GU avec $C_w\% = 76\%$ .....	87
Tableau 4-5 : UCS et Rt des remblais à 3% de liant type GU/Slag avec $Cw\% = 76\%$ .....	88
Tableau 4-6 : UCS et Rt en fonction du temps pour 7% de liant type GU avec slump .....	89
Tableau 4-7 : UCS et Rt en fonction du temps pour 7% de liant type GU/Slag avec slump .....	90
Tableau 4-8 : UCS et Rt en fonction du temps pour 7% de liant type GU avec $Cw\% = 76\%$ .....	91
Tableau 4-9 : UCS et Rt en fonction du temps pour 7% de liant type GU/Slag avec $Cw\% = 76\%$	92
Tableau 4-10 : Paramètres des blocs de remblai avec un temps de cure de 7 jours.....	110

Tableau 4-11 : Paramètres des blocs à 14 jours .....	112
Tableau 4-12 : Paramètres des blocs avec un temps de cure de 28 jours .....	114
Tableau 4-13 : Paramètres à l'interface remblai -roche artificielle (G1) .....	122
Tableau 4-14 : Paramètres à l'interface remblai (14 jours) -roche (G2) .....	123
Tableau 4-15 Paramètres à l'interface remblai -roche artificielle (G3).....	125
Tableau 4-16 : Paramètres à l'interface remblai roche (G4).....	127
Tableau 4-17 Paramètres à l'interface remblai-roche (S1).....	129
Tableau 4-18 : Paramètres à l'interface remblai -roche (S2).....	131
Tableau 4-19 : Paramètres à l'interface remblai-roche (S3).....	132
Tableau 4-20 : Paramètres à l'interface remblai -roche (S4).....	134
Tableau 4-21 : Paramètres du cisaillement des interfaces remblai-remblai à 3% GU/Slag .....	136
Tableau 4-22 : Paramètres du cisaillement des interfaces remblai-remblai à 5% GU/Slag .....	138
Tableau 4-23 : Paramètres du cisaillement des interfaces remblai-remblai à 7% GU/Slag .....	139
Tableau 4-24 : Paramètres de cisaillement des interfaces remblai à différents temps de cure avec 3% GU/Slag.....	142
Tableau 4-25 : Paramètres du cisaillement des interfaces remblai à différents temps de cure avec 5% GU/Slag.....	144
Tableau 4-26 Paramètres du cisaillement des interfaces remblai à différents temps de cure avec 7% GU/Slag.....	146
Tableau 5-1 : Résumé des valeurs de cohésions pour le décollement.....	172

**LISTE DES ANNEXES**

ANNEXE A : ESSAIS TRIAXIAUX .....	188
ANNEXES B : CISAILLEMENT AUX INTERFACES REMBLAI-REMBLAI .....	190

## CHAPITRE 1 INTRODUCTION

### 1.1 Contexte de l'étude

L'industrie minière contribue énormément à l'économie d'un pays grâce aux minéraux à valeurs économiques extraits du sous-sol. Après avoir extrait les minéraux désirés, il reste encore des résidus miniers appelés « rejets de concentrateur » qui sont le plus souvent entreposés dans des parcs à résidus (ou aires d'entreposage). Ces résidus exposés aux intempéries peuvent constituer un risque de pollution pour l'environnement. En effet, les résidus sont une source de drainage minier acide (DMA) et/ou de drainage neutre contaminé (DNC).

De nombreuses études ont été réalisées afin d'aider à limiter l'impact des mines sur l'environnement via une gestion intégrée des rejets produits (ex. Benzaazoua et al., 2008). Parmi les méthodes possibles de gestion des rejets miniers, figure la technologie du remblayage souterrain. Le remblayage consiste à retourner sous terre dans les chantiers ouverts, une grande partie des rejets fins (jusqu'à 50%). C'est le remblai en pâte cimenté (RPC) qui est le plus utilisé au Canada pour remplir les vides souterrains quand il s'agit de rejets de concentrateurs (ex., Landriault et Tenbergen, 1995 ; Landriault et al., 1997; Naylor et al., 1997; Nantel, 1998 ; Hassani et Archibald, 1998). Son utilisation offre de nombreux avantages dont la récupération totale des chantiers secondaires (Mitchell, 1989; Benzaazoua et al. 1999, 2000, 2002, 2003; Belem et al. 2000, 2002) et la réduction de grandes quantités de résidus à stocker en surface (impact positif sur l'environnement). Le remblai contribue également au contrôle des terrains en améliorant la sécurité des travailleurs miniers.

Le RPC est constitué principalement de trois ingrédients : les résidus miniers, l'agent liant, qui peut être du ciment portland ordinaire seul ou composé avec d'autres ciments (ciments Portland de types HS, HE, etc.) ou ajouts minéraux (chaux hydratée, cendres volantes ou fly ash, scories de haut fourneaux ou slag, fumée de silice, etc.) et l'eau de mélange pour atteindre l'affaissement désiré (slump). Les proportions de ces trois ingrédients sont choisies (Figure 1-1) pour assurer, d'une part, la résistance mécanique voulue sous terre, et d'autre part, pour permettre le transport du remblai sous terre à travers les réseaux de pipelines. En général, le slump recherché se situe entre 6' (15,24

cm) et 10' (25,4 cm) pour un pourcentage solide compris généralement entre 70% et 85% et une proportion de liant entre 3% et 7%.

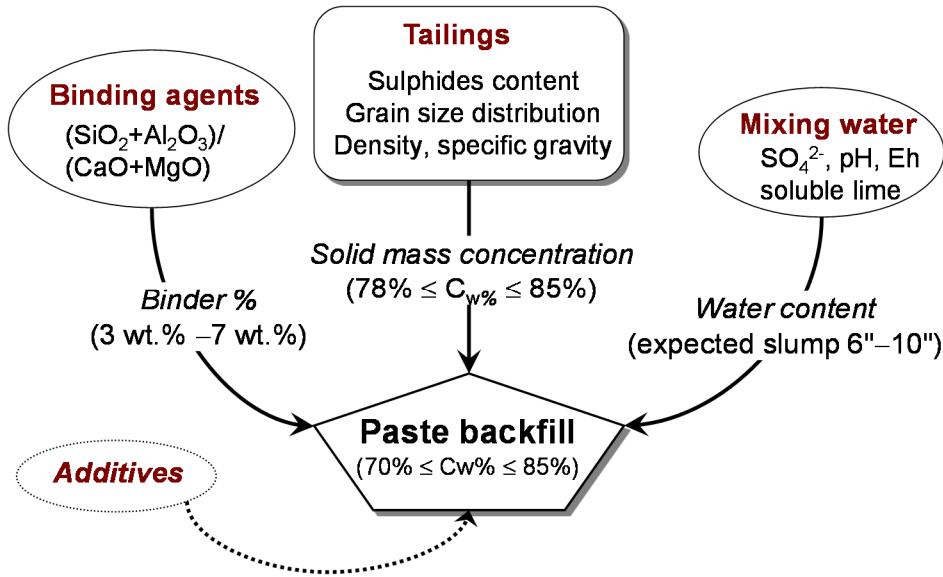


Figure 1-1 : Schématisation des différentes variables composant le remblai en pâte cimenté (tiré de Benzaazoua et al. 2002)

Plusieurs facteurs peuvent contribuer à influencer les propriétés mécaniques du RPC dont les facteurs dits « intrinsèques » qui sont liés aux ingrédients du mélange du remblai lui-même (les types d'agents liants, la granulométrie des résidus miniers, la chimie de l'eau de mélange, etc.) et les facteurs dits « extrinsèques » qui sont liés à l'environnement souterrain dans lequel va se retrouver le remblai (mode de transport et de mise en place du remblai, interaction à l'interface remblai-roche, taille des chantiers, consolidation gravitaire, effet d'arche, convergence des murs sur le remblai, effet de la température et de l'humidité, etc.). En outre, un facteur d'échelle existe entre le laboratoire et le terrain. Les résultats obtenus au laboratoire vs ceux observés *in situ* peuvent être contradictoires, donnant ainsi une mauvaise prédition du comportement mécanique du remblai. En effet, des observations montrent que la résistance à la compression d'échantillons *in situ* était 2 à 6 fois plus élevée que celles d'échantillons de laboratoire pour une même recette de mélange (Belem et al., 2002, 2006 ; Belem, 2009 ; Revell, 2004). De plus, des tests ont montré que la résistance à la compression uniaxiale non confinée (UCS) du remblai à la surface des chantiers était de 2 à 3 moins élevée que celui à la base (Cayouette, 2003; Belem et al., 2002).

Dans la littérature, plusieurs travaux de recherche ont été menés sur la caractérisation des propriétés mécaniques des RPC : [Mitchell et al. \(1982\)](#) a travaillé sur des stériles classés avec remplissage de sable cimenté. Cette étude montre que la résistance du remplissage augmente quand les parois rocheuses se rapprochent, et donc la quantité de liant peut être réduite. [Li et Aubertin \(2012\)](#) ont par la suite proposé un autre modèle à partir de celui de Mitchell et al. (1982) pour déterminer la résistance requise du remblai pour diverses géométries. Des essais de compression uniaxiale et triaxiale menés par [Belem et al. \(2000\)](#) montrent que la cohésion du remblai augmente avec le pourcentage de liant, alors que l'angle de frottement interne évolue en sens inverse. Des études sur les propriétés hydrogéotechniques des remblais placés dans des colonnes menées par [Belem et al. \(2006\)](#) ont montré que le drainage n'excède pas 15% de la quantité initiale d'eau totale du remblai et que la configuration de la colonne totalement ou partiellement drainée est proche du vide remblayé de la mine. Des simulations numériques à l'aide de [FLAC<sup>3D</sup>](#) ont montré que la résistance requise du remblai exposé est fonction de la géométrie du vide souterrain à remblayer et des propriétés du remblai ([Falaknaz et al., 2015](#)). Toutes ces études tentent de comprendre le comportement mécanique du remblai sous terre afin de prévenir tout risque de rupture des blocs de remblai par exemple lors de l'ouverture d'une face et aussi pour s'assurer que la barricade ne s'effondre. C'est aussi dans ce cadre que cette recherche est menée afin de comprendre l'évolution de la résistance du remblai en fonction du temps et pour différentes proportions de liant. La résistance du remblai est évaluée au sein de la matrice et aux interfaces.

## 1.2 Les différents types de remblais miniers

Il existe principalement trois types de remblais miniers qui sont apparus selon la chronologie suivante : remblai hydraulique, remblai rocheux et remblai en pâte cimenté.

### 1.2.1 Le remblai hydraulique

Le remblai hydraulique est composé d'eau, de liant et de rejets de concentrateur hydrocyclonés, souvent mélangé avec du sable avec un pourcentage solide de moins de 70%. Au Canada il est de moins en moins utilisé au profit du remblai en pâte. Il est relativement simple à mettre en place et

à opérer, requiert peu de supervision technique. Les ingrédients sont ajoutés à l'usine, permettant d'avoir un meilleur contrôle sur la qualité du remblai. En outre, avec l'hydrocyclonage, il est possible d'atteindre de bon taux de percolation qui est un lent drainage de l'eau du remblai (100 mm/h). L'utilisation de pompes peut être réduite (ou éliminée) à l'aide d'un bon schéma de distribution (« *pipeline layout* »). Ainsi, le coût du transport du remblai vers les vides souterrains est réduit (avantage économique). L'utilisation des rejets de concentrateurs dans les remblais réduit également la quantité de résidus à stocker en surface. Toutefois, le surplus d'eau ajoutée au remblai doit être récupéré et repompé en surface. Ceci peut entraîner le lessivage de ciment en raison de sa distribution non uniforme. Aussi, la construction des barricades peut ralentir le rythme de remblayage (Belem, 2013).

### **1.2.2 Le remblai rocheux**

Le remblai rocheux est constitué de roches stériles, d'origine minière ou non. Ces roches sont transportées par camion jusqu'au chantier. Lorsque l'on veut cimenter le remblai rocheux, on y ajoute un coulis d'agent liant avant d'être incorporé dans le chantier. Ce type de remblai est particulièrement utile pour réduire la quantité de stériles à stocker en surface et/ou lorsqu'une résistance mécanique maximale est requise. Sa préparation est simple et offre de bonnes résistances mécaniques.

Cependant, l'inconvénient du remblai rocheux est que les matériaux doivent être habituellement transportés de la surface ; ce qui implique des coûts importants. Aussi, la mise en place des matériaux entraîne une ségrégation des particules qui peut rendre difficile le remplissage complet des chantiers et lorsqu'il y a un concentrateur, la totalité des résidus fins produits par la mine doit être stockée en surface.

### **1.2.3 Le remblai en pâte**

Le remblai en pâte (pourcentage de solide entre 70 et 85% selon la granulométrie et la densité relative des résidus) a des caractéristiques d'écoulements différents du remblai hydraulique. Ce type de remblai est habituellement constitué de rejets de concentrateur tout venant. Le remblai est produit en surface à l'usine de remblai et se draine que très faiblement une fois en place dans le

chantier. Il est présentement le type de remblai le plus utilisé au Canada. Cependant, différents aspects doivent être étudiés davantage (rhéologie, interactions entre les minéraux réactifs et les liants, potentiel d'auto-ignition, évolution du comportement mécanique, évolution des propriétés hydriques des remblais, etc.).

Comme avantages, le remblai en pâte permet d'atteindre des résistances mécaniques plus élevées que le remblai hydraulique, pour une même proportion de liant. Il permet aussi de réduire les quantités de résidus miniers à stocker en surface (jusqu'à 50%), limitant les problèmes de pollution de l'environnement due au DMA. Ce qui a pour conséquence directe une diminution des coûts de gestion des rejets en surface. Il permet aussi une augmentation des réserves exploitées ; une meilleure stabilité des épontes et par conséquent le renforcement de la sécurité des travailleurs. Le faible drainage réduit les risques de lessivage des liants. Ce type de remblai ne nécessite pas généralement la construction de barricades coûteuses.

Comme désavantages, le remblai en pâte peut nécessiter l'utilisation de pompes pour son transport dans les chantiers. Des installations importantes de filtrage sont nécessaires. La compréhension limitée des phénomènes liés à l'acquisition de la résistance mécanique (technologie récente) implique un contrôle de qualité (CQ) plus serré. Le remblai en pâte étant toujours saturé à court terme, il existe peut-être alors un potentiel de liquéfaction dû aux sautages (Belem, 2013).

## 1.3 Systèmes de remblayage et rôles assignés au remblai en pâte

### 1.3.1 Critères à prendre en compte

Avant de faire la conception du remblai, plusieurs paramètres doivent être examinés :

- La géologie du gisement (dimension, teneur, orientation), pour connaître les minéraux ou métaux susceptibles de se retrouver dans les résidus miniers de même que leur quantité ;
- Les propriétés mécaniques du gisement et du massif, car elles vont conditionner la résistance désirée du remblai. Par exemple, si le gisement possède une résistance mécanique élevée, le remblai comme pilier secondaire doit aussi être le plus résistant possible pour éviter que le sautage du minerai provoque l'écroulement du remblai ;

- Les aspects environnementaux, car plus les résidus miniers sont générateurs d'acidité, plus il est souhaitable qu'ils soient retournés sous terre.
- La disponibilité des matériaux, pour éviter de planifier de remplir un vide souterrain avec du remblai alors qu'il manque les ingrédients nécessaires à la préparation du remblai ;
- La méthode de minage, le taux de production et la séquence de minage sont à prendre en compte du fait que la séquence de minage conditionne par exemple le temps de remblayage.

Selon le rôle assigné au remblai, il doit avoir une certaine résistance mécanique pour éviter tout risque d'écoulement. Les critères importants sont alors.

- La proportion de liant car plus on augmente le liant, plus la résistance est élevée ;
- Les coûts en capital et en opération, car des études économiques devraient être entreprises afin de vérifier la viabilité de l'utilisation du remblai par la mine.

Après avoir pris en considération toutes les étapes ci-dessus énoncées, il est plus facile de statuer sur le rôle qui sera assigné au remblai en pâte une fois sous terre. En effet, le remblai en pâte peut être utilisé de plusieurs manières, comme support vertical, pilier confiné avec au moins une face exposée, pilier autoportant avec plusieurs faces exposées, semelle de support, plancher de travail et/ou de roulage d'engins lourds ou de moyen de stockage des rejets.

### **1.3.2 Rôles assignés au remblai en pâte cimenté**

#### **1.3.2.1 Autoportance**

Afin de pouvoir récupérer les piliers secondaires, bon nombre de mines utilisent la méthode de minage nécessitant le remblayage des chantiers ouverts comme support de terrain. Dans ce cas de figure, une des faces du remblai est exposée après la récupération du pilier secondaire. Ainsi, pour éviter des problèmes de dilution et de stabilité, l'autoportance du pilier de remblai doit être assurée.

### **1.3.2.2 Support vertical**

Dans ce rôle, le remblai doit pouvoir supporter le massif rocheux au-dessus de lui ou encore une autre masse de remblai coulé par-dessus. La rigidité du remblai ainsi que sa cohésion mécanique doivent être alors suffisantes pour servir de support vertical pour le massif rocheux.

### **1.3.2.3 Support horizontal**

Dans ce cas, le remblai joue le même que les murs de soutènement. Il doit assurer la stabilité de la roche adjacente par une pression latérale sur ce dernier afin d'en améliorer la résistance mécanique.

### **1.3.2.4 Semelle de support (sill mat)**

Le remblai peut être utilisé comme semelle de support dans le cas où l'exploitation des piliers se fait du haut vers le bas, donc le remblayage aussi se fait du haut vers le bas. Une semelle est alors nécessaire pour empêcher le remblai de dessus de se briser et diluer le pilier de minerai qui est en train d'être exploité au niveau inférieur.

### **1.3.2.5 . Plancher de travail**

Le remblai est souvent utilisé comme plancher de roulage par les engins lourds et les travailleurs miniers pour accéder à d'autres galeries ou simplement comme moyen de circulation.

## **1.4 Mise en place du remblai sous terre**

Une fois mélangé, le remblai en pâte peut alors être transporté sous terre dans les chantiers ouverts à travers un réseau de trous de forage et de conduites (pipelines), soit par la gravité (si la consistance du remblai le permet), soit à l'aide de pompes à déplacement positif semblables à celles à béton, ou en combinant la gravité et les pompes à déplacement positif (Thomas et al., 1979).

Lorsque les chantiers miniers sont remblayés avant que la convergence des murs n'ait eu lieu, la masse de remblai déjà en place pourrait être comprimée par les épontes rocheuses. Dans ce cas, la masse de remblai subi une pression latérale passive à laquelle elle résiste (Belem et Benzaazoua,

2008). Par contre, lorsque le remblayage s'effectue après la convergence des éponges rocheuses, soit le remblai exerce une poussée active sur ces éponges, soit il se trouve à l'état de repos. Dans tous les cas et selon les dimensions du chantier, il se développe au cours du remblayage, des pressions internes (horizontale et verticale) dans le remblai dont la répartition pourrait résulter d'un transfert de charge vers les parois des éponges. Ce transfert de charge est attribuable au mouvement vertical du remblai au centre du chantier et à l'apparition d'une résistance au cisaillement  $\tau$  aux interfaces remblai-parois rocheuses (Figure 1-2). Par ce fait même, en mesurant la pression verticale ( $\sigma_v$ ) dans le remblai à une hauteur donnée  $H$ , celle-ci sera inférieure à la pression résultant du poids du remblai à cette même hauteur ( $\gamma H$ ): c'est ce qu'on appelle effet d'arche (Belem et Benzaazoua, 2008). Cette pression horizontale transférée aux parois des murs rocheux doit être prise en compte dans la conception de la résistance requise du remblai. Aussi, la pression horizontale est proportionnelle à la pression verticale d'un facteur K correspondant au coefficient de poussée des terres ( $\sigma_h = K \times \sigma_v$ ).

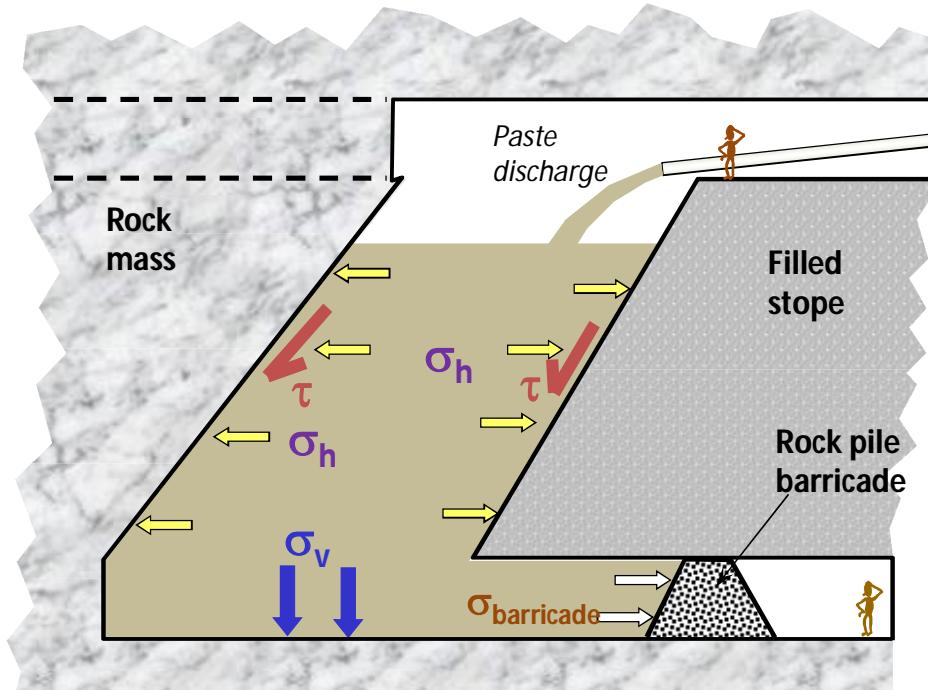


Figure 1-2 : Pressions développées à l'intérieur d'un chantier minier remblayé (tiré de Belem et Benzaazoua, 2008).

## 1.5 Problématique de l'étude

Des études (Cai, 1983; Stone, 1993; Donavan, 1999) ont montré que si le remblai doit jouer le rôle de support de terrain, la valeur limite de l'UCS devrait être au moins 5 MPa. Cette valeur doit être comprise entre 1 et 2 MPa si le remblai doit être utilisé pour l'extraction des piliers. Pour empêcher le risque de liquéfaction du remblai fraîchement mis en place, une résistance de 100 kPa suffirait (Le Roux et al., 2005), tandis qu'une portance de 30 kN permet d'utiliser le remblai comme plateforme de travail (Hassani et Bois, 1992; Hassani et Archibald, 1998).

Cependant, le comportement du remblai pendant et même après sa mise en place n'est pas encore totalement maîtrisé. Parmi les facteurs qui influencent ce comportement mécanique, il y a la consolidation gravitaire du remblai dans les chantiers ouverts souterrains combinée au mouvement des épontes rocheuses qui crée des contraintes au sein du remblai et de la résistance au cisaillement à l'interface remblai-roche. La compréhension du développement de cette résistance au cisaillement permettra de mieux prendre en considération l'effet d'arche lors du design des systèmes de remblayage. La Figure 1-3 schématise l'ensemble des facteurs d'influence sur les propriétés des remblais en pâte cimentés après leur mise en place dans les chantiers ouverts souterrains.

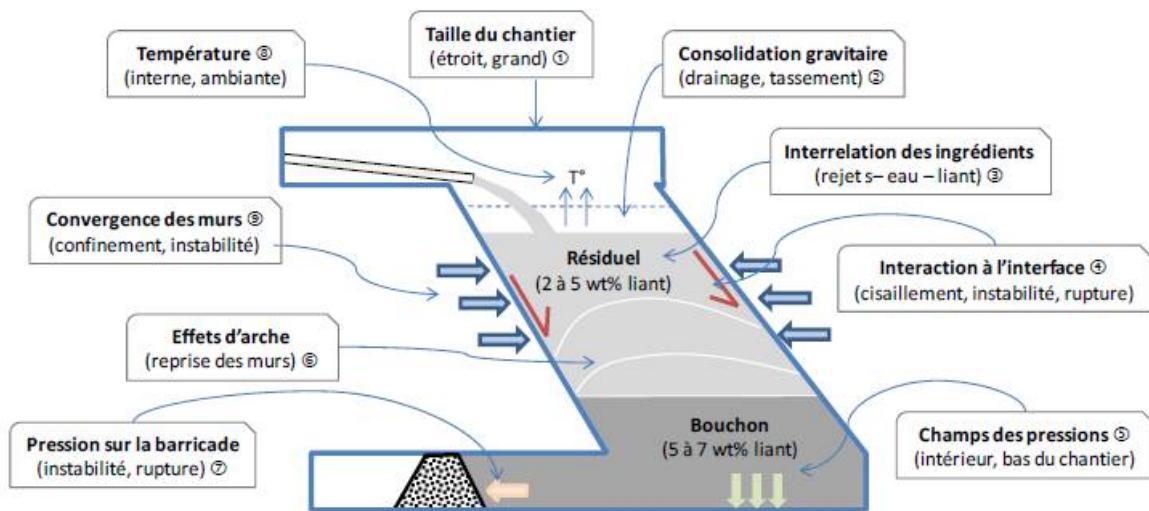


Figure 1-3 : Schéma typique d'un chantier minier remblayé montrant les différents facteurs d'influence sur la stabilité (tiré de Belem, 2009)

Aussi, pendant le remblayage du chantier secondaire, il se produit également des frottements aux interfaces remblai-remblai créant de la résistance au cisaillement qu'il serait intéressant de pouvoir quantifier. Par ailleurs, lors de l'exploitation des piliers secondaires, une face de la masse de remblai peut se retrouver être exposée sans support et si la résistance mécanique du remblai n'est pas suffisante, cela pourrait entraîner la rupture en plan (ou autre) du remblai (Figure 1-4). Le risque dans ce cas est la dilution du minerai à valeur économique et la sécurité des travailleurs et des engins.

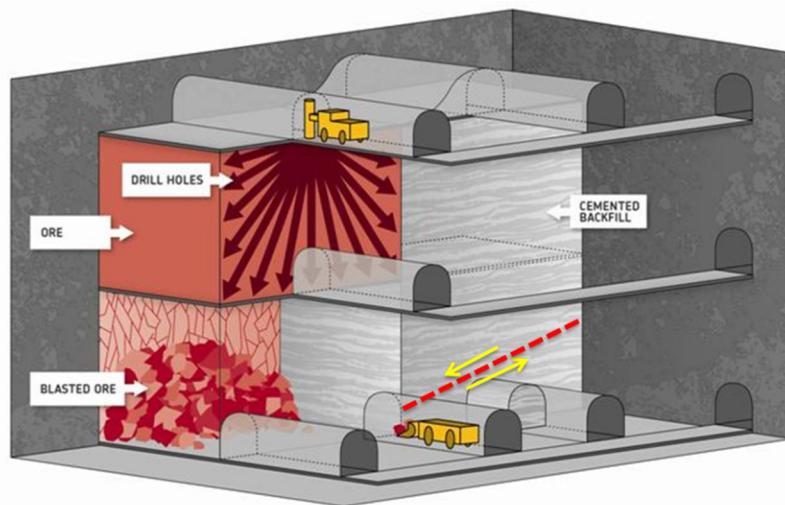


Figure 1-4 : Rupture en plan du remblai (adapté de MMG Mining Ltd, 2012)

Après la mise en place du remblai, il se produit également un retrait, c'est-à-dire que le remblai n'est plus en contact avec la paroi rocheuse. Il y a donc décollement du remblai et le cisaillement à l'interface remblai-roche disparaît. Ce type de phénomène se produit généralement proche de la surface (Figure 1-5).

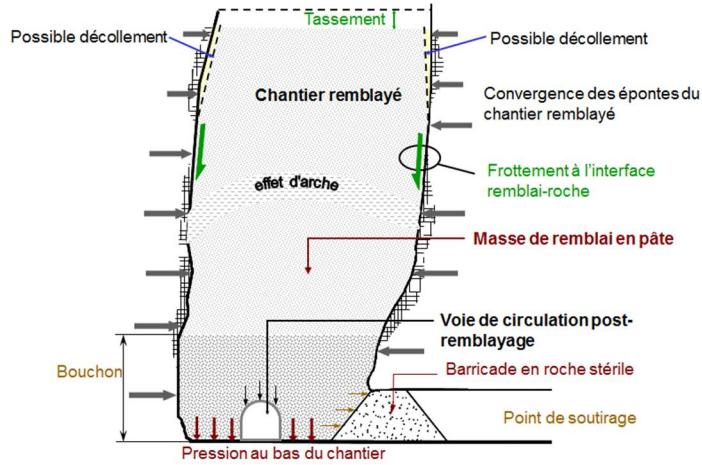


Figure 1-5 : Schéma montrant le décollement proche de la surface

## 1.6 Objectifs de l'étude

L'objectif général de ce projet de recherche est d'évaluer l'évolution des propriétés mécaniques des remblais miniers en pâte cimentés en fonction du temps de cure. Aussi, une brève partie de ce projet sera consacrée à l'évaluation des effets de l'ajout de fibres naturelles dans le remblai en pâte cimenté. Ces propriétés mécaniques concernées incluent la résistance en compression uniaxiale (UCS) et en traction indirecte (compression diamétrale ou essai brésilien), la résistance à la compression triaxiale, la résistance, la résistance au cisaillement de la matrice de remblai en pâte cimenté et l'étude du frottement aux interfaces remblai-roche et remblai-remblai.

Ce projet de recherche vise surtout les objectifs spécifiques suivants :

- Pour différentes recettes de mélanges de remblai, déterminer la résistance au cisaillement, l'angle de friction et la cohésion apparente:
  - à l'interface remblai-roche ;
  - à l'interface remblai-remblai.
- Pour différentes recettes de mélanges de remblai, déterminer la résistance au cisaillement, l'angle de frottement interne et la cohésion interne de la matrice des remblais en pâte cimentés:
  - à l'aide de la boîte de cisaillement direct rectiligne ;

- à l'aide de l'appareil triaxial ;
- c) Pour différentes recettes de mélanges de remblai, déterminer et comparer la résistance en compressions uniaxiale et diamétrale (essais brésiliens) ;
- d) Détermination des corrélations entre les résistances au cisaillement (direct et triaxial), à la compression (uniaxiale et diamétrale) et les paramètres intrinsèques tels que la cohésion et l'angle de frottement.

## **1.7 Cadre scientifique du projet de recherche**

Dans cette étude, le cadre scientifique adopté est essentiellement mécanistique (approche expérimentale et accessoirement statistique par le biais des régressions linéaires). Ce cadre scientifique s'intègre dans l'analyse de stabilité des chantiers miniers remblayés dans laquelle de nombreux paramètres mécaniques doivent être connus. Compte tenu de la taille in situ d'un chantier remblayé, des échantillons de remblais ont été collectés sur le terrain et testés en laboratoire en appliquant des pressions similaires à celles retrouvées à grande échelle afin de prédire le comportement mécanique. Les échantillons de remblai utilisés pour les essais de compression uniaxiale et diamétrale contiendront aussi des fibres de bois. Il s'agit des sciures d'érable sous forme de poudre. La proportion de fibres utilisées est de 14,5% de la masse du liant dans le mélange.

## **1.8 Démarche méthodologique de l'étude**

La méthodologie de l'étude vise à évaluer le comportement mécanique des remblais en pâte cimentés en fonction du temps de cure et pour différentes recettes de mélanges. Pour ce faire, les temps de cure choisis sont de 7, 14, 28, 56 et 91 jours. À noter que le temps de cure de 7 jours correspond généralement à la fin du remblayage d'un chantier ouvert typique. Celui de 28 jours correspond au minage des chantiers secondaires (exposition d'une face des chantiers primaires remblayés). Le temps de cure de 91 jours serait le temps minimal avant de pouvoir effectuer du développement à travers la masse de remblai en pâte cimenté déjà en place (fonçage de galerie). Les conditions in situ sont reproduites le mieux possible en coulant les échantillons de remblai dans

des moules et en les plaçant dans une chambre humide à +80% d'humidité relative. La démarche méthodologique suivie repose sur cinq phases essentielles dont les quatre premières seront consacrées aux essais et la cinquième sera une synthèse de ces essais.

La première phase (Phase I) sera consacrée à des essais de compression uniaxiale et diamétrale sur des échantillons de différentes recettes de mélanges, sans ou avec l'ajout de fibres naturelles de sciures de bois d'éryable. Ces types d'essais sont faciles à réaliser et les résultats obtenus peuvent être corrélés entre eux et avec d'autres paramètres mécaniques tels que le module de déformation et la cohésion interne.

La deuxième phase (Phase II) consistera à effectuer des essais de cisaillement direct sur différentes recettes de mélanges de remblai. Durant cette phase d'essais, les propriétés de cisaillement de la matrice du remblai (bloc) seront évaluées ainsi que le comportement frictionnel aux interfaces remblai-roche et remblai-remblai.

La troisième phase (Phase III) sera consacrée à la réalisation d'essais triaxiaux sur différentes recettes de mélanges de remblai. Pour ces essais, une contrainte de confinement correspondant à celle observée *in situ* sera appliquée sur les échantillons qui seront soumis au cisaillement afin d'en évaluer leur résistance. En effet, une instrumentation de chantier remblayé menée par Belem et al. (2004) montre que la contrainte horizontale dans un chantier remblayé peut atteindre 150 kPa environ.

La quatrième phase (Phase IV) consistera à effectuer des essais préliminaires de décollement du remblai en pâte cimenté en contact avec la paroi rocheuse simulée à l'aide de répliques de surfaces naturelles de roches de granite et de schiste. Il s'agira de réaliser des essais de cisaillement direct avec un très faible niveau de contrainte normale et une très faible vitesse de cisaillement.

Enfin, la cinquième phase (Phase V) consistera à des comparaisons entre les résultats des quatre phases pour en faire ressortir d'éventuelles corrélations. La démarche méthodologique est schématisée dans la Figure 1-6 :

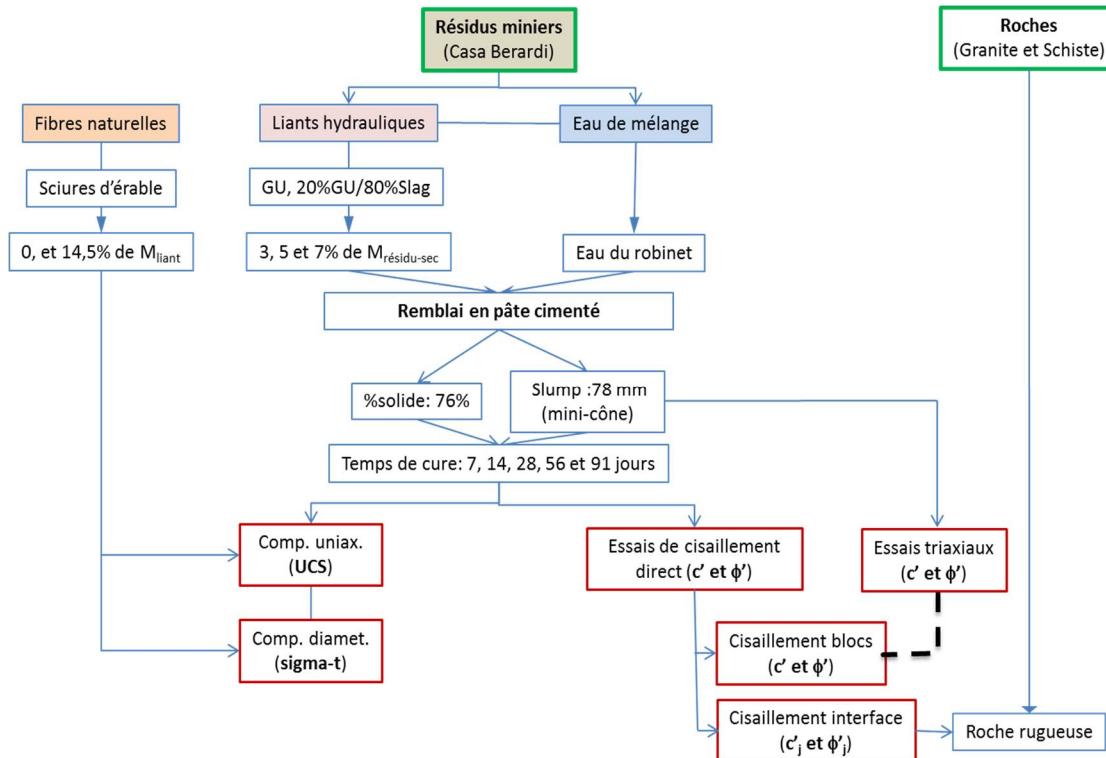


Figure 1-6 : Diagramme schématique montrant la démarche méthodologique suivie

## 1.9 Structure du document

Ce mémoire de maîtrise comporte 6 chapitres en tout et dont la structure est décrite comme suit :

Le chapitre 2 présente la revue de littérature pertinente sur le sujet de recherche de ce mémoire. Il contient une synthèse bibliographique sur les travaux couvrant le comportement mécanique des remblais en pâte cimentés. Cela va de l'analyse de stabilité et résistance requise du remblai, à la formulation des recettes de remblai en pâte avec les différents ingrédients et selon différents facteurs d'influence en passant par les essais mécaniques tels que la compression uniaxiale, la compression diamétrale, la compression triaxiale et le cisaillement direct avec une boîte rectiligne.

Le chapitre 3 présente les matériels, les méthodes utilisées ainsi que le plan expérimental. Pour réaliser les tests, 3 types de machines ont été utilisées, à savoir une presse mécanique qui a servi à réaliser les essais de compressions uniaxiale et diamétrale. Une machine de cisaillement direct pour

les essais sur les blocs de remblai ainsi qu'aux interfaces. Puis l'appareil triaxial pour réaliser les essais triaxiaux.

Le chapitre 4 traitera des résultats obtenus au laboratoire lors des essais de compressions uniaxiale, diamétrale et triaxiale, et de cisaillement direct.

Le chapitre 5 sera consacré à l'analyse des données récoltées et à leur discussion. Il s'agira d'interpréter les résultats afin de mieux comprendre le comportement mécanique en compression et en cisaillement du remblai en pâte cimenté après sa mise en place dans les chantiers ouverts souterrains.

Le chapitre 6 sera consacré à la synthèse des résultats obtenus ainsi qu'aux conclusions préliminaires de l'étude. Aussi dans ce chapitre seront présentées quelques recommandations concernant des aspects à améliorer dans le futur et quelques perspectives d'études complémentaires.

## 1.10 Synthèse

L'utilisation du remblai en pâte a été rendue possible grâce aux normes environnementales de plus en plus contraignantes obligeant les entreprises minières à retourner une partie des résidus sous terre, sous forme de RCP. Du fait de sa résistance mécanique, il peut être utilisé comme support latéral et vertical de terrain, plancher de travail ou galerie de circulation. La conception du remblai doit tenir compte de la géologie et des propriétés mécaniques du gisement et du massif rocheux, de la méthode de minage et de la disponibilité des matériaux. La mise en place du remblai sous terre peut se faire par gravité si sa fluidité le permet, sinon elle se fait par pompage. Elle peut se faire aussi par gravité et pompage. Le remblai une fois mis sous terre voit ses propriétés mécaniques varier au cours du temps aussi bien à l'interface avec la roche encaissante qu'au sein du remblai. La connaissance de la résistance ultime développée par le remblai au cours du temps permettra de mieux concevoir le remblai et d'assurer ainsi la sécurité des travailleurs et des équipements. Pour ce faire, le comportement de la matrice de remblai sera caractérisé par des essais de résistance à la compression uniaxiale et diamétrale, des essais de cisaillement direct et des essais triaxiaux. D'autre part, des essais de cisaillement direct aux interfaces remblai-roche et remblai-remblai seront effectués pour quantifier la résistance au cisaillement de l'interface de remblai. Enfin, des

essais de cisaillement direct à vitesse très lente (considérés comme des essais de décollement tangentiel) seront réalisés afin de déterminer la cohésion apparente au niveau de l'interface remblai-roche.

## CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

### 2.1 Analyse de stabilité et résistance requise des chantiers remblayés

Pour chacun des rôles assignés, le remblai en pâte cimenté doit atteindre une certaine résistance afin d'éviter une rupture et provoquer des dégâts matériels et/ou de prévenir des pertes en vies humaines. Ainsi, pour que le remblai en pâte puisse jouer le rôle de support vertical, il doit avoir un UCS d'au moins 5 MPa. Pour jouer un rôle de pilier confiné, l'UCS du remblai doit être inférieur ou égal à 1 MPa. Quant au rôle de pilier autoportant, un UCS d'au moins 2 MPa suffirait. Pour le rôle de semelle de support, l'UCS du remblai doit être plus grand que 500 kPa. Pour jouer le rôle de plancher de travail, le remblai doit avoir une capacité portante ( $q_u$ ) comprise entre 100 et 200 kPa. Enfin, pour que le remblai soit utilisé comme moyen de stockage des rejets dans des chantiers isolés, l'UCS doit être supérieur ou égal à 100 kPa (Belem et Benzaazoua, 2008).

D'autre part, dans l'analyse de stabilité du remblai, on s'appuie toujours sur le facteur de sécurité (FS) qui permet de tenir compte des incertitudes liées aux propriétés du remblai en pâte. Le facteur de sécurité est défini comme étant le ratio entre la «capacité» de la structure remblai et la «demande» ou la sollicitation extérieure :  $FS = \text{Capacité}/\text{Demande}$ . La capacité est la somme des forces de cohésion interne et la friction entre les particules du remblai ; la demande est la force de gravité associée au poids du bloc de remblai en glissement sur le plan de rupture éventuelle. Ainsi, si  $FS < 1$ , alors le glissement de la masse supérieure du remblai a lieu. Si  $FS > 1$ , il n'y a ni rupture ni glissement de la masse supérieure du remblai.

#### 2.1.1 Résistance requise pour du remblai autoportant

L'auto-portance nécessaire au remblai pour qu'il puisse jouer son rôle de support secondaire considère l'hypothèse selon laquelle la rupture se produirait le long d'un plan de glissement faisant un angle  $\alpha$  avec le plancher du chantier. Ce plan de rupture peut traverser tout le chantier et la masse supérieure de remblai glisse dans le chantier ouvert. Pour évaluer cette résistance, on détermine le facteur de sécurité (FS) au travers de l'analyse à l'équilibre limite entre les forces résistantes au mouvement et les forces causant le mouvement (Figure 2-1).

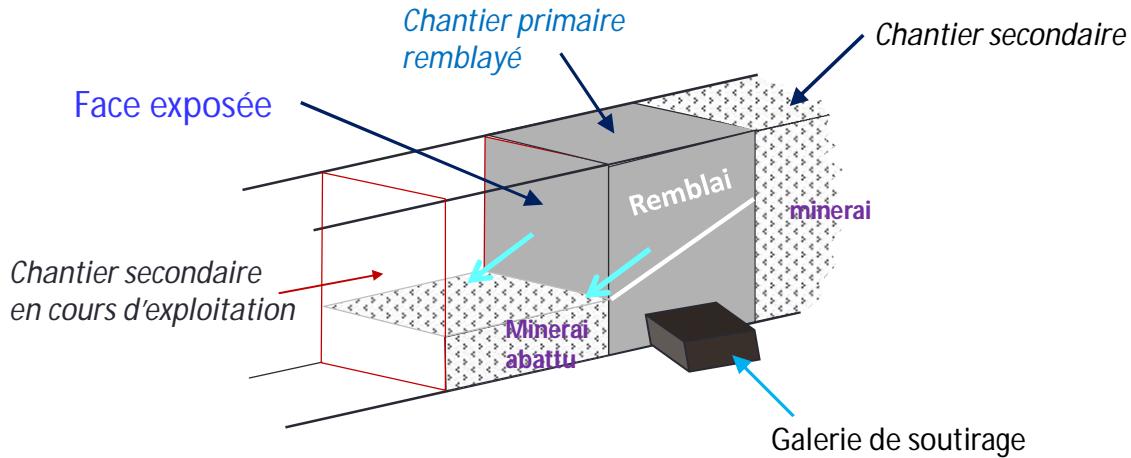


Figure 2-1 : Schéma général du minage de chantiers secondaires (tiré de Belem, 2013)

### 2.1.1.1 Remblai autoportant avec plus de deux faces exposées

Plusieurs modèles ont été proposés pour ce cas de figure. Il y a le modèle proposé par Smith et al. (1983) pour le cas où deux faces au moins sont exposées. Le facteur de sécurité est alors défini comme suit :

$$FS = \frac{UCS}{\gamma H} \quad \text{Équation 2-1}$$

Avec  $UCS$  = la résistance requise du remblai qui est recherchée ( $\text{kPa}$ );  $\gamma$  = poids volumique humide du remblai en pâte ( $\text{kN/m}^3$ ) et  $H$  = hauteur totale du remblai dans le chantier ouvert dont la face est exposée ( $\text{m}$ ).

### 2.1.1.2 Remblai autoportant avec une face exposée

#### 2.1.1.2.1 Modèle d'Askew et al. 1978

Askew et al. (1978) ont dérivé la résistance requise du remblai confiné avec une face exposée à partir de simulations numériques prenant en compte le modèle de Terzaghi (1943) pour le calcul de la pression verticale ( $p_v$ ) en fonction de la hauteur du remblai. Pour une hauteur  $H$  donnée du remblai dont une face a été exposée (Figure 2-2), la valeur de l' $UCS$  requise contre la rupture en plan est donnée comme suit :

$$UCS \approx 1.25p_v$$

Équation 2-2

Avec :

$$p_v(h) = \frac{B}{2K^* \tan\phi} \left( \gamma - \frac{2c}{B} \right) \left[ 1 - \exp \left( -\frac{H^* + 2K^* \tan\phi}{B} \right) \right] \quad \text{Équation 2-3}$$

$$K = (1 + 2\tan^2 \phi)^{-1}$$

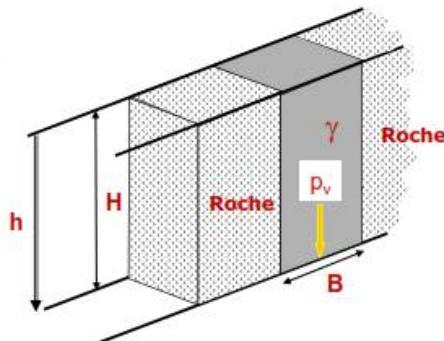


Figure 2-2 : Détermination de la pression verticale en fonction de la profondeur (tiré de Belem et Benzaazoua, 2004)

#### 2.1.1.2.2 Modèle du bloc confiné

Le modèle du bloc confiné considère que la masse de remblai est confinée entre trois épontes rocheuses qui permettent de réduire l'amplitude de la résistance requise comparativement au modèle de Smith et al. (1983). Différents auteurs ont proposé plusieurs variantes du modèle du bloc confiné pour la détermination de la résistance requise (Mitchell et al., 1982 ; Arioglu, 1984 ; Bligh, 1986 ; Li et al., 2012, 2014). La Figure 2-3 représente schématiquement le concept du bloc de remblai confiné avec tous les paramètres géométriques et mécaniques en jeu.

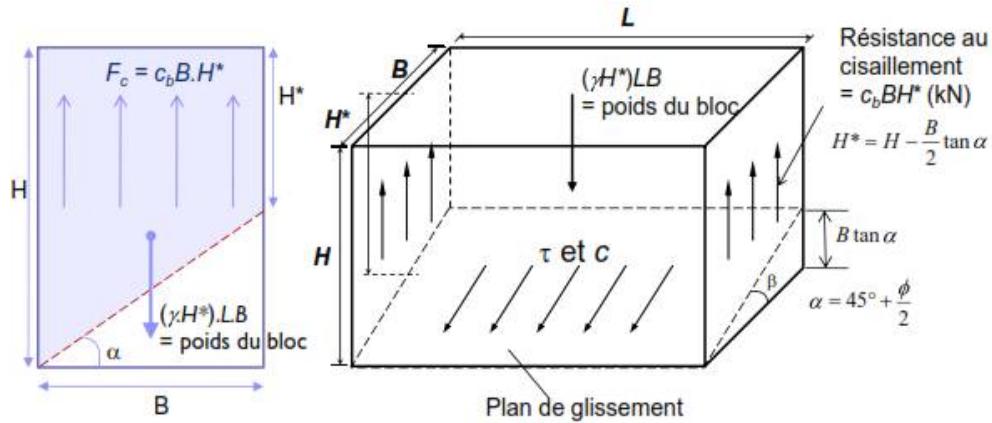


Figure 2-3 : Schéma montrant le modèle du bloc confiné (tiré de Belem, 2009)

$c$  = cohésion interne du remblai (kPa) ;  $L$  = longueur exposée du chantier (m) ;  $B$  = largeur du chantier (m) ;  $H^*$  = hauteur moyenne jusqu'au plan de rupture ou hauteur effective (m) ;  $H$  = hauteur totale du chantier (m) ;  $\gamma$  = poids volumique total du remblai ( $\text{kN/m}^3$ ) ;  $\phi$  = angle de frottement du remblai non drainé ( $^\circ$ ) ;  $\alpha$  = angle de rupture du remblai par rapport au plancher ( $^\circ$ ) ;  $c_b$  = cohésion interfaciale (kPa).

#### 2.1.1.2.3 Modèle du bloc confiné cohésif

Mitchell et al. (1982) ont proposé un modèle de bloc confiné avec seulement de la cohésion à l'interface entre le remblai et la roche (l'angle de frottement est supposé nul). Dans ce cas, l'analyse à l'équilibre limite permet de calculer le facteur de sécurité contre une rupture en plan comme suit :

$$FS = \frac{W_{net} \cos \alpha \tan \phi + c LB / \cos \alpha}{W_{net} \sin \alpha} \quad \text{Équation 2-4}$$

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{2c LB}{H^* B (\gamma L - 2c_b) \sin 2\alpha} \quad \text{Équation 2-5}$$

Avec  $\alpha = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$  et  $H^* = \left( H - B \frac{\tan \alpha}{2} \right)$

$W_{net}$  = poids du bloc et  $\phi$  = angle de frottement interne du remblai non drainé.

Les hypothèses suivantes ont été posées pour les équations 2-4 et 2-5 :  $c = c_b$  ;  $FS = 1$  ;  $H \gg B$  ou  $H/B > 2,5$  ;  $\phi = 0$ , c'est-à-dire un matériau non frictionnel après une cure de 28 jours, puis  $c = UCS/2$  en condition non drainée. Le modèle final est donné comme suit :

$$UCS = \frac{\gamma H}{1 + \frac{H}{L}} \quad \text{Équation 2-6}$$

Cette formule simplifiée est conservatrice, car il incorpore implicitement un facteur de sécurité compris entre 1,3 et 1,5 du fait de la non-prise en considération des angles de frottement interne (matrice du remblai) et interfacial (interface remblai-roche).

#### 2.1.1.2.4 Modèle du bloc confiné cohésif et frottant

Pour le cas où l'angle de frottement et la cohésion à l'interface remblai-roche sont pris en compte, Mitchell et al. (1982) ont proposé une autre formule de calcul du facteur de sécurité qui est donné par la relation suivante :

$$FS = \frac{W_{net} \cos \alpha \tan \phi + cLB / \cos \alpha}{W_{net} \sin \alpha} \quad \text{Équation 2-7}$$

#### 2.1.1.2.5 Modèle du bloc confiné modifié

Li et al. (2012) ont apporté une petite modification au modèle du bloc confiné en rajoutant une surcharge quelconque  $q_o$  (pour simuler par exemple le surplus de poids sur le remblai dû aux engins roulant) et en considérant que  $c \neq c_b$ . Le facteur de sécurité contre la rupture devient :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} + \frac{2c}{[q_o + H^* (\gamma - 2c_b/L)] \sin 2\alpha} \quad \text{Équation 2-8}$$

$$2c = \frac{q_o + \gamma H^*}{\left[ \left( FS - \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \right) \sin 2\alpha \right]^{-1} + \frac{r_b H^*}{L}} \quad \text{Équation 2-9}$$

$$UCS = 2c \tan(45^\circ + \phi/2) = 2c[(1 - \sin \phi)/\cos \phi]^{-1} \quad \text{Équation 2-10}$$

Avec  $r_b = c_b/c$ ,  $c_b$  = cohésion interfaciale du remblai,  $c$  = cohésion interne du remblai.

#### 2.1.1.2.6 Modèle du bloc confiné modifié (Low Aspect Ratio)

Li et al. (2012) ont également proposé un autre modèle dans le cas où le rapport H/B est faible. En posant comme hypothèse que  $c \neq C_b$  ;  $FS \geq 1$  ;  $H/B < 2,5$ , le facteur de sécurité est donné comme suit :

$$FS = \frac{\tan\phi}{\tan\alpha} + \frac{2c}{[q_0 + H(\gamma/2 - r_b c/L)]\sin 2\alpha} \quad \text{Équation 2-11}$$

$$2c = \frac{q_0 + \gamma H/2}{[(FS - \tan\phi/\tan\alpha)\sin 2\alpha]^{-1} + r_b H/L} \quad \text{Équation 2-12}$$

L'UCS est calculée au moyen de l'équation 2-10.

#### 2.1.1.2.7 Modèle du bloc confiné cohésif avec inclinaison

Dans ce modèle, Mitchell (1989) inclut l'effet du confinement du massif rocheux sur le bloc de remblai ainsi confiné, ainsi que l'inclinaison  $\beta$  du chantier.

$$\text{UCS} = \frac{(0,4/0,5)\gamma H \sin\beta}{1+H/L} \quad \text{Équation 2-13}$$

## 2.1.2 Résistance requise pour du remblai de semelle de support

Le remblai comme semelle de support doit pouvoir répondre à plusieurs fonctions, car le poids du remblai qu'elle supporte peut lui occasionner plusieurs types de mode de rupture (Figure 2-4).

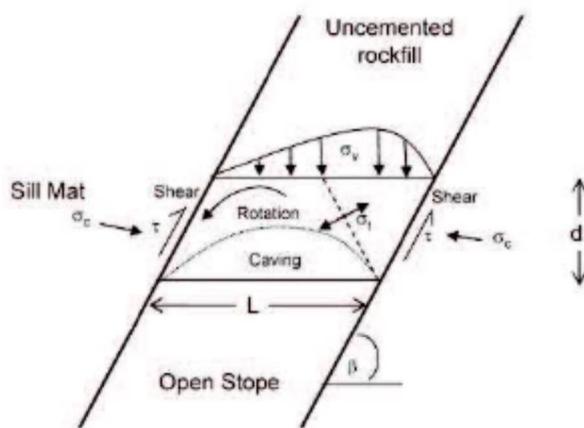


Figure 2-4 : Sollicitations possible sur la semelle de support (tiré de Mitchell, 1991)

$L$  = longueur du chantier,  $\gamma$  = poids volumique du remblai (dans le schéma c'est du remblai rocheux),  $\sigma_t$  = résistance à la traction,  $d$  = épaisseur de la semelle,  $\sigma_c$  = confinement horizontal,  $\sigma_v$  = contrainte vertical dû à la charge du remblai de dessus,  $\tau_f$  = résistance au cisaillement aux interfaces,  $\beta$  = angle d'inclinaison du chantier.

### 2.1.2.1 Rupture en flexion

Parmi les ruptures possibles, on peut citer la rupture en flexion qui est schématisée sur la Figure 2-5.

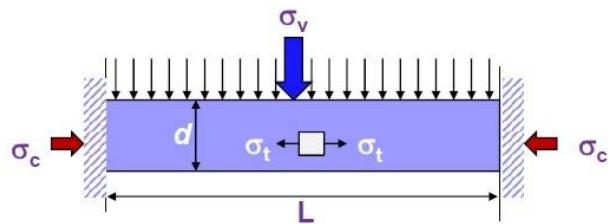


Figure 2-5 : Schéma montrant la rupture en flexion (tiré de Belem, 2013)

Mitchell. (1991) propose un critère essentiel pour que la semelle de support ne se brise pas par flexion, donné par la relation ci-dessous :

$$\left(\frac{L}{d}\right)^2 > 2 (\sigma_t + \sigma_c) / (\sigma_v + d\gamma) \quad \text{Équation 2-14}$$

Où  $\sigma_t$  est la résistance à la traction de la semelle ;  $\sigma_c$  est la contrainte de confinement latéral des éponges ;  $d$  = épaisseur de la semelle ;  $\gamma$  = poids volumique du remblai ;  $\sigma_v$  = contrainte verticale sur la semelle ;  $L$  = largeur de la semelle.

La contrainte verticale est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_v = \gamma L / (2K \tan\phi) \quad \text{Équation 2-15}$$

### 2.1.2.2 Rupture par effondrement

La rupture par effondrement se produit lorsque la partie inférieure de la semelle s'effondre par une fissure ayant la forme d'un arc comme l'indique la figure 2-6 :

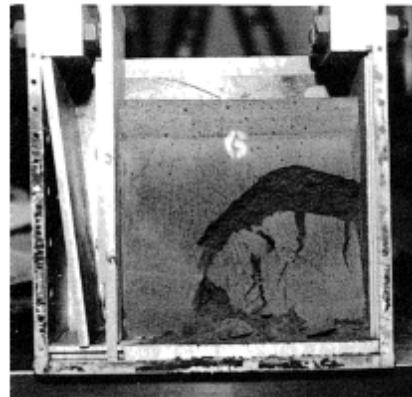


Figure 2-6 : Schéma montrant la rupture d'une semelle de remblai par effondrement (tiré de Mitchell 1989, 1991)

Pour éviter qu'un tel phénomène se produise, la formule suivante a été apportée :

$$L\gamma = 8\sigma_t/\pi = 2,5\sigma_t \quad \text{Équation 2-16}$$

Où  $\sigma_t$  = résistance à la traction de la semelle;  $\gamma$  = poids volumique du remblai;  $L$  = largeur de la semelle.

### 2.1.2.3 Rupture par broyage

La rupture par broyage se passe lorsque le remblai est écrasé sous le poids de la masse qu'elle supporte. Pour éviter le mode de rupture par broyage, Mitchell (1991) a proposé un modèle permettant de calculer la contrainte nécessaire pour écraser une semelle de remblai :

$$\sigma_{\text{broyage}} > 2,5 * \text{UCS} \quad \text{Équation 2-17}$$

Avec  $\sigma_{\text{broyage}}$  = la contrainte nécessaire pour écraser un échantillon par broyage dans une cellule de type œdométrique.

Pour déterminer l'UCS, la formule comprenant la contrainte de confinement latérale des épontes ( $\sigma_c$ ) est utilisée :

$$\text{UCS} \approx 2\sigma_c = 2E\delta/L \quad \text{Équation 2-18}$$

Avec  $\delta$  = la convergence des épontes,  $E$  = le module d'élasticité du remblai,  $L$  = la largeur de la semelle.

Par la suite, la hauteur minimale de la semelle ( $d_{\min}$ ) à respecter pour qu'il n'y ait pas de rupture par broyage peut être déterminée par :

$$d_{\min} = L/2 \quad \text{Équation 2-19}$$

En pratique :  $d = 0,75L$  à  $1L$ .

#### 2.1.2.4 Rupture par glissement

La rupture par glissement se produit lorsque la résistance aux interfaces remblai-roche est dépassée (Figure 2-7):

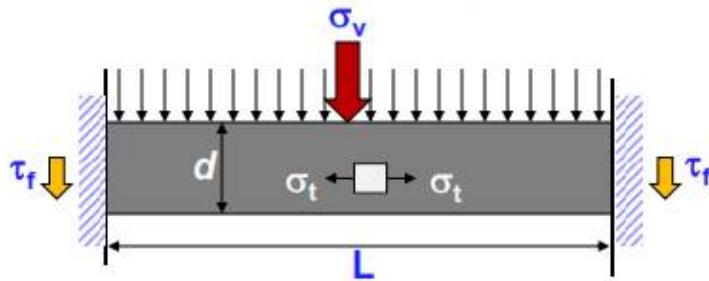


Figure 2-7 : Schéma de la rupture par glissement, cas où  $\beta=0$  (tiré de Belem, 2013)

Selon Mitchell (1991), l'épaisseur et la contrainte verticale nécessaires sont données par la relation suivante (Équation 2-20):

$$(\sigma_v + d\gamma) > 2\left(\frac{\tau_f}{\sin^2 \beta}\right) \left(\frac{d}{L}\right) \quad \text{Équation 2-20}$$

Où  $\gamma$  = poids volumique du remblai ;  $\beta$  = inclinaison des épontes du chantier ;  $\tau_f$  = résistance au cisaillement à l'interface remblai-roche ;  $d$  = épaisseur de la semelle ;  $\sigma_v$  = est la contrainte verticale sur la semelle ;  $\sigma_t$  = la résistance à la traction ;  $L$  = largeur de la semelle.

#### 2.1.2.5 Rupture par torsion

La rupture par torsion se produit lorsqu'il se produit un moment entre les deux extrémités d'une semelle de remblai (Figure 2-8).

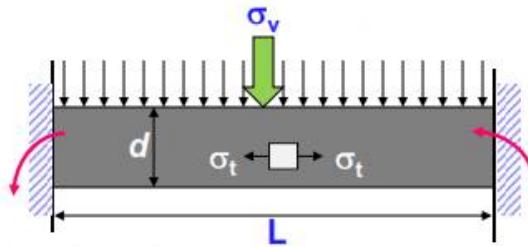


Figure 2-8 : Schéma du mode de rupture par torsion, cas où  $\beta = 0$  (tiré de Belem, 2013)

Selon Mitchell (1991), la relation d'équilibre permettant d'éviter le mode de rupture par torsion est donné comme suit:

$$(\sigma_v + d\gamma) > \frac{\sigma_t d^2}{2L (L - d \cot \beta) \sin^2 \beta} \quad \text{Équation 2-21}$$

Où  $d$  = épaisseur de la semelle ;  $\sigma_v$  = est la contrainte verticale sur la semelle ;  $\sigma_t$  = la résistance à la traction ;  $L$  = largeur de la semelle ;  $\gamma$  = poids volumique du remblai ;  $\beta$  = inclinaison des épontes du chantier.

### 2.1.2.6 Résistance du remblai comme plancher de travail

La formule pour déterminer la capacité portante du remblai a été proposée par Terzaghi (1943). Cette dernière permet d'estimer la capacité portante ( $q_u$ ) d'un sol :

$$q_u = c \cdot N_c + 0.5B \cdot \gamma \cdot N_\gamma + \gamma D \cdot N_q \quad \text{Équation 2-22}$$

Où  $B$  = largeur de la structure,  $D$  = profondeur de la structure,  $c$  = cohésion du remblai,  $\gamma$  = poids volumique du remblai,  $N_c$ ,  $N_\gamma$ ,  $N_q$  = facteurs empiriques adimensionnels dépendant de l'angle de frottement interne du matériau.

Dans le cas de la circulation d'engins lourds, Craig (1995) a proposé une version modifiée de l'équation 2-24 qui prend en compte la pression exercée par les pneus (Figure 2-9):

$$q_u = 1.2c \cdot N_c + 0.4B \cdot \gamma N_\gamma \quad \text{Équation 2-23}$$

Où  $B$  = largeur de contact des pneus,  $c$  = cohésion du remblai,  $\gamma$  = poids volumique du remblai (kN/m<sup>3</sup>),  $N_c$ ,  $N_\gamma$  = facteurs empiriques adimensionnels dépendant de l'angle de frottement interne du remblai.

$$N_c = \cotan\phi * (N_q - 1) \quad \text{Équation 2-24}$$

$$N_\gamma = 1.8 * (N_q - 1) \tan\phi \quad \text{Équation 2-25}$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi) \quad \text{Équation 2-26}$$

$$N_q = \exp(\pi \tan\phi) \ tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{Équation 2-27}$$

$$B = \sqrt{\frac{L_T}{p_T}} \quad \text{Équation 2-28}$$

Avec  $L_T$  = la force appliquée sur le pneu (kN);  $p_T$  = est la pression à l'intérieur du pneu

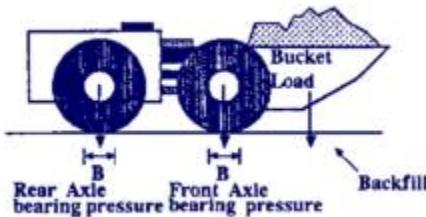


Figure 2-9 : Critère de la capacité portante (Hassani et Bois, 1992)

Pour qu'il n'y ait pas de rupture ou d'enfoncement des pneus dans le remblai il faut que  $q_{net} > p_T$  avec un facteur de sécurité  $> 3$  pour le remblai (Belem, 2013). Après avoir déterminé la capacité portante ultime, la capacité portante de design peut-être déterminé avec la formule suivante (Bowles, 1988):

$$q_{design} = \frac{q_{net}}{FS} = \frac{q_u}{2,5 \text{ ou } 3} \quad \text{Équation 2-29}$$

Avec  $q_u$  = capacité portante ultime,  $q_{net}$  = portance admissible.

## 2.2 Facteurs d'influence sur les propriétés des remblais en pâte

Plusieurs facteurs doivent être pris en compte lors de la formulation des recettes de mélange afin de pouvoir obtenir de meilleures performances du remblai en pâte. Le moyen pour y parvenir est d'effectuer l'optimisation des recettes afin de minimiser les coûts tout en maximisant les

performances mécaniques. Tous ces facteurs peuvent être regroupés en deux catégories que sont les facteurs intrinsèques et ceux extrinsèques.

## 2.2.1 Les facteurs intrinsèques

Plusieurs paramètres sont à prendre en compte tels que les facteurs intrinsèques : la granulométrie des résidus, leur teneur en sulfures, la chimie de l'eau de mélange, le type de liant, la proportion de liant et la présence de minéraux argileux.

### 2.2.1.1 . Effet de la granulométrie des résidus

La Figure 2-10 montre des essais UCS réalisés sur du remblai à différentes proportions de fines (passant au 20 µm). Quand ce pourcentage est de 25% ou 40%, les UCS sont presque semblables, quand elle passe à 55%, on obtient la courbe d'UCS la plus élevée en fonction du temps de cure. Cependant, quand on augmente la proportion de fines à 60% ou 75%, les UCS obtenues sont moins élevées (Fall et Benzaazoua, 2004).

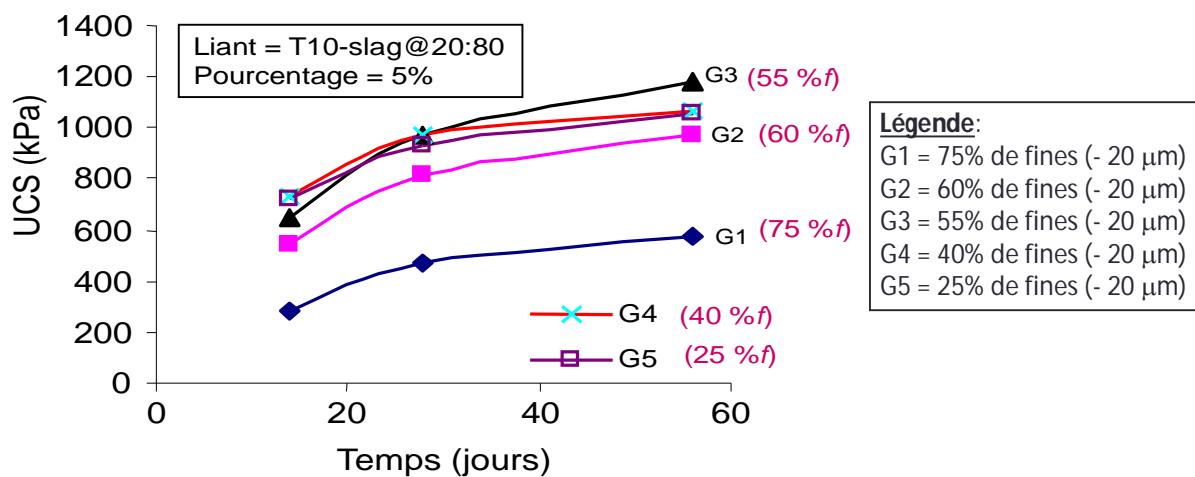


Figure 2-10 : Effet de la granulométrie sur la résistance du remblai (Fall et Benzaazoua, 2004)

### 2.2.1.2 Effets de la teneur en sulfures des rejets

La Figure 2-11 montre l'UCS en fonction du pourcentage de sulfure et pour différents temps de cure. On observe que le pourcentage de sulfure affecte l'UCS. En effet pour 2% de pourcentage de sulfure et quand le temps de cure passe de 14 jours à 28 jours, il y a une augmentation de la résistance. L'UCS diminue quand le temps de cure passe de 56 jours à 120 jours. Par ailleurs, pour un pourcentage de 39% de sulfure, de 14 jours à 28 jours puis à 56 jours il y a augmentation de l'UCS, par contre pour la cure à 120 jours l'UCS baisse.

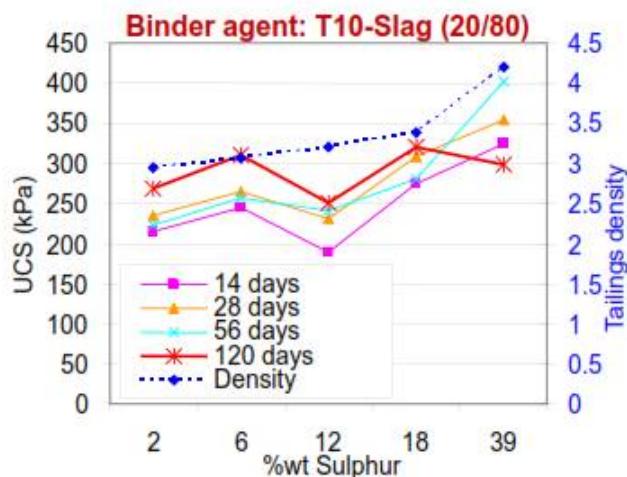


Figure 2-11 : Effet de la teneur en sulfure (Fall et Benzaazoua, 2004)

L'UCS d'un remblai fabriqué à partir de résidus très réactifs montre le phénomène de l'« attaque sulfatique » où il baisse après 28 jours de cure (Figure 2-12). Cette attaque sulfatique peut s'expliquer par le phénomène d'oxydation produisant des sulfates dans la matrice de remblai. Ce qui amène une décalcification et/ou dissolution des hydrates déjà formés au sein du remblai entraînant en même temps une perte de résistance et donc de stabilité du chantier remblayé.

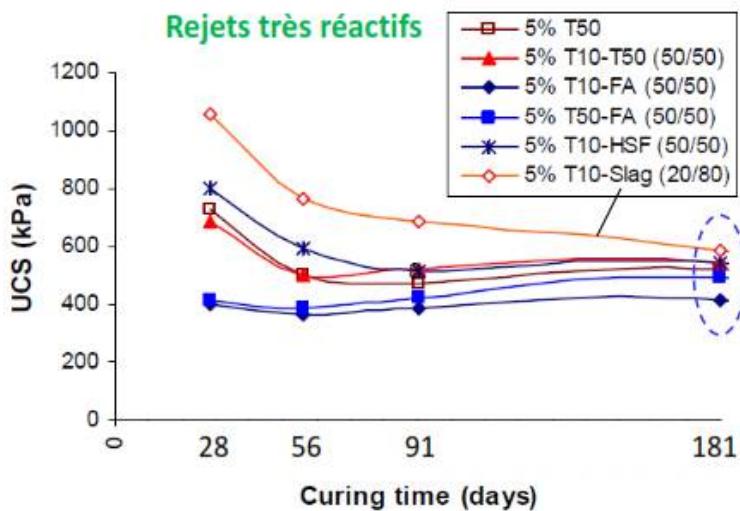


Figure 2-12 : Effet à long terme de la forte présence de sulfures (Benzaazoua et al., 2004)

### 2.2.1.3 Effets du type et du pourcentage de liant

Le durcissement du remblai en pâte se produit quand une sorte de colle induite par l'agent liant se forme au niveau des points de contact des grains de résidus miniers créant ainsi une liaison. Cette liaison peut être plus ou moins forte selon le type de liant et de son dosage (quantité). Différents types d'agents liant sont utilisés, mais le plus usuel est le ciment Portland à usage courant (type 10, type I ou GU). Toutefois, lorsque les résidus miniers contiennent une teneur importante en sulfates dissous, c'est le ciment Portland résistant aux sulfates (type 50, type V ou HS) qui sera privilégié, bien que plus cher que le type GU (Belem et Benzaazoua, 2008).

Afin de réduire les coûts par la diminution de la quantité de ciment GU utilisée tout en maintenant la même résistance, le remblai est mélangé avec des ajouts minéraux tels que les cendres volantes (CV ou FA), les scories de hauts fourneaux ou laitiers de fonderies appelés aussi *Slag* ou la fumée de silice (*fs*). À noter que les laitiers, scories ou *slag* sont les plus utilisés dans l'industrie minière. Les ajouts minéraux sont utilisés selon des pourcentages de substitution au GU variant entre 60% et 80%. Cette substitution peut être binaire ou ternaire (Belem et Benzaazoua, 2008). De nombreux tests en laboratoire (Benzaazoua et al. 2000, 2002) ont montré que pour différents temps de cure, la résistance du remblai en pâte est proportionnelle au pourcentage de liant.

### 2.2.1.3.1 Effets du type de liant

La Figure 2-13 montre que le liant composé de 20% de ciment type GU et 80% de slag donne la plus grande résistance à la compression uniaxiale suivie du ciment de type GU seul.

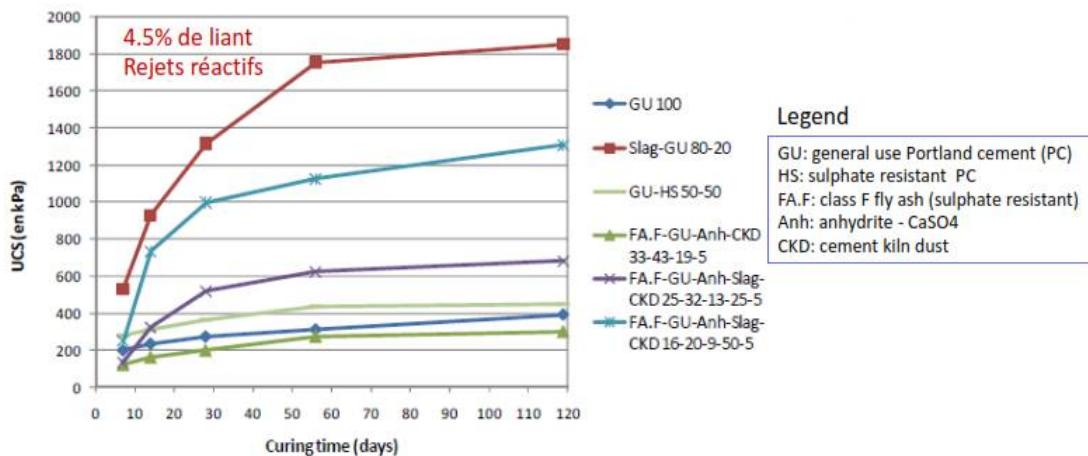


Figure 2-13 : Effet du type d'agent liant (Benzaazoua et al. 2010)

### 2.2.1.3.2 Effets du pourcentage de liant

Des essais ont montré que la résistance à la compression uniaxiale est une fonction croissante du pourcentage de liant de type ciment GU (Figure 2-14).

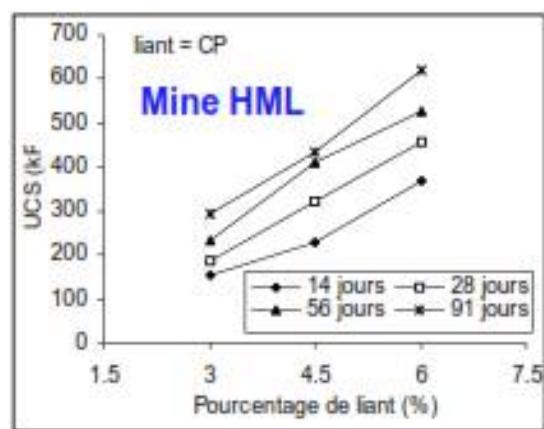


Figure 2-14 : Effet du pourcentage de liant (Benzaazoua et Belem, 2000)

#### 2.2.1.4 Effets de minéraux argileux (talc)

La Figure 2-15 montre que les recettes de mélange de remblai contenant du talc (argile) présentaient les résistances les moins élevées, quel que soit le type de liant utilisé. C'est le cas notamment des recettes avec le type GU (PC10) et 15% de talc et le type Slag-PC10 (GU) avec 25% de talc. La plus forte résistance est obtenue lorsqu'il n'y avait pas de minéraux argileux ajoutés (Figure 2-15).

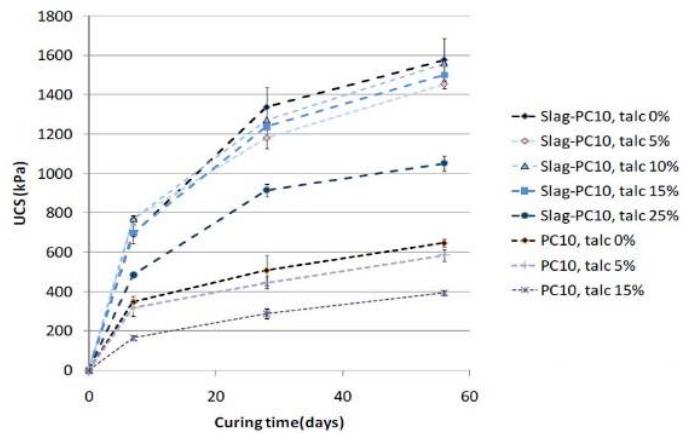


Figure 2-15 : Effet des minéraux argileux sur la performance du remblai (Benzaazoua et al 2010)

#### 2.2.1.5 Effets de l'eau de mélange (gâchage)

L'eau de mélange (ou de gâchage dans les bétons) servira pour l'hydratation de l'agent liant, mais surtout pour le transport du remblai par pipelines. Sans une hydratation adéquate du liant, le remblai ne peut pas acquérir la résistance et la rigidité requises. Dans les bétons, le rapport eau/ciment (w/c) varie habituellement entre 0,3 et 0,5 tandis que dans les remblais miniers, ce rapport est toujours ou presque supérieur à 3. Ce qui signifie qu'il y a toujours une quantité d'eau en excès servant à faciliter le transport hydraulique des remblais. Cet excès d'eau pourrait avoir des conséquences néfastes sur la vitesse d'hydratation et de durcissement des remblais miniers, surtout si cette eau contient en plus des sulfates dissous (Fig.2-16) (Belem et Benzaazoua, 2008). Un durcissement lent durant les 14 premiers jours a été constaté (Fig.2-16). Mais au bout de 28 jours de cure, la résistance obtenue avec l'eau du robinet est plus élevée ; suivi de celle du lac tandis que la résistance avec l'eau de procédé recyclée de la mine est la moins élevée (Benzaazoua et al., 2002).

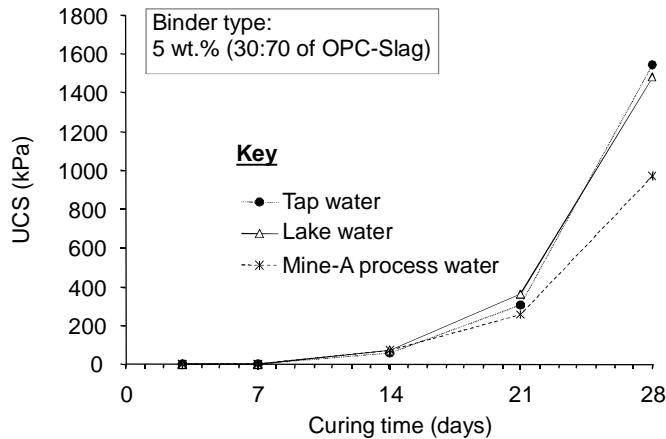


Figure 2-16 : Effet du type d'eau de mélange sur l'acquisition de la résistance du remblai (tiré de Benzaazoua et al., 2002)

## 2.2.2 Les facteurs extrinsèques

Ces facteurs sont souvent ceux qu'on ne maîtrise pas. Il s'agit entre autres de la taille des chantiers ouverts, la consolidation gravitaire (drainage de l'excédent d'eau et tassement du remblai), l'interrelation des ingrédients, les interactions entre le remblai et le massif rocheux encaissant, l'effet d'arche, l'état de la pression sur la barricade, la convergence des mûrs sur le remblai et l'effet de la température et de l'humidité.

Des tests ont montré que des écarts existent entre les résistances en compression uniaxiale obtenues au laboratoire et *in situ* pour une même recette de mélange (Belem et al. 2001). Les UCS en chantier sont plus élevées que ceux de laboratoire. Preuve qu'il y a des paramètres *in situ* qui entrent en ligne de compte dans l'acquisition de la résistance du remblai (Figure 2-17).

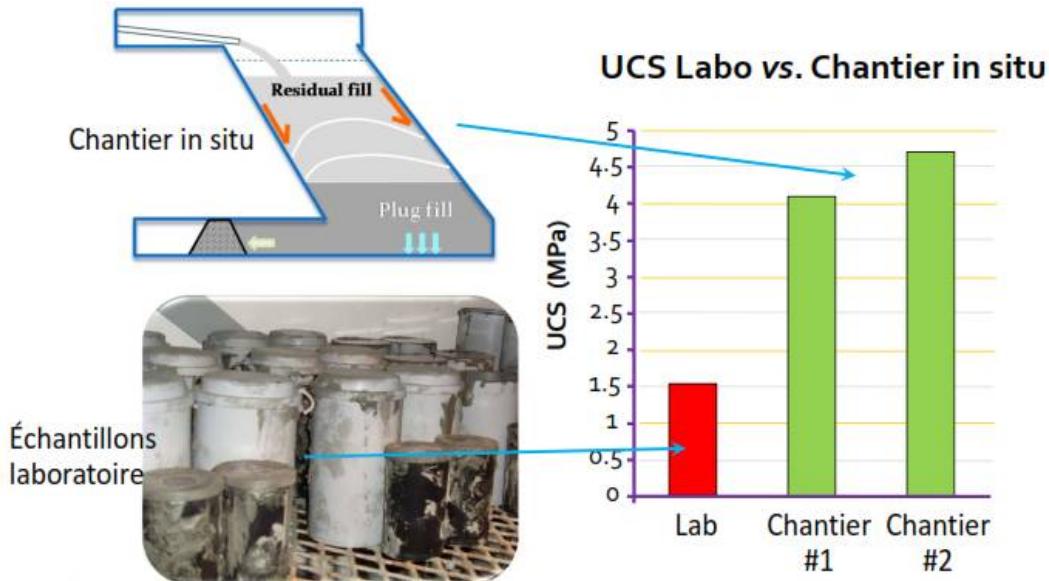


Figure 2-17 : UCS de laboratoire vs chantier in situ (tiré de Belem et al, 2001)

### 2.2.2.1 Effet de la consolidation gravitaire

Des essais en colonnes ont montré que de manière générale, l'UCS augmente avec la profondeur (Figure 2-18). Le type de liant CP10-Slag (ou GU/Slag) a développé l'UCS le plus élevé suivi par le type CP10-CP50 (ou GU-HS) et enfin le CP10 seul (ou GU).

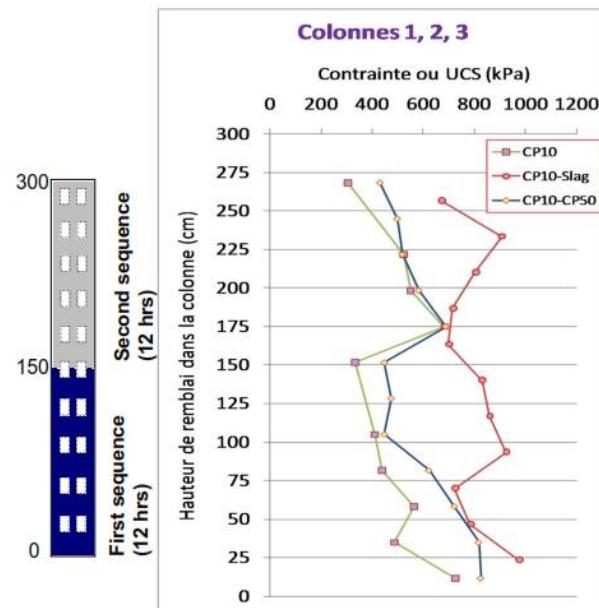


Figure 2-18 : Effet de la consolidation gravitaire sur la performance du remblai (Thakur, 2008)

Lors de la mise en place du remblai, il se produit du drainage à travers les fissures du massif rocheux. Des essais de laboratoire ont montré que le drainage a un effet positif sur la résistance du remblai. Le drainage crée une succion au sein de la matrice de remblai favorisant ainsi l'augmentation de la résistance (Figure 2-19).

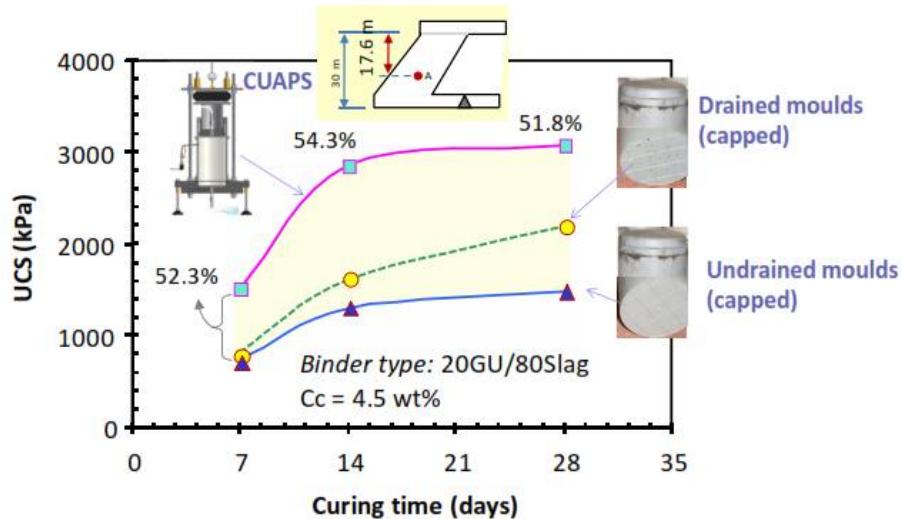


Figure 2-19 : Effet du drainage sur la performance du remblai (Yilmaz et al., 2006)

### 2.2.2.2 Effet de la température

La température augmente avec la profondeur et peut affecter le comportement mécanique du remblai. Elle contribue à l'augmentation de la résistance dans le remblai pour chaque type de liant donné (Figure 2-20).

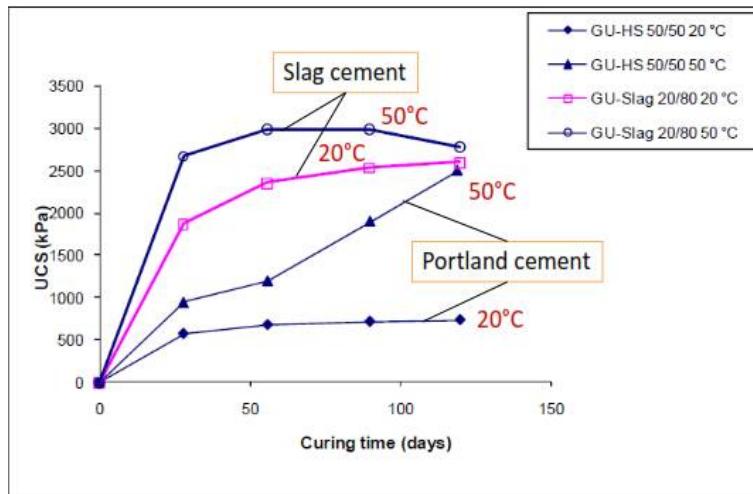


Figure : 2-20 Effet de la température (Benzaazoua et al., 2010)

## 2.3 Modèles analytiques d'estimation des contraintes dans les chantiers remblayés

Lors de la conception des remblais, la pression verticale  $\sigma_v$  et celle horizontale  $\sigma_h$  peuvent être estimées à l'aide de solutions analytiques ou semi-analytiques qui tiennent compte ou pas de l'angle de frottement, de la cohésion et/ou du glissement frictionnel à l'interface remblai-mur rocheux.

### 2.3.1 Modèle de Marston

Marston (1930) a développé une théorie mathématique à partir des charges externes s'appliquant sur les conduites dans les tranchées d'excavation. Ce modèle s'appliquant à toutes les classes de terrains permet d'évaluer des contraintes verticales ( $\sigma_v$ ) et horizontales ( $\sigma_h$ ) :

$$\sigma_h = \frac{\gamma B}{2 * \mu'} \left[ 1 - \exp \left( - \frac{2 * K_a * \mu' * H}{B} \right) \right] \quad \text{Équation 2-30}$$

$$\sigma_v = \frac{\sigma_h}{K_a} \quad \text{Équation 2-31}$$

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi/2) \quad \text{Équation 2-32}$$

Avec  $\gamma$  = poids volumique du remblai ( $\text{kN/m}^3$ ) ;  $B$  = largeur du chantier souterrain (m);  $H$  = hauteur maximale du remblai (m);  $\mu'$  =  $\tan(\delta)$  est le coefficient de friction entre le remblai et les

parois rocheuses ( $\delta$  est l'angle de friction au mur, généralement considéré entre  $\phi'/3$  et  $2\phi'/3$ , et compris entre  $0^\circ$  et  $22^\circ$ ) ;  $\phi'$  = angle de frottement interne du remblai (en degré) ; et  $K_a$  = coefficient de poussée active des terres.

### 2.3.2 Modèle de Martson modifié

Aubertin et al. (2003) ont adapté le modèle de Martson (Équation 2-33 et 2-34) au chantier minier remblayé à travers des simulations numériques avec PHASE<sup>2</sup> basé sur la méthode des éléments finis. Ils proposent une prédiction des contraintes dans le remblai en proposant une version modifiée du modèle avec effet d'arche avec le modèle de Marston (1930). La version modifiée prédit les pressions effectives horizontales et verticales dans des chantiers souterrains remblayés à une profondeur maximale H correspondant à la base du chantier. Le modèle modifié est donné par :

$$\sigma'_{hH} = \frac{\gamma B}{2 * \tan\phi'_f} \left[ 1 - \exp \left( - \frac{2 * KH \tan\phi'_f}{B} \right) \right] \quad \text{Équation 2-33}$$

$$\sigma'_{vH} = \sigma'_{hH}/K \quad \text{Équation 2-34}$$

$\sigma'_{hH}$  = pression effective horizontale

$\sigma'_{vH}$  = pression effective verticale

Avec  $\gamma$  = poids volumique du remblai ( $\text{kN/m}^3$ ) ;  $B$  = largeur du vide souterrain (m) ;  $H$  = hauteur du remblai (m) ;  $\phi'_f$  = l'angle effectif de friction interne du remblai (en degré) ; et  $K$  = coefficient de poussée des terres.

### 2.3.3 Modèle de Terzaghi

Terzaghi (1943) avait remarqué l'effet d'arche dans les sols argileux ainsi que la possibilité d'autoportance du sol lorsqu'il est cohésif. Il a proposé un modèle de prédiction des pressions horizontales ( $\sigma_h$ ) et verticales ( $\sigma_v$ ) qui tient compte de l'effet d'arche (Équation 2-36 et 2-37).

$$\sigma_h = \frac{(\gamma B - 2c)}{2 * \tan\phi} \left[ 1 - \exp \left( - \frac{2KH \tan\phi}{B} \right) \right] \quad \text{Équation 2-35}$$

Et pour un matériau non cohésif :

$$\sigma_h = \frac{\gamma B}{2 * \tan\phi} \left[ 1 - \exp \left( - \frac{2KH\tan\phi}{B} \right) \right] \quad \text{Équation 2-36}$$

La pression verticale à la base du chantier est:

$$\sigma_v = \sigma_h / K \quad \text{Équation 2-37}$$

$$\text{Avec } K = \frac{1 + \sin^2\phi}{\cos^2\phi + 4\tan^2\phi} = \frac{1}{1 + 2\tan^2\phi} \quad \text{Équation 2-38}$$

Où  $K$  = coefficient de poussée des terres ;  $\gamma$  = poids volumique du remblai ( $\text{kN/m}^3$ ) ;  $c$  = cohésion interne du remblai ( $\text{kPa}$ ) ;  $B$  = largeur du vide remblayé (m);  $H$  la profondeur du remblai (m);  $\tan\phi$  = coefficient de friction interne du remblai ; et  $\phi$  = angle de friction interne (degré).

### 2.3.4 Modèle 3D de van Horn

Les recherches de [Van Horn \(1963\)](#) se basaient sur la détermination des charges supportées par les structures souterraines sous l'influence de surpression statique ou évoluant en fonction du temps. Grâce à ces travaux, un modèle analytique en 3D est proposé pour la pression verticale (Équation 2-39) à une profondeur  $h$  en dessous de la surface dans une boîte de largeur  $B$  et de longueur  $L$  :

$$\sigma_v = \frac{\gamma}{2 * k_r * \tan\delta} \left( \frac{BL}{B+L} \right) \left[ 1 - \exp \left( -2 * k_r * \tan\delta * \frac{2h(B+L)}{BL} \right) \right] \quad \text{Équation 2-39}$$

La pression horizontale au bas du chantier est:

$$\sigma_h = k_r \sigma_v \quad \text{Équation 2-40}$$

Avec  $k_r = \sigma_h / \sigma_v$  ;  $\gamma$  = poids volumique du remblai ( $\text{kN/m}^3$ ) ;  $h$  = hauteur du remblai en-dessous de la surface (m) ;  $B$  = largeur du vide remblayé (m);  $L$  = longueur chantier (m) ; et  $\delta$  = angle de friction à l'interface entre le remblai et le mur ( $^\circ$ ).

### 2.3.5 Modèle prédictif 3D

[Belem et al. \(2004\)](#) ont proposé un modèle prédictif en trois dimensions qui prend en compte implicitement l'effet d'arche pour prédire les pressions horizontale ( $\sigma_h$ ) (Équation 2-42) et verticale ( $\sigma_v$ ) (Équation 2-41) dans le remblai au fur et à mesure du remblayage. Ce modèle, à la

différence de tous les autres, ne considère pas un coefficient de poussée des terres mais un facteur directionnel d'ajustement. Le modèle légèrement modifié est donné comme suit :

$$\sigma_v(z) = \gamma L \left( \frac{B}{1.5B + L} \right) \sqrt{\frac{0.25B}{1 + \frac{3}{2}z}} \left[ 1 - \exp\left(-\frac{3(h-z)}{B}\right) \right] \quad \text{Équation 2-41}$$

$$\sigma_h(Z) = k * \sigma_v(Z) \quad \text{Équation 2-42}$$

Où  $z$  ( $\leq h$ ) = point de mesure de la pression (m);  $h$  ( $\geq z$ ) = hauteur courante remblayée (m);  $\gamma$  = poids volumique total du remblai ( $\text{kN/m}^3$ );  $B$  = largeur du chantier (m);  $L$  = largeur du chantier (m),  $k$  = facteur directionnel d'ajustement (dans le cas de la mine Doyon dans laquelle de mesures ont été effectuées,  $k= 0.55$ ).

## 2.4 Cisaillement des discontinuités

Une discontinuité est un plan de rupture entre deux matériaux (plus souvent rocheux) le long duquel ils peuvent se déplacer l'un par rapport à l'autre. En mécanique des roches il existe plusieurs types de discontinuité : les joints de stratification délimitant des couches de roches sédimentaires, la fracture qui est une cassure dans la roche, la diaclase qui est une fracture sans déplacement des masses rocheuses l'un par rapport à l'autre, la fissure qui est une discontinuité ne traversant pas toute la masse rocheuse considérée et enfin la faille qui est une discontinuité résultant d'un mouvement de cisaillement.

### 2.4.1 Types de sollicitations en cisaillement

Sur le terrain et aux emplacements d'ouvrages dans des massifs rocheux fracturés (talus, tunnels), les joints rocheux de ces massifs peuvent être soumis à différents types de conditions aux limites. Ces conditions peuvent aller de la charge/force normale constante au déplacement normal constant (Figure 2-21). La résistance au cisaillement du joint dépend de la nature de ces conditions aux limites. Des méthodes pour prédire le comportement au cisaillement des joints dans différentes conditions aux limites à partir des résultats d'essais de cisaillement direct à contrainte normale constante peuvent être trouvées dans [Goodman \(1989\)](#) et [Saeb et Amadei \(1992\)](#). En général, la résistance au cisaillement d'un joint sous conditions aux limites de raideur normale constante

(RNC) et déplacement normal nul ou volume constant (VC) est supérieure à sa résistance au cisaillement sous contrainte normale constante (CNC). La raideur normale  $K_n (= \Delta\sigma_n / \Delta u_n)$  est le rapport de la variation de la contrainte normale résultant de l'application de la charge normale  $N$  et la variation du déplacement normal du joint  $u_n$  au cours du cisaillement (Belem, 1997).

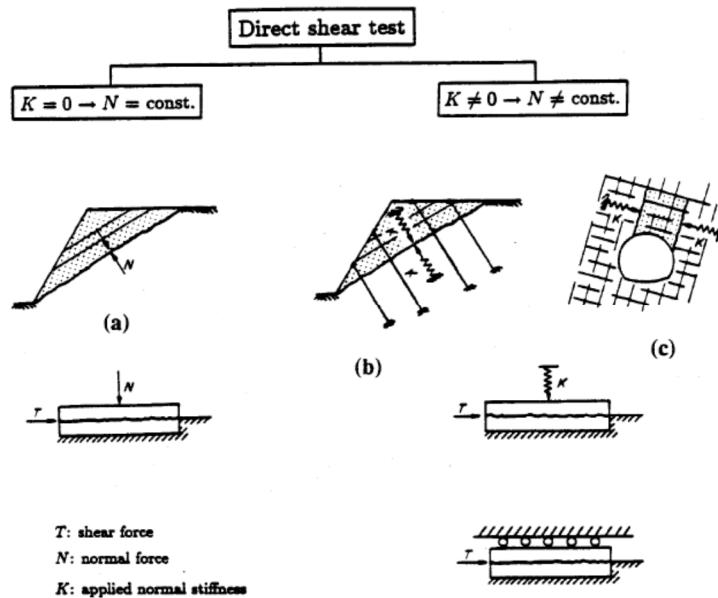


Figure 2-21 : Les différentes conditions aux limites au niveau des surfaces de joints (Goodman 1989) : a) stabilité des pentes (force normale constante), b) pente soutenue avec des ancrages et c) tunnel (raideur normale et déplacement normal constant).

En écrivant l'expression de la raideur normale en termes de variation de la charge normale  $\Delta N = K_n \times \Delta u_n$ , on remarque que si  $K_n = 0$ ,  $N$  est constante ( $\Delta N = 0$ ) quelle que soit la valeur de  $u_n$  (par contre,  $N = \text{constant}$  ne signifie pas que  $\sigma_n = \text{constant}$ ; tout dépendra de l'aire active de contact). La reproduction de cette condition aux limites ( $K_n = 0$ ) donnera lieu aux sollicitations à force/charge normale constante (FNC) et à contrainte normale constante (CNC). Dans le cas de la sollicitation à volume constant (déplacement normal nul ;  $\Delta u_n = 0$ ),  $N = \text{constante}$  ( $\sigma_n = \text{constant}$  ou variable selon l'aire active de contact) et donc  $\Delta N = 0$  ; par conséquent,  $K_n = 0$  (Belem, 1997).

De la même façon, si  $K_n \neq 0$ ,  $N$  est variable ( $\Delta N \neq 0$ ) et dépendra de la variation de  $u_n$ . Lorsque  $N$  et  $u_n$  ne varient pas simultanément, alors  $K_n \neq 0 = \text{variable}$  ; lorsque  $N$  et  $u_n$  varient simultanément,

alors  $K_n \neq 0 = \text{constante}$ . La reproduction de cette dernière condition aux limites ( $K_n \neq 0 = \text{constante}$ ) donnera lieu à sollicitation à la raideur normale constante (RNC) (Belem, 1997).

#### **2.4.1.1 2.4.1.1 Essai de cisaillement à raideur normale nulle**

Ce type de sollicitation simule soit i) un bloc qui glisse sous son propre poids à la surface d'un talus (Figure 2-22 a, c), ou ii) un bloc qui se déplace dans un tunnel, mais à volume constant ou à déplacement normal nul (Figure 2-22 b, d).

- i) Dans le premier cas, l'essai peut être réalisé à force/charge normale constante (FNC), mais en termes de contrainte, il pourrait se traduire à un essai à contrainte normale constante (CNC) si l'aire active de contact ne diminue pas. Si l'aire active de contact diminuait au cours du cisaillement, la charge normale devrait alors varier afin de maintenir la condition de contrainte normale constante. En laboratoire, on obtient ce cas de figure en maintenant en place une demi-boîte et à l'autre demi-boîte on impose une vitesse constante de cisaillement tout en lui appliquant une charge normale initiale avec une consigne de contrainte normale constante. Afin de maintenir la contrainte normale constante, le système d'asservissement de la machine de cisaillement fera varier la force normale afin de compenser la diminution de l'aire active de contact (Figure 2-22 a, c). Dans la littérature, cette pratique est connue sous le nom de CNL (*Constant Normal Load*).
- ii) Dans le deuxième cas, l'essai doit être également réalisé à charge normale constante (contrainte normale constante) mais en imposant un déplacement normal nul de sorte à maintenir un volume constant ; d'où l'essai VC (Figure 2-22 b, d).

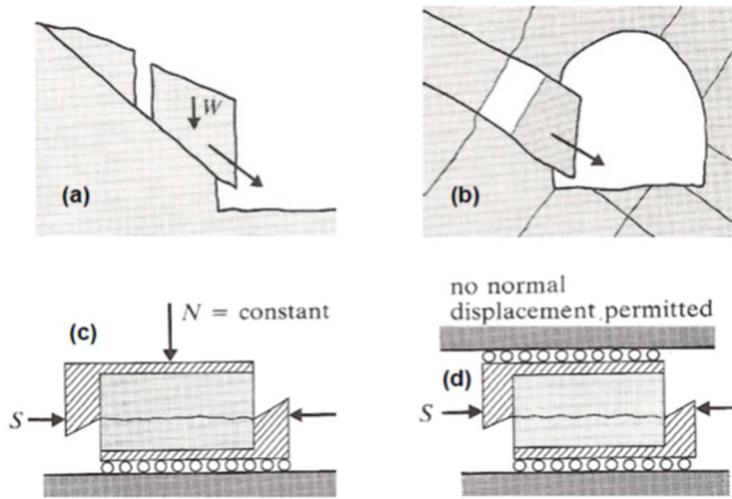


Figure 2-22 : Représentation d'un essai CNC (a, c) et d'un essai VC (b, d) (tiré de Brady et Brown, 2005).

#### 2.4.1.2 Essai de cisaillement à raideur normale non nulle

Dans cet essai, c'est la rigidité normale  $K_n$  du massif entourant la fracture qui doit être maintenue constante grâce à l'asservissement de la machine de cisaillement. La contrainte normale varie donc proportionnellement ( $\Delta\sigma_n$ ) au déplacement normal du joint ( $\Delta u_n$ ) afin de maintenir  $K_n \neq 0 = \text{constante}$  (Figure 2-22 schéma c). Ces essais sont connus sous le nom de CNS (*Constant Normal Stiffness*). Ce type d'essai représente le mieux l'état des contraintes *in situ* comme dans le cas des tunnels et des excavations souterraines

#### 2.4.2 Description de l'essai de cisaillement direct typique

Un essai de cisaillement direct d'un joint consiste à imposer un déplacement relatif des deux épontes parallèlement à la discontinuité. Durant l'essai, les déplacements relatifs des épontes dans la direction de cisaillement (= déplacement tangentiel  $u_t$ ) et dans la direction normale (= déplacement normal  $u_n$ ) sont enregistrés. La Figure 2-23 présente le résultat d'un essai CNC typique d'un joint naturel de gneiss d'Ax-les-Thermes (France) avec une contrainte normale constante appliquée de 2 MPa (Gasc-Barbier, 2011). La courbe contrainte de cisaillement-

déplacement tangentiel et la courbe déplacement normal-déplacement tangentiel (courbe de contractance/dilatance) sont également montrées.

Au cours de l'essai, la contrainte de cisaillement augmente progressivement avec le déplacement tangentiel jusqu'à atteindre la contrainte de cisaillement au pic (= résistance au cisaillement  $\tau_p$ ), puis elle diminue progressivement pour atteindre un palier caractérisant la contrainte de cisaillement résiduelle ( $\tau_r$ ). La première partie de la courbe est pseudo-linéaire, caractérisée par la pente  $K_s$  qui est la raideur tangentielle du joint. Les valeurs des contraintes de cisaillement de pic et résiduelles et de la raideur tangentielle dépendent de la contrainte normale appliquée ( $\sigma_n$ ) au cours de l'essai ainsi que de la rugosité du joint dans la direction de cisaillement. La partie non linéaire de la courbe, avant le pic, correspond à un endommagement progressif des aspérités prépondérantes. C'est cependant une fois le pic passé que la dégradation des surfaces de frottement peut réellement être observée (Belem, 1997 ; Belem et al., 2007, 2009 ; Gasc-Barbier, 2011).

La courbe ( $u_t, u_n$ ), ou courbe de dilatance (Figure 2-23), permet de caractériser l'ouverture du joint durant le cisaillement. Sur cette courbe on peut parfois observer une légère phase de contractance pour de faibles déplacements tangentiels qui correspond généralement à un remboîtement des épontes du joint, suivie de la dilatance proprement dite (ouverture).

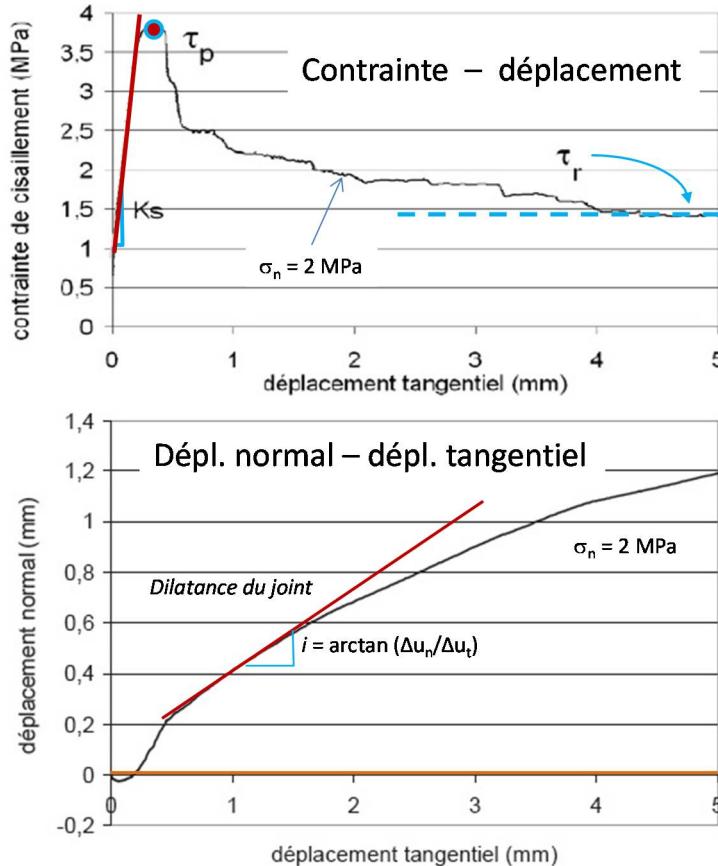


Figure 2-23 : Courbes de cisaillement direct d'un joint naturel du gneiss d'Ax-les-Thermes, France (adapté de Gasc-Barbier, 2011).

L'angle de dilatance  $i$ , est défini par la pente de la courbe de dilatance ( $i = \arctan(\Delta u_n / \Delta u_t)$ ; il atteint en général un maximum pour un déplacement tangentiel proche du pic de cisaillement.

En réalisant plusieurs essais de cisaillement direct à différents niveaux de contrainte normale  $\sigma_n$ , il est possible de tracer les courbes enveloppes dans un plan de Mohr ( $\tau - \sigma_n$ ). Pour chaque niveau de contrainte normale  $\sigma_n$ , on y représente le point correspondant à la résistance au cisaillement ou contrainte de pic ( $\tau_p$ ). Cette opération peut être effectuée également pour les contraintes résiduelles de cisaillement ( $\tau_r$ ). Les points obtenus dans un plan ( $\tau - \sigma_n$ ) peuvent être ajustés à des droites (critère de rupture en cisaillement linéaire de type Mohr-Coulomb) ou à des courbes non linéaires (critères de rupture non linéaires). La Figure 2-24 montre cinq courbes enveloppes pour cinq conditions géologiques différentes. Les joints lisses et rugueux donnent lieu à des courbes

enveloppes linéaires de type Mohr-Coulomb et sans cohésion ( $\tau = \sigma_n \tan \varphi_j$ , avec  $\varphi_j = \phi$  ou  $\varphi_j = \phi + i$ ). Lorsqu'il s'agit d'un joint rempli, il apparaît une cohésion ( $\tau = c_j + \sigma_n \tan \varphi_j$ ). Lorsqu'il s'agit d'une discontinuité de roche ayant de fortes irrégularités (exemple des dents de scie), la courbe enveloppe devient bilinéaire à semi non linéaire (de type critère de Patton, 1966). Pour la roche intacte, la courbe enveloppe est non linéaire (de type critère de rupture de Hoek-Brown 1980, 1988).

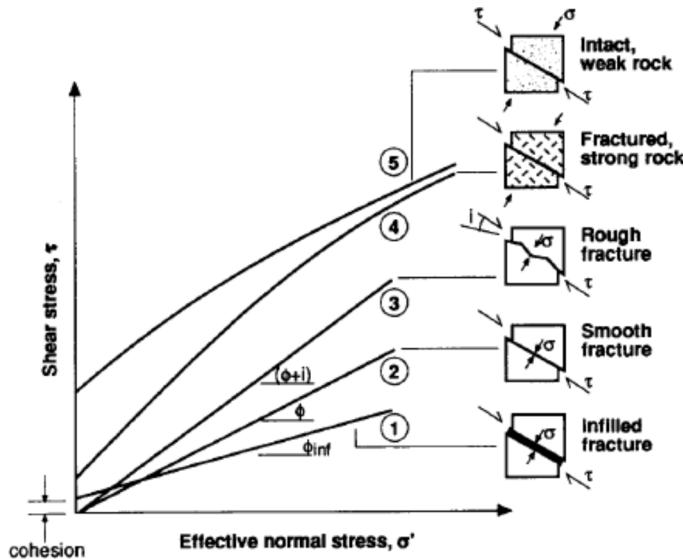


Figure 2-24 : Courbes enveloppes typiques obtenues pour cinq conditions géologiques  
(Transportation Research Board, TRB 1996).

### 2.4.3 Critères de rupture

#### 2.4.3.1 Critère de Mohr coulomb

Ce critère permet généralement de déterminer la résistance au pic en cisaillement d'une interface lisse (Équation 2-43) :

$$\tau_p = C + \sigma_n * \operatorname{tg}(\phi) \quad \text{Équation 2-43}$$

Avec  $C$  = cohésion,  $\sigma_n$  = contrainte normale,  $\phi$  = l'angle de frottement sur l'interface et  $\tau_p$  = la résistance au pic.

### 2.4.3.2 Critère de Patton

Patton (1966) propose un critère bilinéaire à partir de résultats expérimentaux, en mettant l'accent sur l'influence de la dilatance de rupture en cisaillement. En effet, le comportement à l'interface devient dilatant quand celui est rugueux (Équation 2-44).

$$\tau_p = \sigma_n * \operatorname{tg}(\phi_u + i), \text{ si } \sigma_n < \sigma_t \quad \text{Équation 2-44}$$

$$\tau_p = C_a + \sigma_n \operatorname{tg}(\phi_r), \text{ si } \sigma_n \geq \sigma_t \quad \text{Équation 2-45}$$

$\phi_u$  est l'angle de frottement à l'interface,  $\phi_r$  l'angle de frottement résiduel,  $i$  est l'angle de dilatance,  $C_a$  la cohésion apparente,  $\sigma_t$  est la contrainte de transition entre le mode de glissement à travers les aspérités et la rupture à travers la matrice de ces aspérités.

L'équation 2-45 concerne les interfaces des joints constitués d'aspérités régulières et identiques. Tandis que l'équation 2-46 concerne les interfaces avec une morphologie aléatoire.

### 2.4.3.3 Critère de Jaeger

Le critère de Jaeger (1979) reprend le critère de Patton pour le représenter d'une façon simplifiée en introduisant les paramètres  $C_r$  qui est la contrainte résiduelle,  $\Phi_r$  qui est l'angle de frottement résiduel et  $\beta$  qui est une constante (Équation 2-46) :

$$\tau_p = C_r (1 - \exp^{-\beta \sigma_n}) + \sigma_n \tan \Phi_r \quad \text{Équation 2-46}$$

### 2.4.3.4 Critère de Ladanyi et Archambault

Ce modèle considère que la résistance ultime au cisaillement dépend du travail fourni par la force normale appliquée, de celui dissipé par frottement à l'interface et de celui nécessaire au cisaillement (Ladanyi et Archambault, 1969). C'est donc un raisonnement basé sur une approche énergétique (Eq.2-47, 2-48, 2-49) :

$$\tau_p = \frac{\sigma_n (1 - a_s) (v_p + \operatorname{tg} \phi_u) + a_s * \tau_m}{1 - (1 - a_s) v_p \operatorname{tg} \phi_f} \quad \text{Équation 2-47}$$

$$\tau_m = (m - 1)/N C_0 [1 + N \sigma_n / C_0]^{1/2} \quad \text{Équation 2-48}$$

$$\text{Avec, } N = -C_0 / T_0 \quad \text{et} \quad m = (N + 1)^{1/2} \quad \text{Équation 2-49}$$

$a_s$  = la proportion d'aires d'aspérités cisaillées ;  $(1 - a_s)$  = proportion d'aire sur laquelle les aspérités glissent les unes par rapport aux autres lors du cisaillement ;  $\phi_f$  = angle de frottement à la rupture totale des épontes ;  $v_p$  = taux de dilatance à la rupture ;  $\tau_m$  = résistance au cisaillement de la matrice rocheuse constituant les aspérités.

#### 2.4.3.5 Critère de Saeb et Amadei

C'est le critère de Ladanyi et Archambault modifié pour donner une formulation simple. Saeb et Amadei (1990) introduisent un angle de dilatance au pic  $i_p$  (Équation 2-50).

$$\tau_p = \sigma_n (1 - a_s) \operatorname{tg}(\Phi u + i_p) + a_s S_r \quad \text{Équation 2-50}$$

#### 2.4.3.6 Critère de Gerrard

Ce critère considère qu'il existe 2 modes de rupture lors du cisaillement d'une discontinuité initialement emboîtée : le cisaillement induit produit d'abord une extension de la fracture, puis le glissement qui s'en suit se fait sur une nouvelle surface moyenne (Équation 2-51, 2-52) (Gerrard 1986):

$$\tau_p / C_0 = \sigma_n / C_0 \tan \Phi r + C_r / C_0 [1 - [1 - \sigma_n / C_0]^m] \quad \text{Équation 2-51}$$

$$m = \frac{\tan(\phi_u + i) - \tan \phi_r}{\frac{C_r}{C_0}} > 1 \quad \text{Équation 2-52}$$

$C_r$  est l'ordonnée à l'origine de la droite de pente  $\Phi r$ .

#### 2.4.3.7 Critère de Barton

Barton (1977) a proposé un modèle dans lequel la résistance au cisaillement dépend de la rugosité des interfaces et est représenté par un facteur  $K$  (Équation 2-53):

$$\tau_p = \sigma_n \operatorname{tg} \left[ \phi_b + K \log \frac{\sigma_c}{\sigma_n} \right] \quad \text{Équation 2-53}$$

Avec  $\phi_b$  l'angle de frottement interfacial qui est égal à l'angle de frottement ultime  $\phi_\mu$ .

Un modèle plus récent a été développé par Barton et Choubey (1977) et Barton et al (1985) (Équation 2-54)

$$\tau_p = \sigma_n \operatorname{tg} \left[ \Phi_b + JRC \log \frac{JCS}{\sigma_n} \right] \quad \text{Équation 2-54}$$

Où *JRC* (*Joint Roughness Coefficient*) est le coefficient de rugosité qui est estimé à partir de profils de joints et le *JCS* (*Joint Compressive Strength*) est la résistance à la compression du joint.

Barton et Choubey (1977) proposent des valeurs de *JRC* allant de 0 pour des joints lisses à 20 pour des joints à surfaces irrégulières.

À la suite de ces travaux, Baandis et al. (1981, 1983) et Hoek et al. (1995) ont proposé des relations de *JRC* et de *JCS* pour tenir compte de l'effet d'échelle (Équations 2-55, 2-56).

$$JRC_n = JRC_0 [L_n / L_0]^{-0.02JRC_0} \quad \text{Équation 2-55}$$

$$JCS_n = JCS_0 [L_n / L_0]^{-0.03JRC_0} \quad \text{Équation 2-56}$$

Où *JRC<sub>n</sub>* et *JCS<sub>n</sub>* représentent les dimensions de l'échantillon ; *JRC<sub>0</sub>* et *JCS<sub>0</sub>* correspondent aux dimensions nominales de l'échantillon ; *L<sub>n</sub>* est la taille de l'échantillon et *L<sub>0</sub>* est sa taille au laboratoire.

## 2.5 Comportement mécanique des remblais miniers en pâte

Pour le cas du remblai, les interfaces remblai-remblai et remblai-roche seront considérés comme des joints de stratification puisque le remblai est versé directement sur la surface de roche.

Pour obtenir les paramètres de rupture (cohésions et angle de frottement) dans ce projet de recherche, le critère de Mohr Coulomb sera utilisé.

## 2.5.1 Essais de résistance au cisaillement direct

### 2.5.1.1 Effet de la proportion de liant et de la rugosité sur l'angle de frottement interfacial

Selon des essais réalisés par Manaras (2009) et représentés sur la Figure 2-25, l'angle de frottement à l'interface augmente avec l'augmentation de la proportion de liant, et ce quel que soit le degré de rugosité. Le degré de rugosité est quantifié par le JRC dont la valeur varie de zéro (surfaces lisses) à 20 (surfaces très rugueuses).

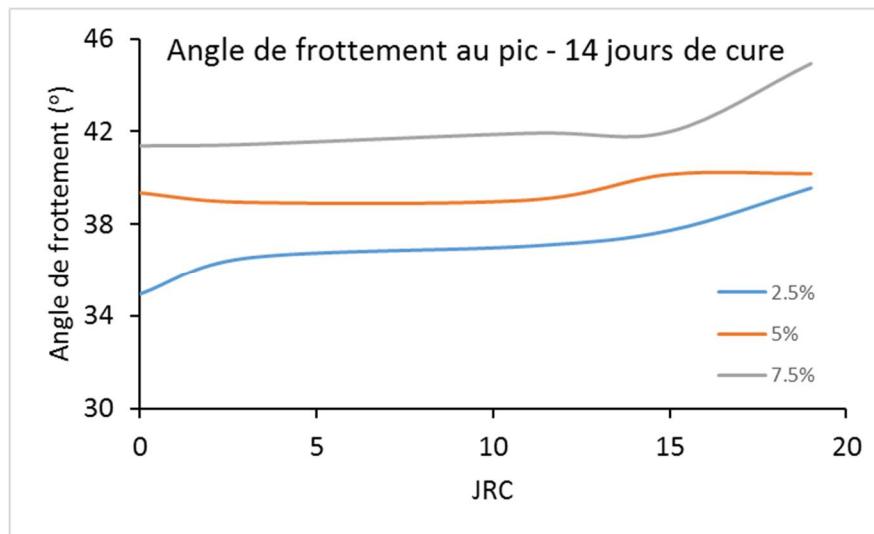


Figure 2-25 : Effet de la proportion de liant et de la rugosité sur l'angle de frottement interfacial à 14 jours de cure (adaptée de [Manaras, 2009](#))

### 2.5.1.2 Effet de la proportion de liant et de la rugosité sur la cohésion interfaciale

Le Tableau 2-1 montre l'effet de la rugosité et de la proportion de liant sur les valeurs de cohésion ([Manaras 2009](#)). Les données de ce tableau montrent que la cohésion à l'interface remblai-roche augmente avec la proportion de liant. Par exemple, pour  $JRC = 0$  (surface lisse), la cohésion augmente de 143% lorsqu'on augmente le % liant de 2,5% à 5%. Cette augmentation n'est que de 28,5% lorsque le % liant passe de 5% à 7,5%. Pour une surface très rugueuse ( $JRC = 19$ ), ces augmentations sont respectivement de 88% et 154%.

Tableau 2-1 : Effet de la proportion de liant sur la cohésion à 14 jours de cure (Manaras, 2009)

JRC	Cement Content %				
	2.5		5	7.5	
	C (kPa)	C (kPa)	Difference <sup>1</sup> (%)	C (kPa)	Difference <sup>2</sup> (%)
0	64.8	157.76	143.45%	202.70	28.49%
3	57.27	136.94	139.12%	263.76	92.62%
11	63.55	159.34	150.72%	212.81	33.56%
15	74.72	142.68	90.95%	299.70	110.05%
19	84.29	158.81	88.41%	403.63	154.16%

Difference<sup>1</sup> : Percentage difference between 5% and 2.5% specimens

Difference<sup>2</sup> : Percentage difference between 7.5% and 5% specimens

## 2.5.2 Essais de résistance à la compression uniaxiale

### 2.5.2.1 Description de l'essai de compression uniaxiale

La résistance à la compression uniaxiale est l'un des essais le plus couramment utilisé, car il est peu coûteux et les résultats obtenus peuvent être corrélés avec les autres paramètres mécaniques tels que la résistance à la traction et la cohésion interne ( $c$ ). La résistance à la compression est le plus souvent déterminée en soumettant une éprouvette de section circulaire à une charge de compression axiale appliquée de manière uniforme et qui augmente d'intensité jusqu'à ce que la rupture se produise. La résistance résultante est exprimée comme la force ultime sur l'aire de la section transversale et est le plus souvent exprimé en kPa pour les sols et les remblais.

D'après Li (2004), le test de résistance à la compression existait depuis près de 100 ans. Les tests se pratiquaient alors sur deux types d'éprouvettes : le cube et le cylindre. Le cube était utilisé en Grande-Bretagne, Allemagne et dans beaucoup de pays d'Europe. Le cylindre était utilisé aux Etats-Unis, France, Canada, Australie et Nouvelle-Zélande. Le cylindre standard avait pour dimension : 152,4 mm de diamètre et 304,8 mm de long (si le plus gros agrégat n'excède pas 2 pouces de diamètre) bien que les plus économiques étaient les éprouvettes 50,8 x 101,6 mm<sup>2</sup>, 76.2 x 152,4 mm<sup>2</sup> ou 101,6 x 203,2 mm<sup>2</sup>.

### 2.5.2.2 Effets de l'évolution de l'UCS sur l'angle de frottement interne

Selon Pierce (1997) et Aref et al. (1989) qui ont effectué des études respectivement sur les mines Golden Giant et la mine Dome, l'angle de frottement interne varie quand l'UCS change. La Figure 2-26 représente l'angle de frottement interne en fonction de la résistance à la compression uniaxiale. On voit que pour la mine Golden Giant l'angle de frottement interne varie entre  $28^\circ$  et  $44^\circ$ . Par contre, pour la mine Brunswick, l'angle de frottement interne varie entre  $22^\circ$  et  $32^\circ$ .

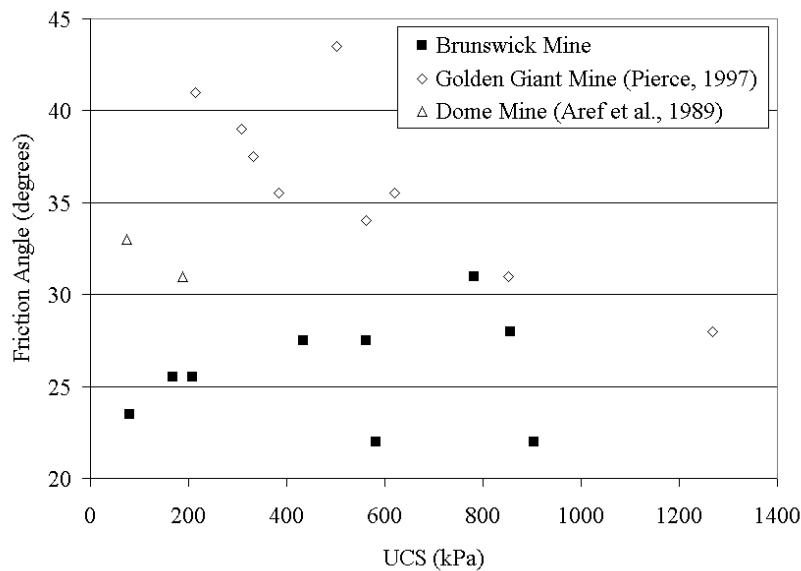


Figure 2-26 : Évolution de l'angle de frottement interne en fonction de l'UCS (tiré de Pierce 1997)

### 2.5.2.3 Effet de l'exposition à l'air sur l'UCS

Les travaux de Pierce (2001) montrent que l'UCS augmente avec la proportion de liant et avec le temps de cure pour les échantillons scellés (*sealed*) (Figure 2-27). C'est-à-dire que le remblai n'a pas été exposé à l'air. Par ailleurs, pour les échantillons exposés à l'air (R.H. = 85%), l'UCS augmente avec la proportion de liant, cependant à 56 jours de temps de cure, l'UCS commence à décroître due à l'oxydation du remblai lors de l'exposition à l'air.

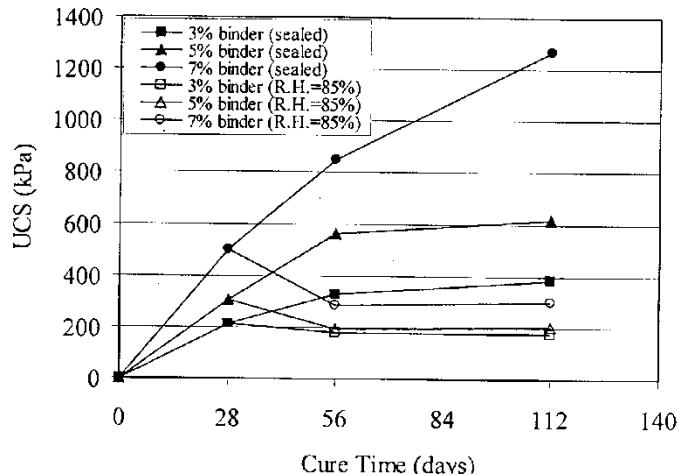


Figure 2-27 : Effet de la proportion de liant, du temps de cure et de l'exposition à l'air sur l'UCS  
(Pierce 2001)

### 2.5.3 Essais de résistance à la traction indirecte (essai brésilien)

#### 2.5.3.1 Description de l'essai brésilien

La résistance à la traction est beaucoup moins élevée que la résistance à la compression dans le cas du béton. La rupture de l'échantillon est régie par des microfissures associées particulièrement à la région interfaciale entre le liant hydraté et les particules de l'échantillon (Mindess et al. 2002).

Généralement, il y a plusieurs types d'éprouvettes pour la traction indirecte : le disque ou le cube. Le disque est préféré par ce qu'il est plus facile à fabriquer. D'après la littérature (Mellor et al. 1971), le diamètre du disque doit être compris entre 48 et 54 mm, et le rapport de la largeur sur le diamètre doit être situé entre 0,5 et 1.

La traction indirecte est obtenue en appliquant une charge diamétrale au disque. La résistance à la traction est alors déterminée par la relation suivante (Équation 2-57) :

$$\sigma_T = -\frac{2P}{\pi dt} \quad \text{Équation 2-57}$$

Avec, P = la force maximale appliquée (N), d = diamètre, t = la largeur de l'échantillon.

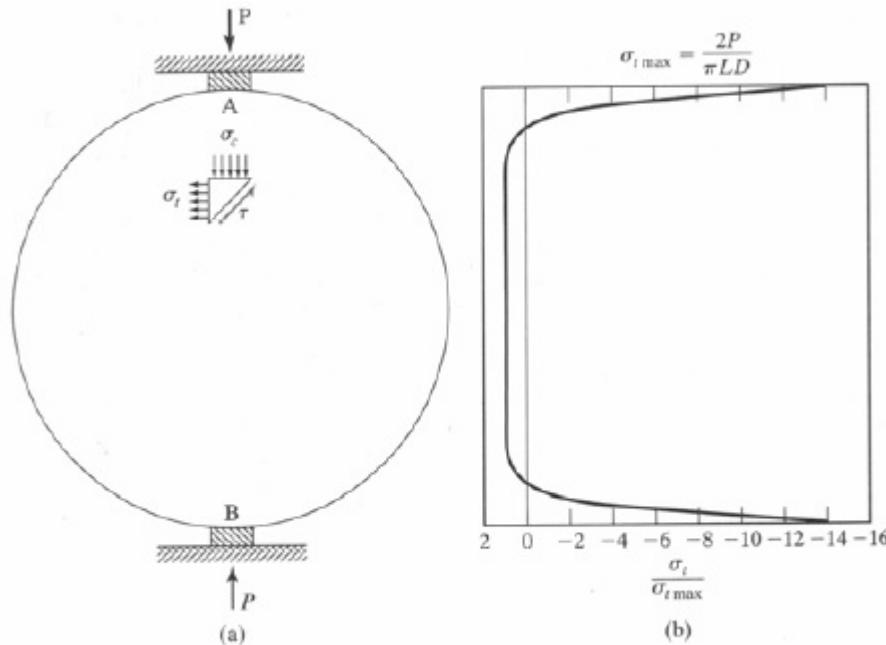


Figure 2-28 : Essais de traction indirecte : (a) Configuration de l'essai (b) distribution de la contrainte de traction le long du diamètre vertical de l'échantillon (tiré de Mindess et al. 2002)

### 2.5.3.2 Effet de l'épaisseur de l'échantillon sur la résistance à la traction

Yu et al. (2005) ont testé 15 échantillons de roche répartis dans 5 groupes selon la hauteur (Tableau 2-2). C'est-à-dire que les échantillons ont un même diamètre de 49 mm tandis que les hauteurs variaient de 22,3 mm à 60,6 mm. Le premier groupe était constitué d'échantillons ayant une taille variant entre 22,3 mm et 23,8 mm, tandis le deuxième groupe avait des tailles de 30,4 mm à 39,2 mm. Quant au troisième groupe, la taille variait entre 39,2 mm et 49,7 mm; le quatrième groupe ayant des tailles de 49,7 mm et 49,5 mm et le cinquième groupe se situe à des tailles de 60,2 mm et 60,6 mm. Ce qui fait 5 ratios de hauteur/diamètre variant de 0,45 à 1,23. En utilisant l'équation de calcul de la résistance à la traction (Équation 2-57) ils obtiennent les résultats suivants (Tableau 2-2) :

Tableau 2-2 Résistance à la traction avec les différents ratios hauteur/diamètre des échantillons  
(Yu et al. 2005)

Grp.	Thick. (mm)	Dia. (cm)	Ratio	Load (kN)	Ten. strength (MPa)	Mean (MPa)
1	22.3	49.0	0.46	19.2	11.19	9.35
	22.3	49.1	0.45	15.3	8.90	
	23.8	49.0	0.49	14.6	7.97	
2	30.4	49.1	0.62	24.2	10.32	9.27
	30.6	48.9	0.63	23.7	10.08	
	30.4	49.0	0.62	17.3	7.39	
	39.2	49.1	0.80	23.2	7.67	
3	39.2	49.1	0.80	30.3	10.02	8.88
	37.7	49.2	0.77	26.1	8.96	
	49.7	49.2	1.01	28.0	7.29	
4	49.7	49.0	1.01	34.7	9.07	7.57
	49.5	49.4	1.00	24.4	6.35	
5	60.2	49.2	1.22	28.5	6.13	7.49
	60.6	49.2	1.23	41.5	8.86	

Les résultats du Tableau 2-2 ont servi à tracer deux graphiques :

- un graphique montrant l'effet du diamètre sur la résistance à la traction selon lequel la résistance à la traction diminue avec le diamètre. En effet, le paramètre épaisseur  $\langle t \rangle$  qui est la largeur de l'échantillon se retrouve au dénominateur de l'équation 2-59. Par conséquent quand l'épaisseur augmente, la résistance à la traction diminue. Ce qui ne devrait pas être le cas puisqu'on doit avoir la même valeur de résistance, quelle que soit la largeur de l'échantillon (Figure 2-29).

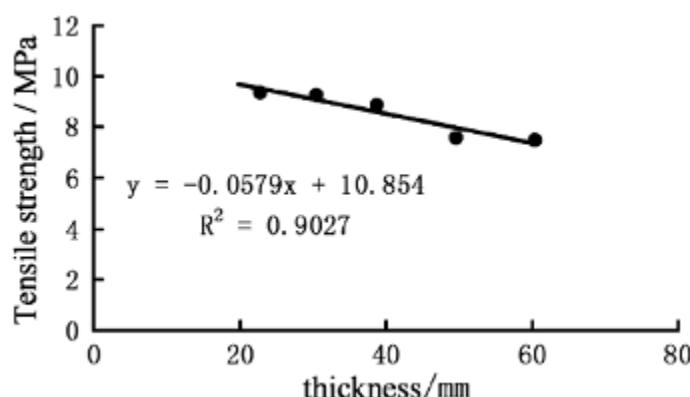


Figure 2-29 : Résistance à la traction en fonction de l'épaisseur (tiré de Yu et al. 2005)

- un graphique montrant l'effet de la hauteur d'échantillon sur la résistance à la traction. Lorsque la hauteur de l'échantillon augmente, alors la résistance à la traction augmente. Cela démontre une fois de plus la limite de l'équation 2-30.

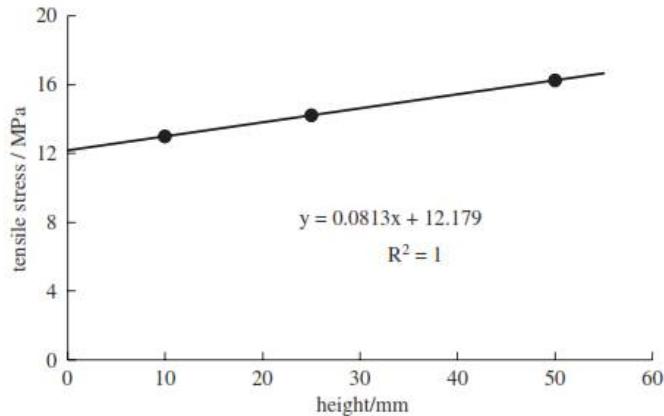


Figure 2-30 : Résistance à la traction en fonction de l'épaisseur (tiré de Yu et al. 2005)

Ils ont donc proposé une équation tenant compte du rapport hauteur/diamètre de l'échantillon :

$$\sigma_T = y \frac{2P}{\pi dt} \quad \text{Équation 2-58}$$

Avec :  $y = 0.2621k + 1$  ;  $k$  = rapport hauteur/diamètre de l'échantillon.

## 2.5.4 Essais de compression triaxiale

### 2.5.4.1 Description de l'essai triaxial

La compression triaxiale est utilisée pour déterminer la rupture d'un matériau en cisaillement en conditions réelles. En effet, l'échantillon qui doit être testé dans l'appareil triaxial est soumis à des contraintes horizontales et verticales simulant un emplacement à une profondeur donnée sous terre.

Ce test se déroule en trois phases essentielles :

- i) La *saturation* : où les pores de l'échantillon doivent être remplis d'eau, c'est-à-dire que l'eau doit pouvoir circuler dans tous les pores et remplacer l'air contenu dans l'échantillon.

Dans ce cas, la pression totale sera égale à la somme de la pression des pores et de la pression des grains ;

- ii) La *consolidation* : qui est une phase où la pression des pores doit être transférée aux grains ; c'est une phase où la contrainte effective sera égale à la contrainte totale ;
- iii) Le *cisaillement* : durant laquelle, une pression axiale est appliquée au-dessus de l'échantillon jusqu'à la rupture.

À la rupture, les couples ( $\sigma_1, \sigma_3$ ) constituent les diamètres des cercles de Mohr. Avec  $\sigma_3 = \sigma'_c$  et  $\sigma_1 = \Delta\sigma_a + \sigma'_c$  (Figure 2-31). Ce cercle est représenté sur un graphique ayant comme ordonnée la contrainte de cisaillement et comme abscisse les contraintes  $\sigma$ . Les paramètres du matériau sont obtenus en traçant une droite tangente à tous les cercles de Mohr. La pente de cette droite correspond à l'angle de frottement du matériau ( $\phi$ ) et l'ordonnée à l'origine correspond à la cohésion du matériau ( $c$ ).

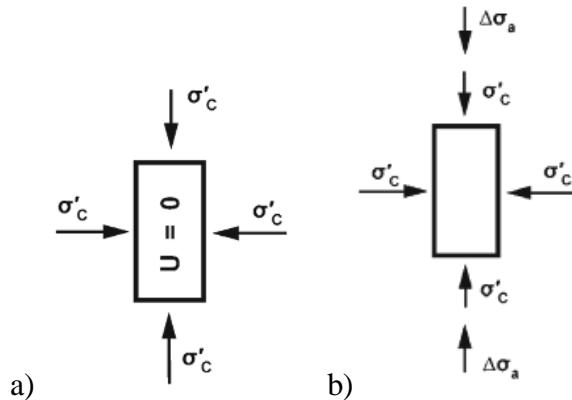


Figure 2-31 : Essai triaxial: a) phase de consolidation et b) phase de cisaillement (tiré de Hilf, 2011)

### 2.5.4.2 Les différents types de compression triaxiale

#### 2.5.4.2.1 Non consolidé non drainé (UU)

L'essai non consolidé et non drainé UU (Unconsolidated, Undrained) reproduit des situations à la fin d'une construction sur un sol où le taux de consolidation est très lent et que le sol n'a pas encore

fini de drainer comme le cas des chantiers miniers remblayé. Selon Ouellet et al. (1998) la saturation est complète sur presque toute la hauteur du remblai.

Durant ce type d'essai, il n'y a pas de phase de consolidation, aussi pendant la compression triaxiale il n'y a pas de drainage (la valve permettant à l'eau interstitielle de sortir de l'échantillon est fermée).

La Figure 2-32 montre les cercles de Mohr typiques d'un essai triaxial non consolidé et non drainé. L'angle de frottement interne est nul.

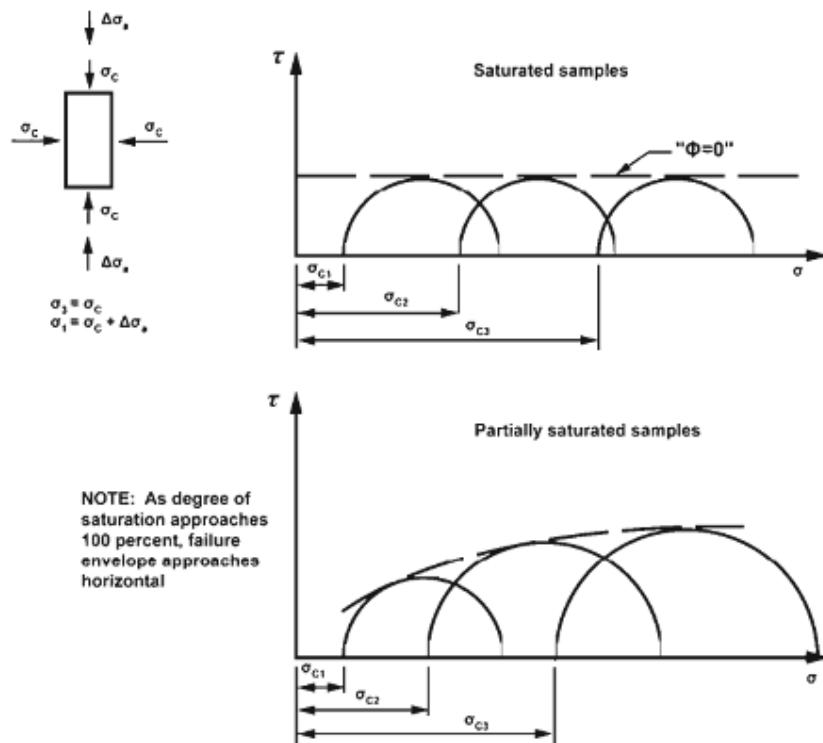


Figure 2-32 : Essai de compression triaxiale en mode non consolidé et non drainé (tiré de *Hilf, 2011*)

#### 2.5.4.2.2 Consolidé drainé (CD)

L'essai consolidé drainé est utilisé pour déterminer les paramètres de résistance au cisaillement en contraintes effective. Elle correspond à l'état d'un sol qui est entièrement drainé, donc ne subissant de pression interstitielle.

Lors de cet essai, la consolidation est effectuée. Puis durant la phase de cisaillement, avec application de pression de confinement, l'eau contenue dans l'échantillon est drainée hors de l'échantillon de sorte qu'il n'y ait pas de surpression interstitielle ( $u = 0$ ). Pour ce faire, la pression axiale doit être appliquée assez lentement de telle sorte que le temps de consolidation soit inférieur au temps de cisaillement. À la rupture, la pression interstitielle est nulle. Grâce à cet essai, les paramètres comme la cohésion drainée ( $c'$ ), l'angle de frottement interne drainé ( $\phi'$ ) et le module de Young peuvent être déterminés (Figure 2-33).

À la rupture on a :

$$\sigma'_3 = \sigma'_c$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_c + \Delta\sigma_a$$

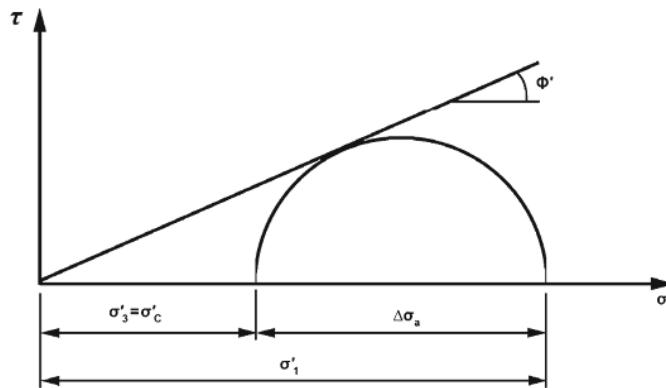


Figure 2-33 : Essai de compression triaxiale en mode consolidé drainé (tiré de *Hilf*, 2011)

#### 2.5.4.2.3 Consolidé non drainé (CU)

Ce test passe par l'étape de la consolidation, mais durant le cisaillement, la valve permettant à l'eau interstitielle de s'échapper est fermée et la pression des pores est mesurée (Figure 2-34).

Ce test permet de faire deux choses dans l'analyse de la stabilité :

i) elle permet de déterminer des paramètres de résistance au cisaillement en contraintes effectives tels que l'angle de frottement interne effectif ( $\phi'$ ) et la cohésion effective ( $c'$ ) pour des analyses en conditions de chargement initiales où la pression des pores est nulle.

ii) il fournit aussi ces mêmes paramètres en condition non drainée ( $c$  et  $\phi$ ). À la rupture :

Les contraintes totales sont :

$$\sigma_3 = \sigma'_c$$

$$\sigma_1 = \sigma'_c + \Delta\sigma_a$$

Les contraintes effectives sont:

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - U_f = \sigma'_c - U_f$$

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \Delta\sigma_a = \sigma'_c + \Delta\sigma_a - U_f$$

Avec  $U_f$  = pression des pores à la rupture induite par  $\Delta\sigma_a$ .

La résistance au cisaillement à la rupture est donnée par :

$$S_u = 0.5 \Delta\sigma_a \cos \Phi$$

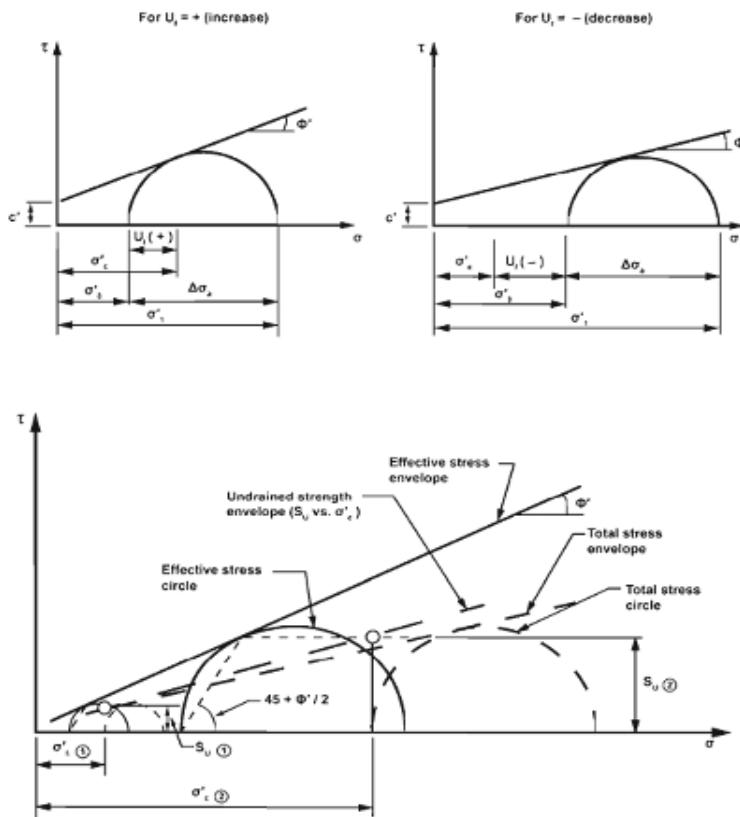


Figure 2-34 : Essai de compression triaxiale en mode consolidé et non drainé (tiré de *Hilf, 2011*)

### 2.5.4.3 Exemple de test de compression (Pierce 2001)

Des tests de compressions triaxiales en mode consolidé non drainé ont été menés sur des remblais en pâte de la mine Golden Giant (Pierce, 2001). Les résultats montrent que la contrainte radiale augmente quand la contrainte déviatorique et la pression des pores à la rupture augmentent. C'est ainsi que pour une pression de confinement de 414 kPa, la contrainte déviatorique à la rupture est autour de 600 kPa. Cette contrainte est de 400 kPa environ si la pression de confinement est 103,5 kPa (Figure 2-35).

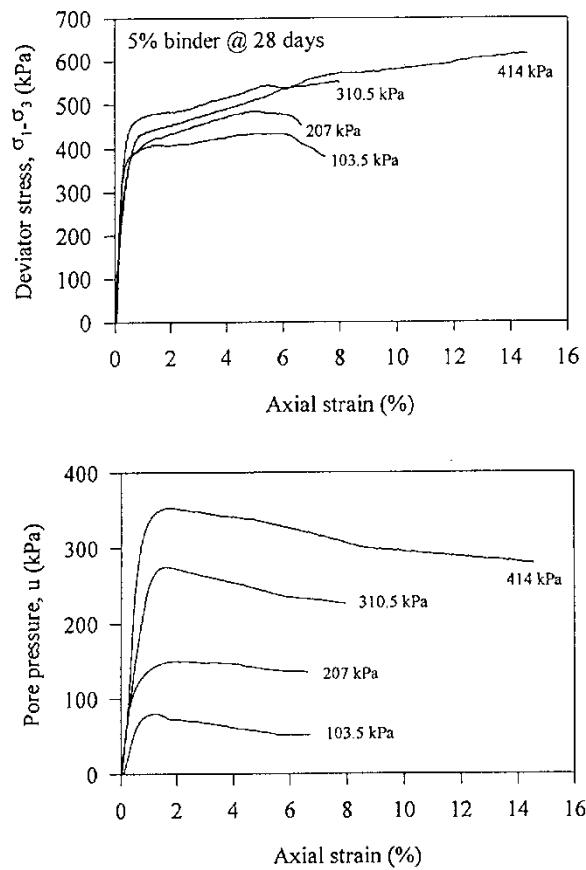


Figure 2-35 : Courbe de la pression deviatorique et des pores en fonction de la déformation (Pierce, 2001)

#### 2.5.4.4 Effet du type et de la proportion de liant

Archibald (2000) a réalisé des tests sur le remblai de la mine de Brunswick en condition consolidé drainé (Tableau 2-3). Pour un même type de liant (100% T50), quand la proportion de liant augmente, la cohésion augmente tandis que l'angle de frottement interne reste en moyenne la même.

Par contre, pour le mélange 1 (BL1 avec 40/60 FA/T50), même si la proportion de liant (6%) est élevée, la cohésion reste inférieure au mélange 2 (BL2 100% T50) où la proportion de liant est de 5%.

Tableau 2-3 : Essai consolidé drainé du remblai de la mine de Brunswick (Archibald, 2000)

CDT Test Series #	Cure Time (days)	Cohesion (kPa)	Friction angle (degrees)	Young's Modulus (MPa)
BL1 (6%, 40/60 FA/T50)	14	158	27.5	110
	28	180	27.5	
	112	201	28	88
	<i>average</i>		27.5	
BL2 (5%, 100% T50)	14	237	22	131
	28	200	31	
	112	301	22	148
	<i>average</i>		25	
BL3 (2%, 100% T50)	14	98	23.5	47
	28	65	25.5	
	112	65	25.5	31
	<i>average</i>		25	

## 2.6 Synthèse

Plusieurs modèles ont été proposés pour évaluer les pressions au sein des chantiers remblayés. Ces modèles peuvent aider l'industrie minière à bien concevoir le remblayage souterrain afin que le remblai puisse répondre au rôle qui lui a été assigné sous terre.

Parmi ces modèles on peut citer celui de Martson (1930), qui permet de déterminer les contraintes horizontales et verticales en tenant compte de l'effet d'arche, considérant que l'angle de frottement interfacial peut varier entre 0 et 33 degrés. Terzaghi (1943) a également proposé un modèle pour

l'évaluation des contraintes horizontales et verticales en tenant compte de l'effet d'arche. Ce modèle intègre des paramètres comme la cohésion interne du matériau et l'angle de frottement interne du remblai. Van Horn (1963) a proposé un modèle analytique 3D pour évaluer la pression verticale. Par ailleurs, Belem et al. (2004) ont amélioré ce modèle en proposant un autre modèle prédictif qui tient compte implicitement de l'effet d'arche.

Certains paramètres de ces modèles, surtout la cohésion et l'angle de frottement peuvent être obtenus grâce à des critères de ruptures. Le plus connu est celui de Mohr-Coulomb, qui sera d'ailleurs celui qui va être utilisé dans ce mémoire. Mais d'autres critères de rupture existent, comme celui de Patton (1966) qui propose un modèle bilinéaire. Le critère de Ladanyi et Archambault (1969) qui est basé sur une approche énergétique. Il considère que le cisaillement résulte du travail fourni par la force normale et dissipée par frottement aux interfaces. Le critère de Barton et al. (1985) pour les joints sans cohésion, considère que la résistance au cisaillement dépend de la rugosité des interfaces qui est représentée par le paramètre JRC et de la résistance à la compression de ces aspérités (JCS).

Les essais de résistance à la traction indirecte effectués sur le remblai dans ce travail seront alors basés sur l'équation 2-57.

## CHAPITRE 3 MATÉRIELS ET MÉTHODES

### 3.1 Matériels

Il s'agira d'effectuer des essais de compression uniaxiale, diamétrale triaxiale et des essais de cisaillement direct. Les résidus à utiliser pour la préparation du remblai proviennent de la Mine Casa Berardi. Le liant utilisé est du ciment Portland type 10 (ou GU) et de la Slag. L'eau de mélange utilisée est l'eau du robinet. Tous les échantillons ont été stockés dans une chambre humide à 23°C et sous une humidité relative supérieure à 90%.

La compréhension du comportement mécanique des remblais requiert une bonne connaissance des caractéristiques de ses différents composants. Cette caractérisation comprend la détermination des différentes propriétés physiques (granulométrie, densité relative des grains  $D_R$  et la surface spécifique), chimiques (phase solide et eaux des pores) et minéralogiques des résidus et des liants.

#### 3.1.1 Caractérisation des matériaux

La granulométrie est déterminée à l'aide du granulomètre au laser Mastersizer de Malvern (Figure 3-1).

Le Mastersizer utilise la diffraction laser pour mesurer la taille des particules. Cette technique consiste à mesurer l'intensité de la lumière diffusée lors du passage d'un faisceau laser à travers un échantillon de particules dispersées. Cette donnée est ensuite analysée pour calculer la taille des particules qui ont créé l'image de diffraction. Il permet d'obtenir la distribution des diamètres de particules variant de 0,05 à 880  $\mu\text{m}$ .



Figure 3-1 : Granulomètre au laser Mastersizer de Malvern

La densité relative des grains sera déterminée à l'aide du pycnomètre à hélium Accupyc de Micromeritics (Figure 3-2).

Le pycnomètre à gaz permet de déterminer de façon précise le volume d'un échantillon solide (massif, divisé ou poreux) de masse connue, permettant de connaître sa masse volumique spécifique. Le principe de la mesure est d'injecter un gaz (hélium) à une pression donnée dans une enceinte de référence, puis à détendre ce gaz dans l'enceinte de mesure contenant l'échantillon en mesurant la nouvelle pression du gaz.

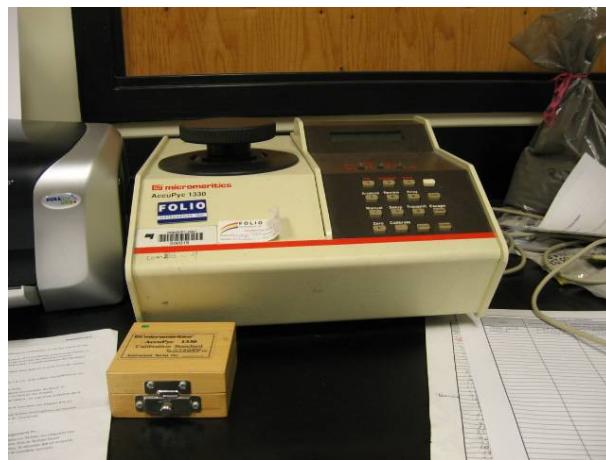


Figure 3-2 : Pycnomètre à hélium

L'analyseur XRF est muni de tubes à rayons X miniatures très puissants, de détecteurs SiPIN ou SDD hautement avancés permettant la détection de métaux, des minéraux et des contaminants contenus dans les résidus miniers.

La méthode consiste à bombarder l'échantillon avec des rayons X et à enregistrer les rayons X diffractés en fonction d'un angle de déviation  $2\theta$ . Puis on détermine le minéral avec la loi de Bragg.

### 3.1.2 Résultats des caractérisations

#### 3.1.2.1 Résultats de la granulométrie et de la densité des résidus

La Figure 3-3 montre la distribution granulométrique des résidus de la mine Casa Berardi, utilisés pour fabriquer les remblais en pâte cimentés. Les résidus ont été échantillonnés dans des barils, puis homogénéisés une fois au laboratoire. Un échantillon a été ensuite prélevé pour effectuer les tests. Environ 55% des particules ont un diamètre inférieur à  $20 \mu\text{m}$ . D'autre part, le pycnomètre à helium donne une densité relative des résidus de 2,7.

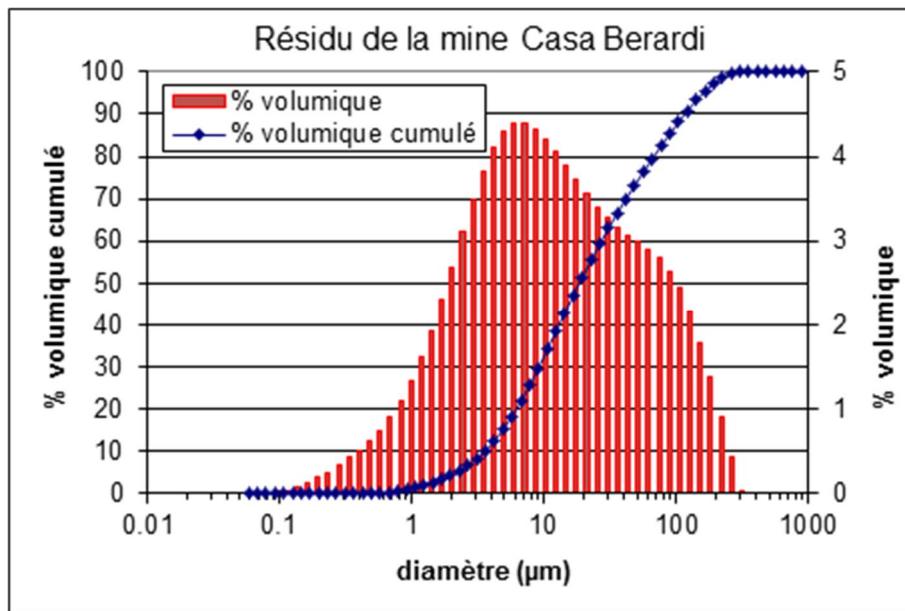


Figure 3-3 : Courbe granulométrique des résidus de la mine Casa Berardi utilisés pour fabriquer les échantillons de remblai en pâte cimenté

### 3.1.2.2 Résultats d'analyse DRX

L'analyse semi-quantitative par diffraction des rayons X montre la composition des phases minérales (Figure 3-4). On remarque une abondance de quartz (34,8%) et de muscovite (22,7%), suivie de l'ankérite (18,3%), de chlorite (12,3), d'albite (9,2%) et de pyrite (2,7%).

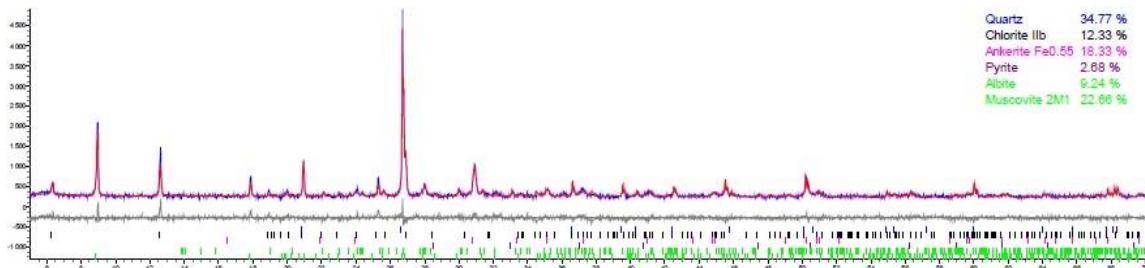


Figure 3-4 : Résultat de l'analyse DRX des résidus de Casa Berardi

### 3.1.2.3 Résultats d'analyse XRF

L'analyse XRF dans le Tableau 3-1 montre que c'est le silicium qui a une forte concentration avec 194699 ppm. Ce résultat corrobore avec l'abondance de quartz ( $\text{SiO}_2$ ) trouvée dans les analyses DRX.

Tableau 3-1 : Analyse XRF des résidus de Casa Berardi

Éléments chimiques	Concentration (mg/kg)
Al	60278
As	6012
Ba	421
Ca	40696
Cl	155
P	512
S	16237
Si	194699
V	300
W	207
Zn	89
Zr	115
Fe	79848
K	24372
Mg	6212
Mn	1970

### 3.1.2.4 Analyse de l'eau de mélange

L'eau du robinet contient 40,4 mg/L de Ca, peu de Fe (0,245) et 80 mg/L de sulfate (Tableau 3-2). Le pH est proche de la neutralité et la valeur faible de la conductivité électrique traduit une faible valeur en quantité d'ions.

Tableau 3-2 : Analyse de l'eau de mélange (gâchage)

Type d'analyse	Eau du robinet
Chimie	(en mg/L)
[Ca]	40,4
[Fe]	0,245
[Al]	0,114
[Na]	5,31
[Si]	1,28
[Mg]	3,66
[SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> ]	87
Électrochimie	
pH	7,5
Eh	519,1 mV

### 3.1.2.5 Composition chimique des liants en général

Le ciment Portland à usage courant ou type GU contient majoritairement de la chaux CaO (63,9%) et de la silice SiO<sub>2</sub> (20,5%). Le reste des minéraux sont en proportion inférieure à 6%, comme l'alumine Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, l'oxyde de fer Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> et le magnésium MgO (Tableau 3-3).

Les scories (Slag) contiennent une quantité importante de chaux CaO (39%), de silice SiO<sub>2</sub> (36%), du magnésium MgO (12%) et de l'alumine Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> (10%). L'oxyde de fer Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, le trioxyde de soufre SO<sub>3</sub> et l'alkali sont en quantité inférieure à 1% (Belem, 2013).

Tableau 3-3 : Composition chimique du ciment type GU et de la Slag

Composants chimiques	SiO <sub>2</sub> (%)	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	CaO (%)	MgO (%)	SO <sub>3</sub> (%)	Alcali (%)
Type 10 (GU)	20,5	5,4	2,6	63,9	2,1	1-4,5	0,2-1,3
Type Slag	36	10	0,5	39	12	0,6-2	0,6

## 3.2 Méthodes

### 3.2.1 Approches expérimentales adoptées

#### 3.2.1.1 Compressions uniaxiale et diamétrale

##### 3.2.1.1.1 Configuration des essais de compression

Les essais de compression uniaxiale s'effectueront sur des éprouvettes de 2 pouces (5,08 cm) de diamètre et 4 pouces (10,16 cm) de hauteur. Par ailleurs, la compression diamétrale sera effectuée sur des éprouvettes de diamètre 2 pouces (5,08 cm) et de largeur 2 pouces (5,08 cm) (Figure 3-5).

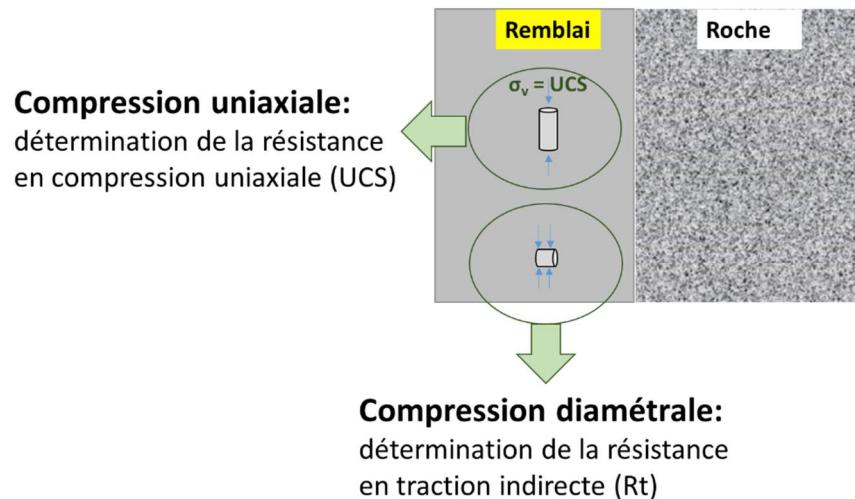


Figure 3-5 : Schéma illustratif des essais de compressions uniaxiale et diamétrale

Dans notre étude, les moules utilisées auront pour dimension  $50,8 \times 101,6 \text{ mm}^2$ . Les éprouvettes doivent être démoulées après avoir séjourné dans un environnement humide à une température de  $23 \pm 1,7^\circ\text{C}$ . En plus, les deux surfaces (haut et bas) de l'éprouvette doivent être parallèles. Un autre point important est la machine elle-même, car les plateaux en acier et la rigidité de la machine peuvent affecter la distribution de la contrainte normale proche des surfaces de l'éprouvette et le mode de rupture.

### 3.2.1.1.2 Normes et machines utilisées

Les essais ont été réalisés en conformité avec la norme ASTM D2166-06 pour l'essai de compression uniaxiale (UCS) et la norme ASTM D 4123-82 pour l'essai de fendage diamétral ou traction indirecte ou compression diamétrale ( $R_t$ ).

Les essais de compression (uniaxiale et diamétrale) seront réalisés à l'aide d'une presse mécanique rigide asservie MTS 10/GL (Figure 3-6) de capacité 50 kN et un taux de chargement minimum de 0,001 mm/mn. La charge appliquée est mesurée par une cellule de pression, le déplacement par un capteur de déplacement à induction magnétique. La précision de la mesure de la charge est de l'ordre de 1%.

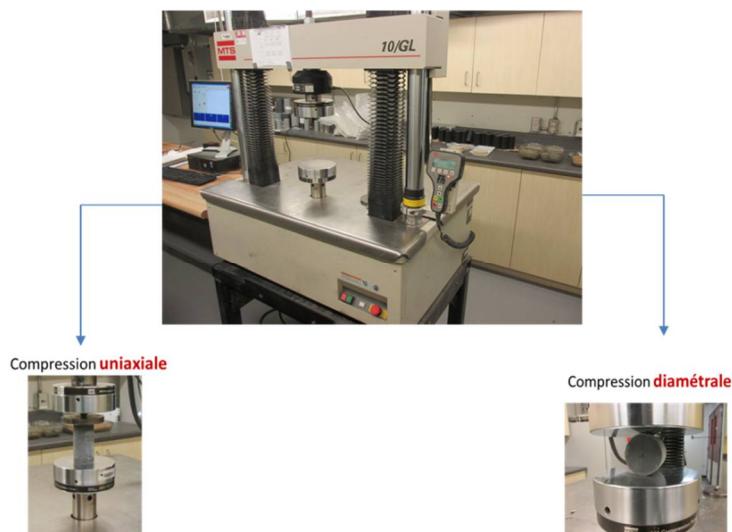


Figure 3-6 : Presse mécanique utilisée pour les essais de résistance à la compression uniaxiale et diamétrale

### 3.2.1.2 Essais de cisaillement direct

#### 3.2.1.2.1 Configuration du cisaillement de blocs de remblai

La Figure 3-7 illustre une rupture dans le remblai qui peut se produire si l'une des faces entourant le remblai est exposée. L'essai de cisaillement direct permettra de déterminer la résistance au-delà de laquelle il y a rupture de la masse de remblai en pâte cimenté. Les moules en PVC qui ont été confectionnés pour effectuer ces essais ont des dimensions de 120 mm de haut et 116 mm de côté. Le remblai frais est coulé dans le moule qui est ensuite placé dans une chambre humide à 23°C et sous 90% d'humidité relative. Les contraintes normales par rapport à la surface du bloc de remblai seront telles que représentées dans la Figure 3-7. Ce sont les valeurs des pressions in situ qui seront appliquées aux blocs de remblai lors du cisaillement direct. L'essai consistera à déterminer la résistance au cisaillement  $\tau_f$  ou  $\tau_p$  du bloc de remblai (matrice) qui limite sa rupture.

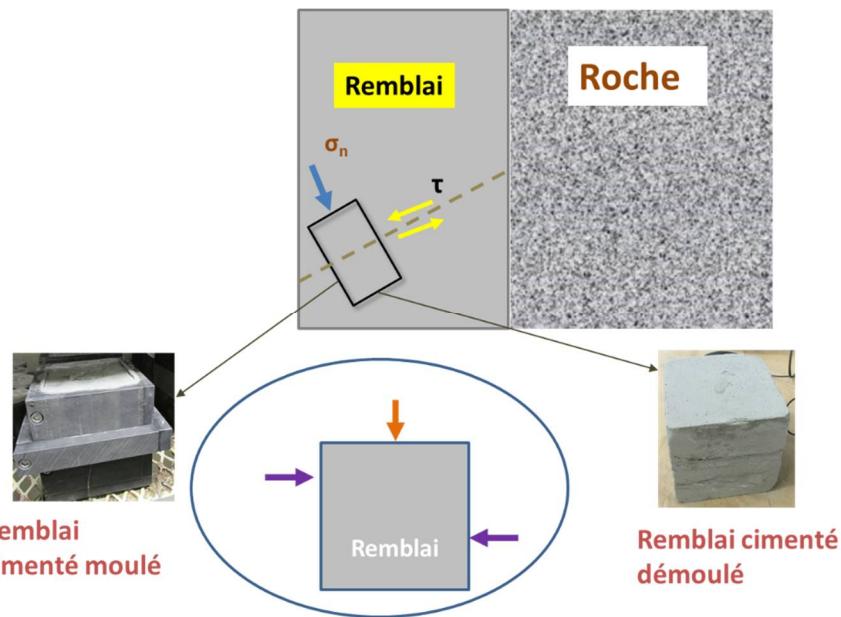


Figure 3-7 : Schéma illustratif du cisaillement direct des blocs de remblai

#### 3.2.1.2.2 Configuration du cisaillement des interfaces

Pendant la mise en place du remblai dans les chantiers primaires, des frottements se produisent aux interfaces remblai-roche. Pendant la mise en place du remblai dans les chantiers secondaires ces

frottements sont aux interfaces remblai-remblai. Ces frottements sont responsables de l'effet d'arche qui se développera dans la masse de remblai.

La connaissance de cette résistance au frottement aux interfaces permettra de prendre en compte l'effet d'arche dans le design des chantiers remblayés et l'estimation des pressions développées. Les échantillons qui seront utilisés pour ces tests ont une dimension de 60 mm de haut et de 116 mm de côté. Les contraintes horizontales  $\sigma_h$  dans la masse de remblai représentent les contraintes normales  $\sigma_n$  à appliquer au-dessus des échantillons lors du cisaillement direct. La résistance au frottement  $\tau$  aux interfaces au-delà de laquelle les surfaces vont glisser les unes sur les autres est aussi déterminée (Figure 3-8).

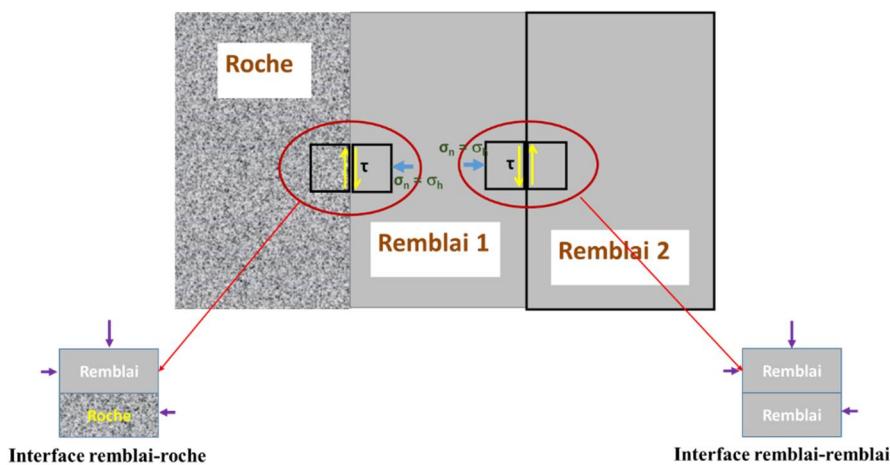


Figure 3-8 : Schéma illustratif du cisaillement aux interfaces remblai-roche et remblai-remblai

### 3.2.1.3 Fabrication des moussages des surfaces naturelles en silicium

Pour les essais sur des interfaces remblai-roche, deux types d'empreintes de surfaces naturelles seront testées : une surface de granite à grains fins et une de schiste à chlorite et séricite. Les deux surfaces naturelles de roche (environ 1 m x 0,5 m) ont été prélevées dans une carrière proche de l'Université de Sherbrooke (UdeS). Pour un essai de cisaillement direct, trois échantillons de surface identique seront nécessaires pour pouvoir déterminer la cohésion et l'angle de frottement selon la droite de Mohr-Coulomb. Pour ce faire, des moussages en silicium RTV ont été utilisés pour assurer la répétabilité. Ainsi, au laboratoire du département de génie civil de l'UdeS, les surfaces ont été préparées en vue des moussages de quatre sections différentes. Au total, huit sections de

surfaces naturelles de roches (granite et schiste) ont été moulées avec de la silicone RTV (*room temperature vulcanization*) qui permet la prise d'empreintes avec une précision de l'ordre du  $\mu\text{m}$ . Ces moussages des aspérités des surfaces naturelles vont servir pour la fabrication des répliques de roches artificielles destinées aux essais de cisaillement d'interfaces remblai-roche. Les Figures 3-9 et 3-10 représentent les empreintes des surfaces naturelles et la Figure 3-11 présente les répliques des surfaces naturelles en 3D.



Figure 3-9 : Prise d'empreintes de la surface de granite avec la silicone RTV (G1, G2, G3, G4)



Figure 3-10 : Prise d'empreintes de la surface de schiste avec la silicone RTV (S1, S2, S3, S4)

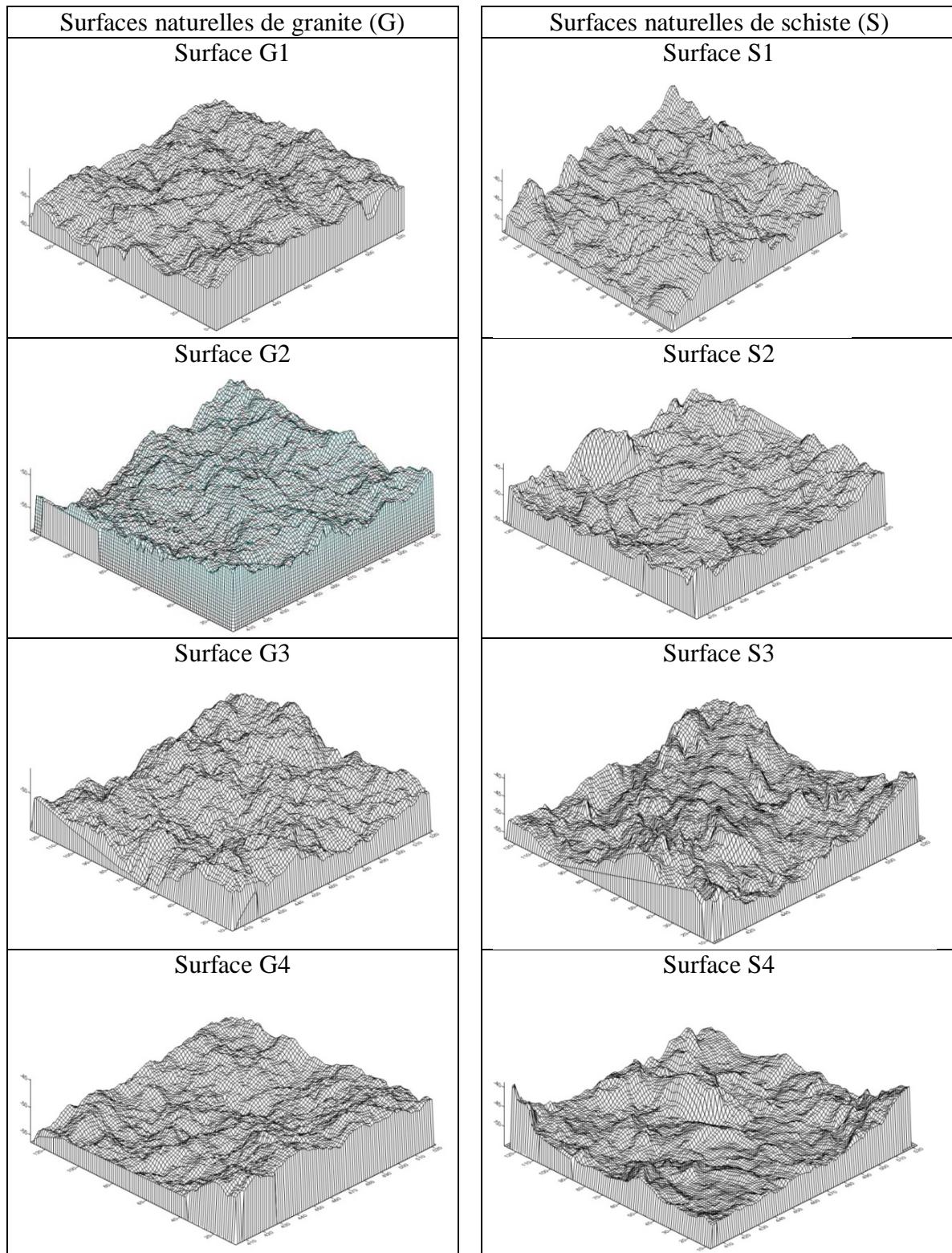


Figure 3-11 : Représentations 3D des moulages des surfaces naturelles de granite et de schiste

### 3.2.1.4 Fabrication des épontes de roches artificielles

Pour simuler expérimentalement le cisaillement des interfaces remblai-roche, des épontes de roches artificielles ont été fabriquées à l'aide d'un ciment à prise ultra rapide et de haute performance, le Sika 212. Pour ce faire, des moules en PVC de 120 mm x 120 mm de section et de 60 mm de hauteur ont été utilisés. Le Sika 212 est mélangé avec de l'eau (proportion eau/liant = 0.12) puis coulé sur le moulage en silicone RTV préalablement placé au fond de chaque moule en PVC afin d'avoir la réplique artificielle de l'éponte de la vraie roche (Figure 3-12). L'éponte réelle de roche a donc pu être répliquée plusieurs fois sans altérer le moulage en silicone RTV (éponte de roche artificielle). La résistance à la compression uniaxiale de la roche artificielle en Sika 212 avoisine les 50 MPa. Ces répliques d'épontes artificielles seront ensuite utilisées aussi bien pour les essais de cisaillement que pour les essais de décollement.

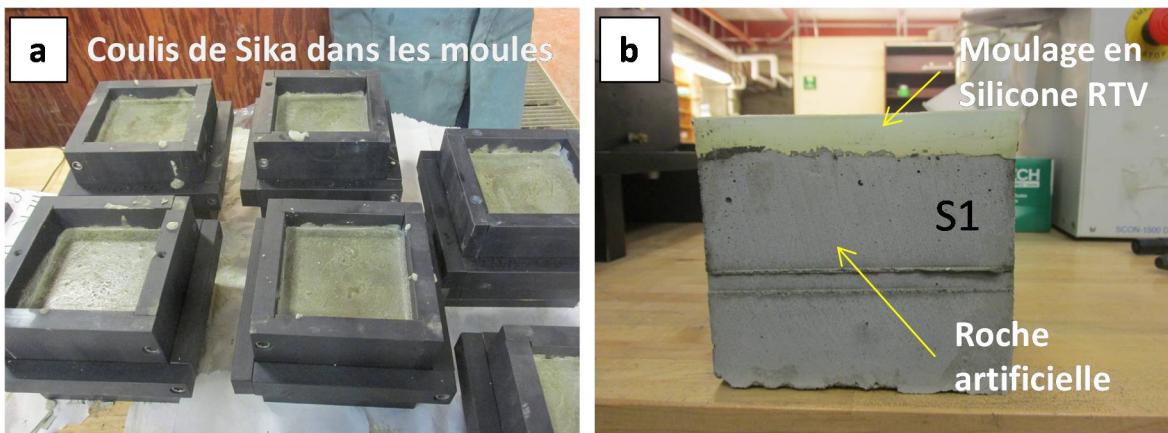


Figure 3-12 : Fabrication des roches artificielles : a) coulis de ciment Sika 212 dans les moules PVC, b) démoulage d'un moule PVC montrant la roche artificielle et le moulage en silicone

### 3.2.1.5 Essais de cisaillement direct

L'essai de cisaillement direct est décrit dans la norme XP P-94-424 [AFNOR, 1993], dans le « Blue Book » [ISRM 2007] et également dans la norme ASTM D 5607-02 [ASTM 2002]. Les essais de cisaillement direct sont réalisés à l'aide de la machine de cisaillement direct asservi RDS-200 de GCTS ayant une capacité de 100 kN comme force de cisaillement et 50 kN comme force normale. Le déplacement maximal tangentiel et normal est de 25 mm. Les dimensions de la boîte carrée sont de 150 mm x 150 mm (Figure 3-13).

### 3.2.1.6 Appareillage de cisaillement direct

Cette machine permet d'effectuer des essais à charge normale constante (FNC ou CNL en anglais), à contrainte normale constante (CNC), à raideur normale constante (RNC ou CNS en anglais) ou à volume constant (VC). Dans notre cas, il s'agit d'essais à contrainte normale constante. Cette machine permet également d'effectuer des essais de consolidation des échantillons avant le chargement en cisaillement ainsi que d'effectuer des essais de cisaillement à déplacement tangentiel cyclique. Quant au mode de chargement de la contrainte (ou la charge) normale, il peut se faire en une étape (un échantillon par niveau de chargement normal) ou multi étapes (un échantillon pour tous les niveaux de chargement).

La machine est composée de trois principaux éléments (Figure 3-13):

- une pompe hydraulique qui génère la pression nécessaire afin de réaliser le cisaillement ; elle peut fonctionner à basse pression (avec un maximum de 7 MPa) ou à haute pression (avec un maximum de 21 MPa) ;
- un boîtier de cisaillement composé de deux demi-boîtes devant contenir les épontes d'échantillons d'essais, l'une des demi-boîtes est fixée tandis que l'autre est amovible et reliée à un bras mobile chargé d'impulser le cisaillement ;
- un système de contrôle numérique et d'asservissement composé de l'ordinateur contenant le logiciel chargé de contrôler tout le système. C'est le même logiciel qui permet de lancer et de piloter les essais, ainsi que d'acquérir et de sauvegarder les données des essais qui seront plus tard analysées et interprétées.

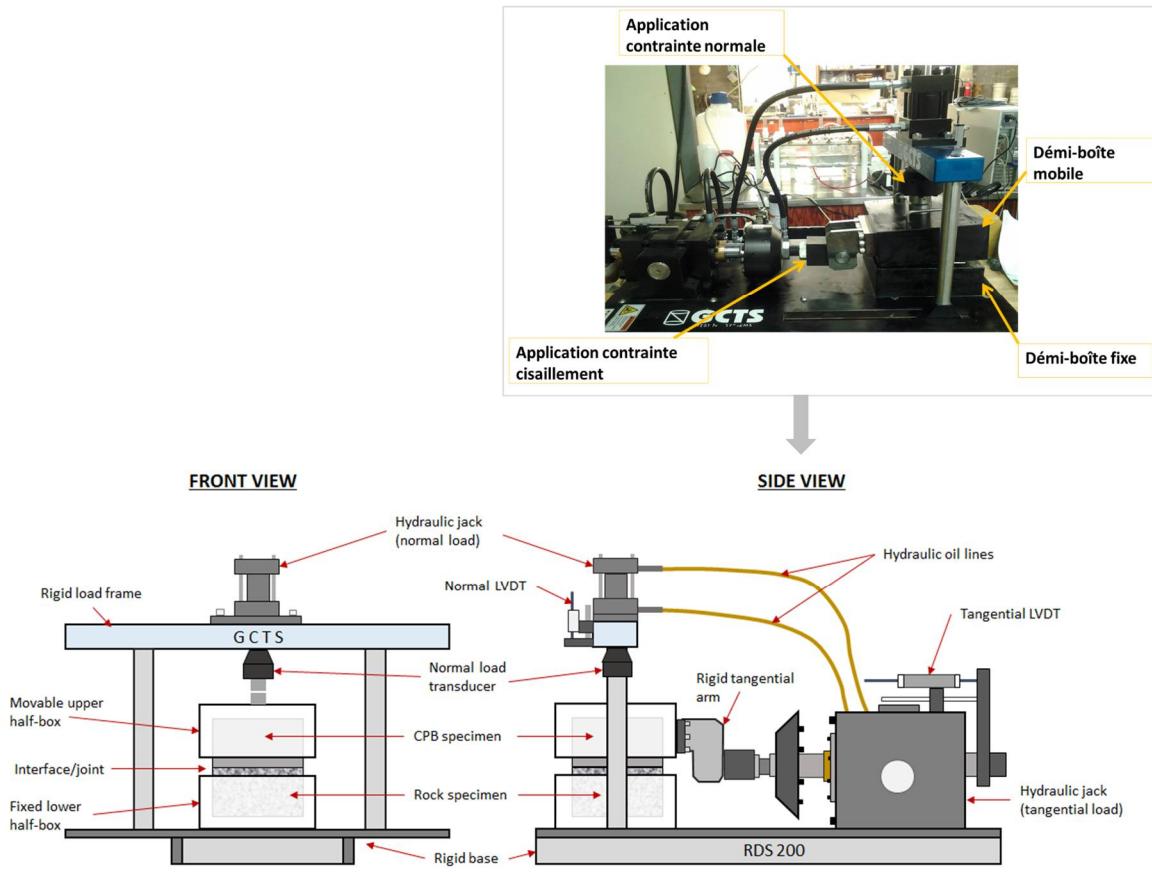


Figure 3-13 : Appareil de cisaillement direct RDS-200 de GCTS

### 3.2.1.7 Essais de résistance à la compression triaxiale

#### 3.2.1.7.1 Configuration de l'essai triaxial

Tout comme l'essai de cisaillement direct des blocs de remblai, l'essai triaxial a pour but de déterminer les paramètres de cisaillement du remblai. Seulement, lors de l'essai de cisaillement direct, le plan de rupture est imposé à l'horizontale tandis qu'il ne l'est pas dans le cas de la compression triaxiale. Cet essai triaxial permet de reproduire plus ou moins fidèlement l'état de contrainte in situ pendant le test, contrairement à l'essai de cisaillement direct rectiligne (Figure 3-14). La pression horizontale ( $\sigma_h$ ) dans le chantier représentera la pression de confinement ou pression radiale ( $\sigma_3$ ) autour de l'échantillon dans la cellule triaxiale. L'essai consiste à déterminer la contrainte verticale déviatorique provoquant la rupture de l'échantillon pour une pression de confinement donnée.

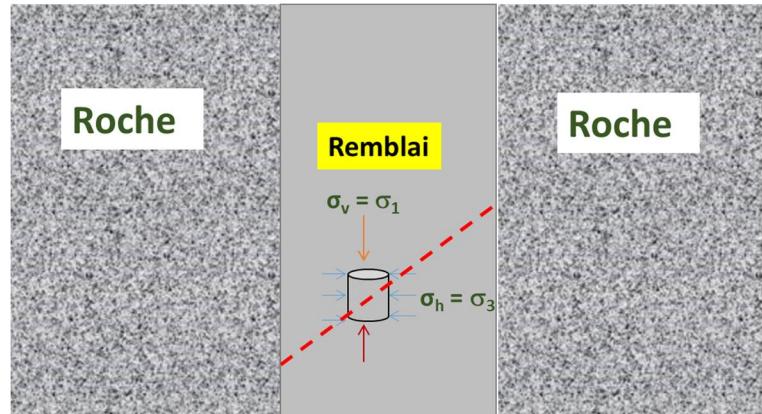


Figure 3-14 : Schéma illustrant la configuration de l'essai triaxial pour un chantier remblayé

### 3.2.1.7.2 Norme et appareil utilisé

Pour le remblai en pâte mis en place dans un chantier ouvert, il n'est pas pratique de savoir s'il s'agit d'une condition non consolidée et non drainée (UU) ou consolidée drainée (CD). Pour cela, il est préférable que les essais de compression triaxiale s'effectuent en condition consolidée non drainée (CU). Ce test est régi par la norme ASTM D4767 – 11. Ce type d'essai est relativement rapide et permet surtout d'interpréter les résultats en contraintes totales (analyse de stabilité à court terme) ou en contraintes effectives (analyse de stabilité à long terme).

Quant à l'essai proprement dit, la machine utilisée est un système d'appareillage triaxial automatisé GDSTAS (GDS *triaxial automated system*) de la compagnie GDS. Ce système est composé de trois parties essentielles (Figure 3-15):

- La cellule triaxiale où est placé l'échantillon et où vont s'appliquer la pression de confinement, la pression de saturation et la contrainte axiale ;
- Les contrôleurs de pression, au nombre de deux pour l'essai consolidé non drainé (CU). L'un des contrôleurs se charge de contrôler la pression dans la cellule responsable du confinement (*cell pressure*) et l'autre contrôle la pression à l'intérieur de l'échantillon (*back pressure*) qui permet de saturer l'échantillon ;
- Le logiciel qui permet de piloter les essais et d'enregistrer en même temps les données.

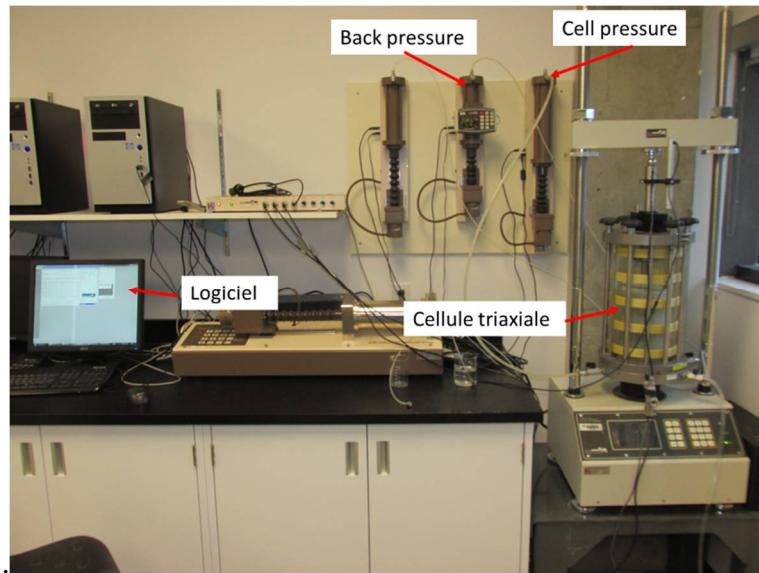


Figure 3-15 : Photo montrant l'appareillage triaxial GDSTAS

### 3.2.2 Préparation des remblais en pâte cimentés

Une fois que les caractéristiques des ingrédients du remblai sont connues, on peut procéder au mélange des résidus, du liant et de l'eau. Le mélange obtenu est le remblai en pâte cimenté mûri dans une chambre humide pour les différents essais mécaniques. Le malaxage est effectué à l'aide d'un mélangeur Hobart avec une cuve d'une capacité maximale de 30 L (Figure 3-16). Ce mélangeur est muni d'une tige en forme de palme qui permet une rotation autour d'elle-même et dans la cuve de mélange. Lorsque le mélangeur tourne, les ingrédients pour la fabrication du remblai sont alors ajoutés progressivement et selon le temps de résidence : eau de mélange, agent liant (2 minutes de malaxage), résidus miniers (+10 minutes de malaxage).

Par la suite, le mélange est coulé dans les moules appropriés qui sont ensuite placés dans la chambre humide sous une humidité relative > 90% et une température de  $20^\circ \pm 2^\circ\text{C}$ .



Figure 3-16 : Mixeur Hobart pour la préparation des mélanges de remblai

### 3.2.3 Plan expérimental

#### 3.2.3.1 Essais de compression uniaxiale et de traction indirecte

Pour cette étude, deux proportions de liant ont été utilisées à savoir 3% et 7% par rapport à la masse sèche des résidus. Pour chaque proportion de liant, deux consistances de mélanges ont été considérées : une consistance sur la base d'un pourcentage solide  $C_w\% = 76\%$  et une autre sur la base d'un affaissement (ou *slump*) au petit cône d'Abams de l'ordre de 80 mm (3,15 pouces). Le mélange basé sur le pourcentage solide est préparé afin d'avoir un pourcentage solide constant parce qu'avec un *slump* constant, le pourcentage solide varie (l'industrie minière se base sur le *slump* pour la fabrication et le transport du remblai). L'affaissement de 3,15 pouces (80 mm) au petit cône d'Abams devrait correspondre à un affaissement de 7' au cône d'Abams standard (facteur multiplicateur de l'ordre de 2,235 seulement pour les résidus). Deux types de liants ont été utilisés: le ciment Portland à usage courant ou type GU seul (GU) et un liant composé de 20% du ciment GU et 80% de scories ou Slag (20GU/80Slag). Pour chaque type d'agent liant utilisé, deux proportions de sciures d'éraples ont été testées : 0% (mélange témoin) et 14,5%. La proportion de sciures d'éraple est calculée par rapport à la masse totale de liant dans le mélange. Les éprouvettes fabriquées ont été testées après cinq temps de cure : 7, 14, 28, 56 et 91 jours. À chaque temps de

cure, trois éprouvettes de remblai sont testées pour la détermination de l'UCS et deux éprouvettes sont testées pour la détermination de la résistance à la traction indirecte ( $R_t$ ). Un total de 400 moules de dimension 2x4 pouces ont été utilisés (Tableau 3-4).

Tableau 3-4 : Plan expérimental des tests de compression uniaxiale et diamétrale

Proportion liant	Consistance	Type de liant	Sciures d'éables	Nombre de moules (2x4)
3%	$C_w\% = 76\%$	GU	0% (Témoin)	5moulesx5cures
			14,5%	5moulesx5cures
		GU/Slag	0% (Témoin)	5moulesx5cures
			14,5%	5moulesx5cures
	$Slump = 80$ mm	GU	0% (Témoin)	5moulesx5cures
			14,5%	5moulesx5cures
		GU/Slag	0% (Témoin)	5moulesx5cures
			14,5%	5moulesx5cures
7%	$C_w\% = 76\%$	GU	0% (Témoin)	5moulesx5cures
			14%	5moulesx5cures
		GU/Slag	0% (Témoin)	5moulesx5cures
			14%	5moulesx5cures
	$Slump = 80$ mm	GU	0% (Témoin)	5moulesx5cures
			14%	5moulesx5cures
		GU/Slag	0% (Témoin)	5moulesx5cures
			14%	5moulesx5cures
Total des moules				400

### 3.2.3.2 Essais de cisaillement direct

#### 3.2.3.2.1 Cisaillement de blocs de remblai

Pour ces tests, le type de liant utilisé est le 20%GU/80%Slag à trois proportions 3%, 5% et 7%. Pour chaque proportion de liant, trois niveaux de contraintes normales (50 kPa, 100 kPa et 150

kPa) étaient appliqués. Trois temps de cure ont été considérés pour ces essais : 7, 14 et 28 jours. Le Tableau 3-5 présente le résumé du plan expérimental exécuté.

Tableau 3-5 : Plan expérimental pour les essais de cisaillement direct des blocs de remblai

Type de liant	Proportion liant	Target	Nombre de moules
20GU/80Slag	3%	Slump = 80 mm	3moulesx5cures
			3moulesx5cures
	5%	Slump = 80 mm	3moulesx5cures
			3moulesx5cures
	7%	Slump = 80 mm	3moulesx5cures
			3moulesx5cures
Total des moules			90

### 3.2.3.2.2 Cisaillement des interfaces remblai-roche

Le Tableau 3-6 présente le plan expérimental pour les essais de cisaillement direct sur les interfaces remblai-roche. Les temps de cure des remblais coulés sur les épontes de roches artificielles de granite et de schiste sont de 14 et 28 jours. Une seule proportion de liant de 5% a été testée. La vitesse de cisaillement imposée à la machine est de 1 mm/minute pour un déplacement total de 10 mm.

Tableau 3-6 : Plan expérimental pour le cisaillement des interfaces remblai-roche

Type de liant	Proportion liant	Interface	Nombre de moules (120x116 mm <sup>2</sup> )
20GU/80Slag	5%	S1	3moulesx2cures
		S2	3moulesx2cures
		S3	3moulesx2cures
		S4	3moulesx2cures
		G1	3moulesx2cures
		G2	3moulesx2cures
		G3	3moulesx2cures
		G4	3moulesx2cures
Total des moules			48

### 3.2.3.2.3 Cisaillement des interfaces remblai-remblai

Le Tableau 3-7 présente le plan expérimental des essais aux interfaces remblai-remblai pour un seul type de liant type GU/Slag mais avec 3 proportions de liants : 3% ; 5% et 7%. Pour chaque proportion de liant, 2 types d'essais ont été réalisés : des essais remblai-remblai de même temps de cure (7 jours vs 7 jours ; 14 jours vs 14 jours et 28 jours vs 28 jours). Puis d'autres essais sur remblai-remblai à différents temps de cure ont été effectués (7 jours vs 47 jours ; 14 jours vs 54 jours et 28 jours vs 68 jours)

Tableau 3-7 : Plan expérimental pour le cisaillement des interfaces remblai-remblai

Type de liant	Proportion de liant	Type d'interface	Nombre de moules (120x116 mm <sup>2</sup> )
20%GU/80%Slag	3%, 5% et 7%	7 jours-7 jours	3
		14 jours-14 jours	3
		28 jours-28 jours	3
	Total moules par proportion de liant		9
	3%, 5% et 7%	7 jours-47 jours	3
		14 jours-54 jours	3
		28 jours-68 jours	3
	Total moules par proportion de liant		9

### 3.2.3.2.4 Décollement tangentiel (cisaillement direct à vitesse lente)

Le Tableau 3-8 présente le plan expérimental pour les essais de décollement des interfaces remblai-roche. Un seul temps de cure de 14 jours et une seule proportion de liant de 55 ont été considérés. La vitesse de cisaillement imposée à la machine était de 0,05 mm/minute, pour un déplacement total de 8 mm.

Tableau 3-8 : Plan expérimental pour le décollement

Type de liant	Proportion liant	Interface	Nombre de moules (120x116 mm <sup>2</sup> )
20GU/80Slag	5%	S1	1
		S2	1
		S3	1
		S4	1
		G1	1
		G2	1
		G3	1
		G4	1
Total des moules			8

### 3.2.3.3 Tests de compression triaxiale

Pour ces tests, également un seul type de liant (20GU/80Slag) à trois proportions a été testé. Pour chaque proportion de liant, la recette de mélange est préparée en visant un affaissement (ou slump) de 80 mm au petit cône d'Abra.ms. Pour chaque mélange, deux temps de cure ont été testés (3 et 7 jours) sauf pour la proportion de 3% de liant dont le temps de cure était seulement de 7 jours. À chaque temps de cure, trois échantillons sont préparés pour trois niveaux anticipés de confinement. Le Tableau 3-9 présente le sommaire du plan expérimental adopté pour les essais triaxiaux.

Tableau 3-9 : Plan expérimental pour la compression triaxiale

Type de liant	Proportion de liant	Target	Nombre de moules (120x116 mm <sup>2</sup> )
20GU/80Slag	3%	Slump = 80 mm	3
	5%	Slump = 80 mm	6
	7%	Slump = 80 mm	6
Total des moules			15

## CHAPITRE 4 RÉSULTATS

### 4.1 Résultats pour les tests de compression

Dans tout ce qui suit, on considère que le très court terme correspond à 7 jours, le court terme à 14 jours, le moyen terme à 28 jours, le long terme à 56 jours et le très long terme à 91 jours (Tableau 4-1).

Tableau 4-1 : Nomenclature des périodes de temps de cure du remblai

Périodes	Jours
Très court terme	7
Cours terme	14
Moyen terme	28
Long terme	56
Très long terme	91

#### 4.1.1 Résultats pour les mélanges à 3% de liant type GU avec slump

Le Tableau 4-2 présente les résultats des essais de compression uniaxiale et diamétrale des remblais en pâte cimentés. À partir de ces résultats, on peut calculer le rapport entre la résistance à la compression uniaxiale (UCS) et la résistance à la traction ( $R_t$ ). Ce rapport varie entre 4 et 7 pour les remblais testés. L'UCS et le  $R_t$  augmentent avec le temps de cure. À très court et court terme, l'UCS est 7 à 6 fois plus élevé que la résistance à la traction. Par contre, dans le moyen à très long terme, cette valeur diminue à 4 (Figure 4-1).

Tableau 4-2 : UCS et Rt des remblais à 3% de liant type GU (slump = 80 mm)

Cure (jours)	UCS (kPa)	Rt (kPa)	Rapport UCS/Rt
7	182	26	7,0
14	200	32	6,2
28	236	53	4,5
56	288	69	4,2
91	336	79	4,3

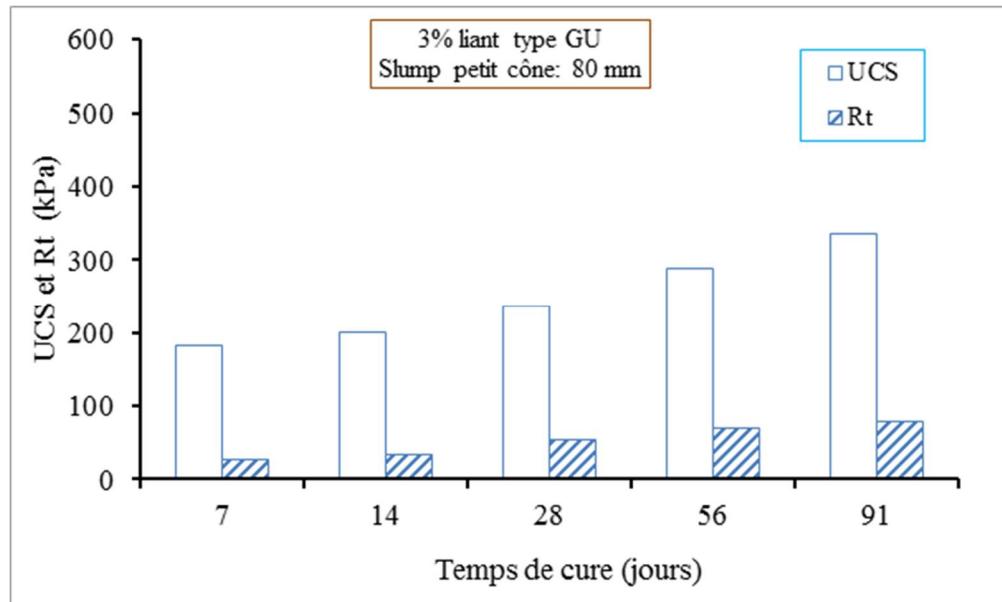


Figure 4-1 : Valeurs UCS et Rt en fonction du temps pour 3% de liant type GU avec Slump

#### 4.1.2 Résultats pour les mélanges à 3% de liant type GU/Slag avec slump

Comme précédemment, l'UCS et la résistance à la traction indirecte augmentent avec le temps de cure. Le Tableau 4-3 et la Figure 4-2 présentent l'ensemble des résultats obtenus. On observe qu'à très court et court terme, l'UCS est 6 fois plus élevé que la résistance à la traction. À moyen et à très long terme, l'UCS est d'environ 4 fois plus élevé. Cependant ce rapport est moins élevé que celui du mélange avec le liant type GU. Ceci confirme le fait que le liant GU seul offre une grande résistance à très court terme.

Tableau 4-3 : UCS et Rt des remblais à 3% de liant type GU/Slag avec slump

Cure (jours)	UCS (kPa)	Rt (kPa)	Rapport UCS/Rt
7	139	23	6,0
14	259	51	5,1
28	387	79	4,9
56	509	129	4,0
91	524	137	3,8

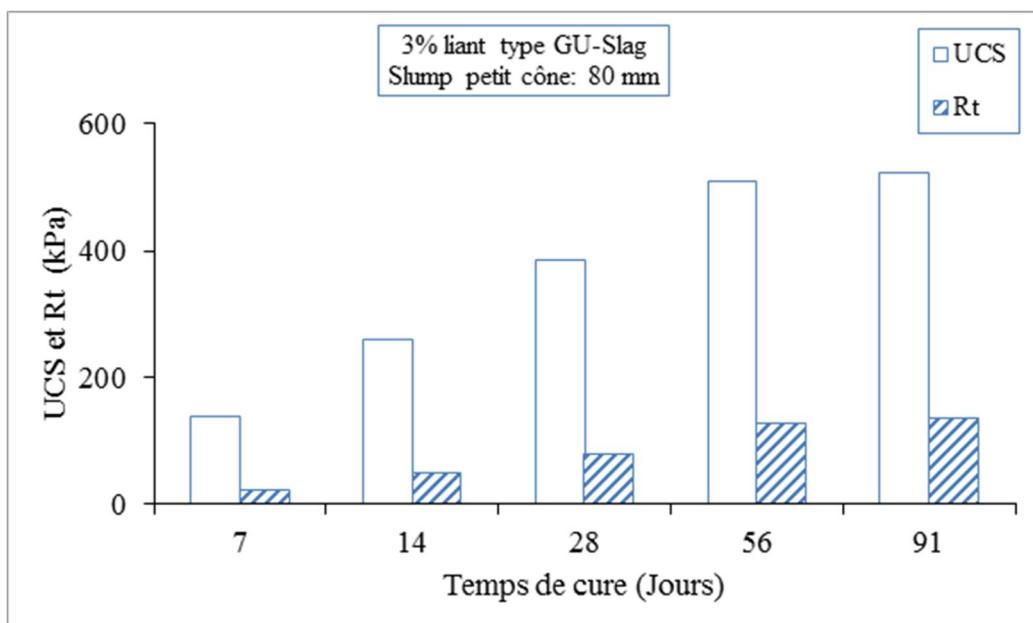


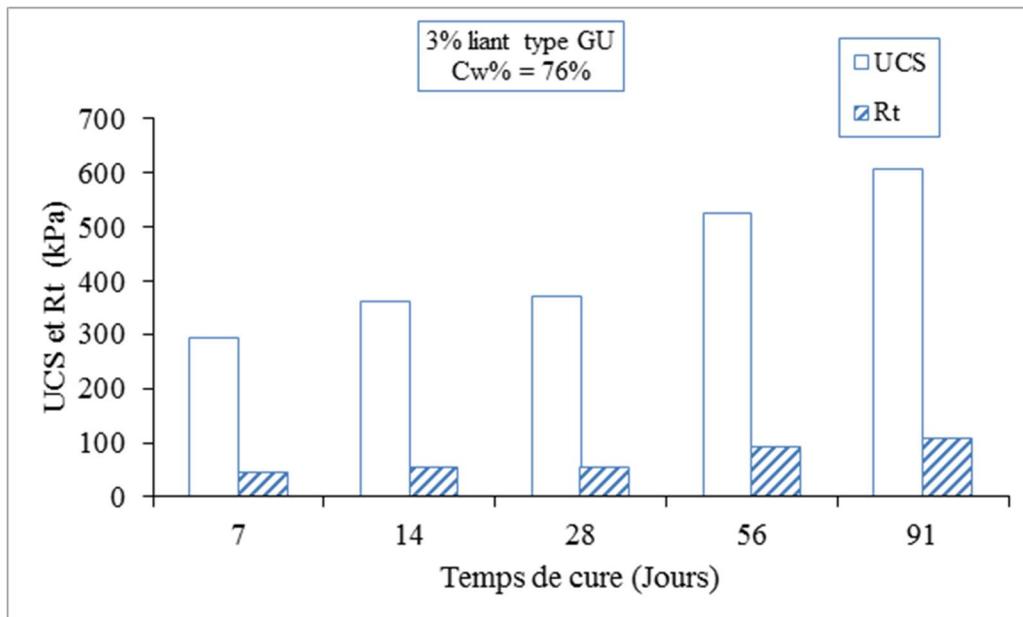
Figure 4-2 : Évolution de l'UCS et Rt en fonction du temps de cure pour 3% de liant type GU/Slag avec Slump

#### 4.1.3 Résultats pour les mélanges à 3% de liant type GU avec $C_{w\%} = 76\%$

Avec le temps, la résistance à la traction et à la compression uniaxiale s'accroissent (Figure 4-3). Le rapport de l'UCS sur la résistance à la traction est de 5,6 à 6,6 (Tableau 4-4). Par contre, pour une même proportion de liant avec un slump de 80 mm au petit cône, les rapports varient entre 3,8 à 6. Si avec ce slump, le pourcentage solide est d'environ 70%, la présence d'eau ne favorise pas l'augmentation de résistance.

Tableau 4-4 : UCS et Rt des remblais à 3% de liant type GU avec  $C_w\% = 76\%$ 

Cure (jours)	UCS (kPa)	Rt (kPa)	Rapport UCS/Rt
7	292	45	6,5
14	361	54	6,6
28	372	57	6,6
56	525	94	5,6
91	606	108	5,6

Figure 4-3 : Valeurs UCS et Rt en fonction du temps pour 3% de liant type GU avec  $C_w\% = 76\%$ 

#### 4.1.4 Résultats pour les mélanges à 3% de liant type GU/Slag avec $C_w\% = 76\%$

Une fonction croissante existe entre l'UCS, la Rt et le temps de cure (Figure 4-4). Le rapport entre l'UCS et la Rt varie entre 3,9 à 7,7 (Tableau 4-5). Par contre, pour le type GU avec la même proportion de liant, ce rapport est élevé.

Tableau 4-5 : UCS et Rt des remblais à 3% de liant type GU/Slag avec Cw% = 76%

Cure (jours)	UCS (kPa)	Rt (kPa)	Rapport UCS/Rt
7	173	37	4,7
14	406	100	4,1
28	584	146	4
56	789	201	3,9
91	901	199	4,5

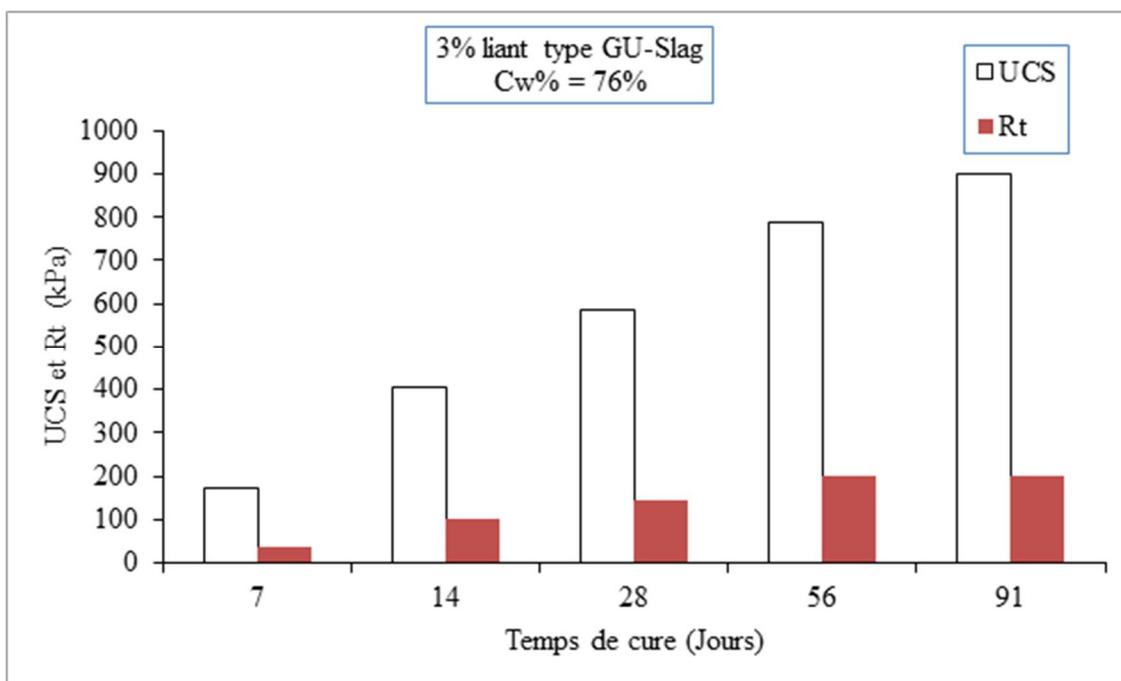


Figure 4-4 : Valeurs UCS et Rt en fonction du temps pour 3% de liant type GU/Slag avec Cw% = 76%

#### 4.1.5 Résultats pour les mélanges à 7% de liant type GU avec slump

La Figure 4-5 montre que la résistance à la compression augmente avec le temps. L'UCS est supérieure à la résistance à la traction de 4,4 à 5,6 fois (Tableau 4-6). À court terme (14 jours), le rapport est plus élevé. Donc, le type GU permet une acquisition rapide de résistance en UCS à court terme.

Tableau 4-6 : UCS et Rt en fonction du temps pour 7% de liant type GU avec slump

Cure (jours)	UCS (kPa)	Rt (kPa)	Rapport UCS/Rt
7	400	92	4,4
14	548	98	5,6
28	636	119	5,3
56	842	165	5,1
91	919	168	5,5

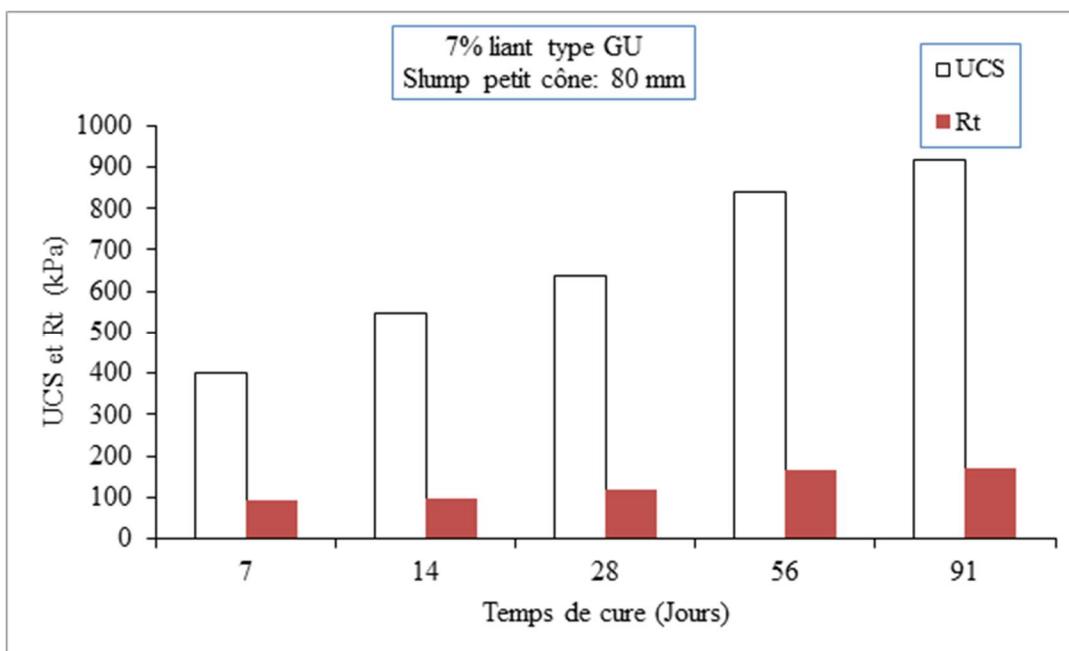


Figure 4-5 : Valeurs UCS et Rt en fonction du temps pour 7% de liant type GU avec slump

#### 4.1.6 Résultats pour les mélanges à 7% de liant type GU/Slag avec slump

Le rapport de l'UCS sur la Rt est moins élevé dans le très court terme que pour tous les autres temps de cure (Tableau 4-7). Le rapport le plus élevé est observé dans le très long terme. Le type GU/Slag permettrait alors un gain de résistance en UCS dans le très long terme (91 jours), contrairement au type de liant GU où l'UCS augmente très vite dans le court terme.

Tableau 4-7 : UCS et Rt en fonction du temps pour 7% de liant type GU/Slag avec slump

Cure (jours)	UCS (kPa)	Rt (kPa)	Rapport UCS/Rt
7	228	56	4,0
14	785	124	6,3
28	2037	289	7,1
56	2276	38	5,9
91	2665	395	6,8

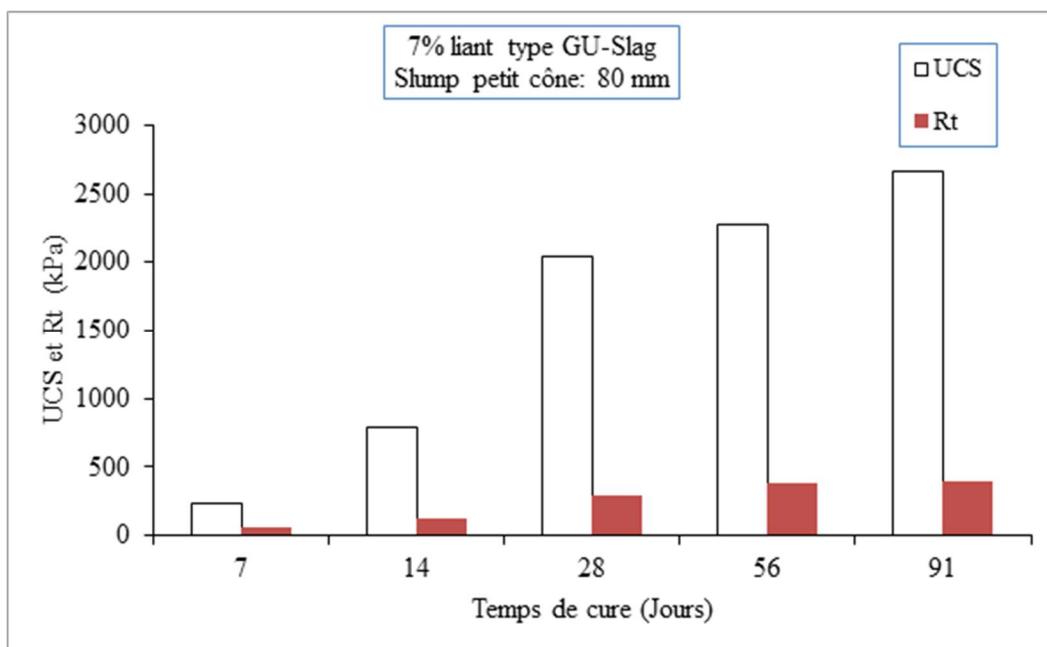


Figure 4-6 : Valeurs UCS et Rt en fonction du temps pour 7% de liant type GU avec slump

#### 4.1.7 Résultats pour le mélange à 7% de liant type GU avec Cw% = 76%

Les rapports d'UCS et de Rt montrent qu'à très long terme, la valeur est plus élevée (8,1) qui reste pourtant très élevée par rapport au même mélange basé sur le slump. Un pourcentage solide élevé permet donc d'obtenir de meilleures résistances (Tableau 4-8).

Tableau 4-8 : UCS et Rt en fonction du temps pour 7% de liant type GU avec Cw% = 76%

Cure (jours)	UCS (kPa)	Rt (kPa)	Rapport UCS/Rt
7	767	130	5,9
14	876	160	5,5
28	1028	191	5,4
56	1423	188	7,6
91	1542	191	8,1

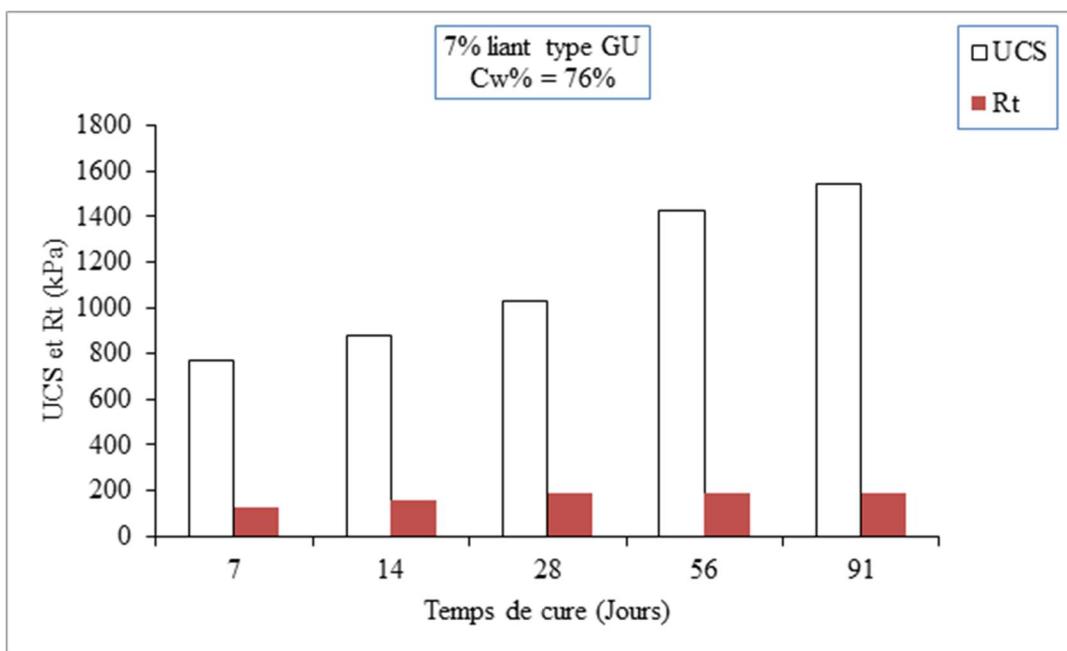


Figure 4-7 : Valeurs UCS et Rt en fonction du temps pour 7% de liant type GU avec Cw% = 76%

#### 4.1.8 Résultats pour les mélanges à 7% de liant type GU/Slag avec Cw% = 76%

Le rapport de l'UCS sur la Rt est plus élevé à long et très long terme que dans les courts termes (Figure 4-8). Malgré ces rapports UCS/Rt obtenus, la valeur de l'UCS reste quand même élevée par rapport au mélange précédent avec 7% de liant type GU. Par exemple à très long terme, il est de 4667 kPa pour le type GU/Slag, alors qu'elle est seulement de 1542 kPa pour le type GU (Tableau 4-9).

Tableau 4-9 : UCS et Rt en fonction du temps pour 7% de liant type GU/Slag avec Cw% = 76%

Cure (jours)	UCS (kPa)	Rt (kPa)	Rapport UCS/Rt
7	277	67	4,2
14	1538	248	6,2
28	2575	532	4,8
56	4380	581	7,5
91	4667	602	7,8

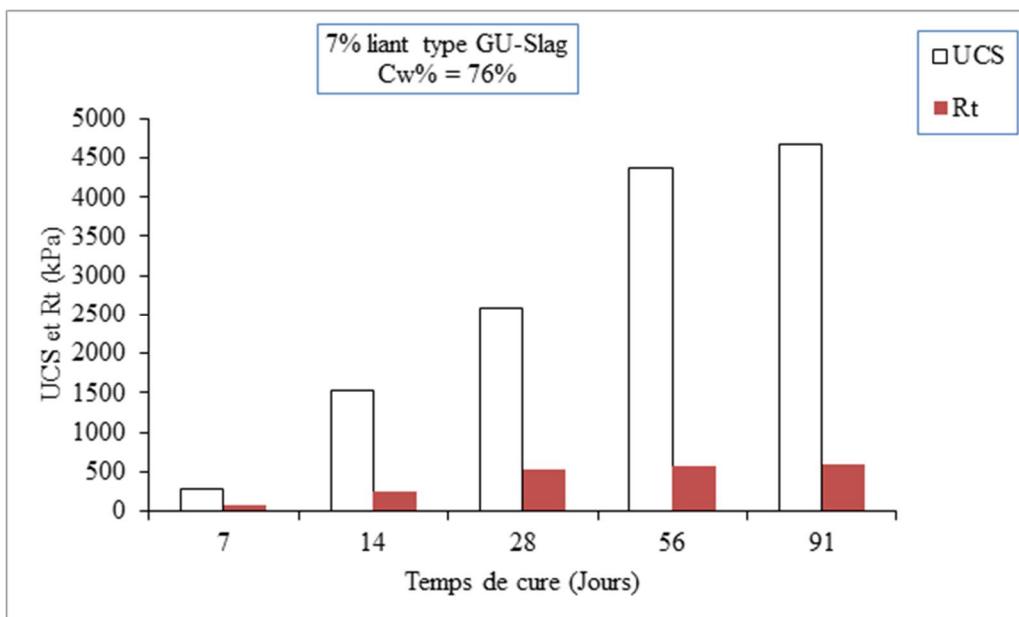


Figure 4-8 : Valeurs UCS et Rt en fonction du temps pour 7% de liant type GU/Slag avec Cw% = 76%

## 4.1.9 Contribution des sciures d'étable à la résistance en compression

### 4.1.9.1 Compression uniaxiale

#### 4.1.9.1.1 Mélanges de remblai à 3% de liant type GU à base de slump

L'addition de sciure d'étable n'apporte pas une amélioration de la résistance à la compression uniaxiale (Figure 4-9). Une perte de résistance considérable (28%, 25% et 20%) est observée à très court terme (7 jours), long terme (56 jours) et très long terme (91 jours) respectivement. Cependant à court terme (14 jours) et moyen terme (28 jours), la perte de résistance est minime et se situe autour de 3%.

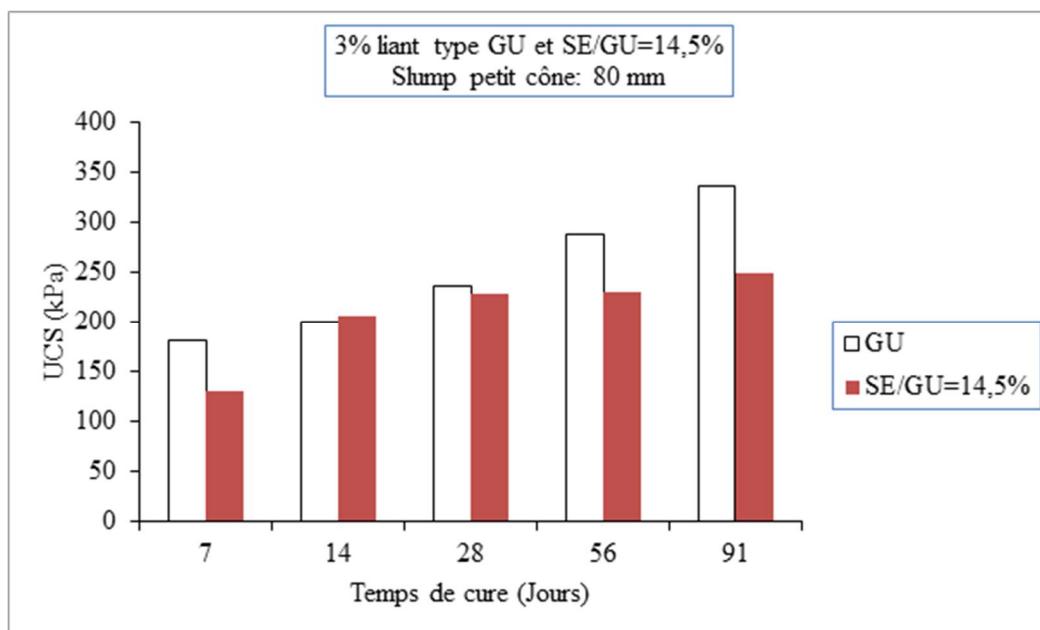


Figure 4-9 : Contribution en UCS de la sciure d'étable au mélange à 3% de liant type GU avec slump

#### 4.1.9.1.2 Mélanges de remblai à 3% de liant type GU/Slag à base de slump

L'utilisation de la sciure d'étable n'apporte pas non plus un gain de résistance à la compression uniaxiale (Figure 4-10). La perte de résistance la plus élevée est d'environ 15% dans le très court terme et le court terme, et de 8% et 9% à long terme et très long terme respectivement. Par contre, la sciure d'étable apporte 4% plus de résistance à moyen terme.

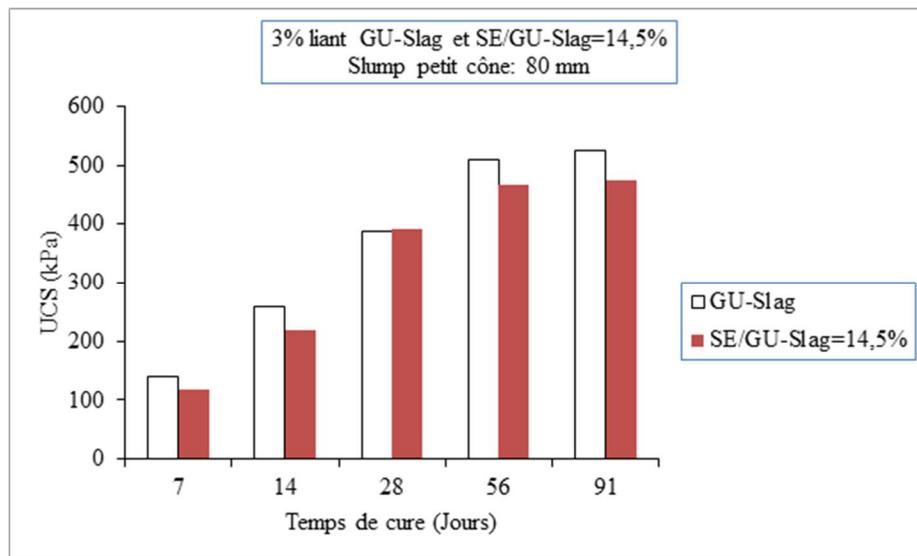


Figure 4-10 : Contribution en UCS de la sciure d’érable au mélange à 3% de liant type GU/Slag avec slump

#### 4.1.9.1.3 Mélanges de remblai à 3% de liant type GU à $C_w\% = 76\%$

Avec le type de mélange avec 3% de liant type GU avec de la sciure d’érable, un gain de résistance plus élevée est obtenu dans le très court terme (12% environ) et le moyen terme (16% environ), avec une faible contribution dans le court terme et le très long terme d’environ 5%. Toutefois, une perte de résistance d’environ 10% a été notée (Figure 4-11).

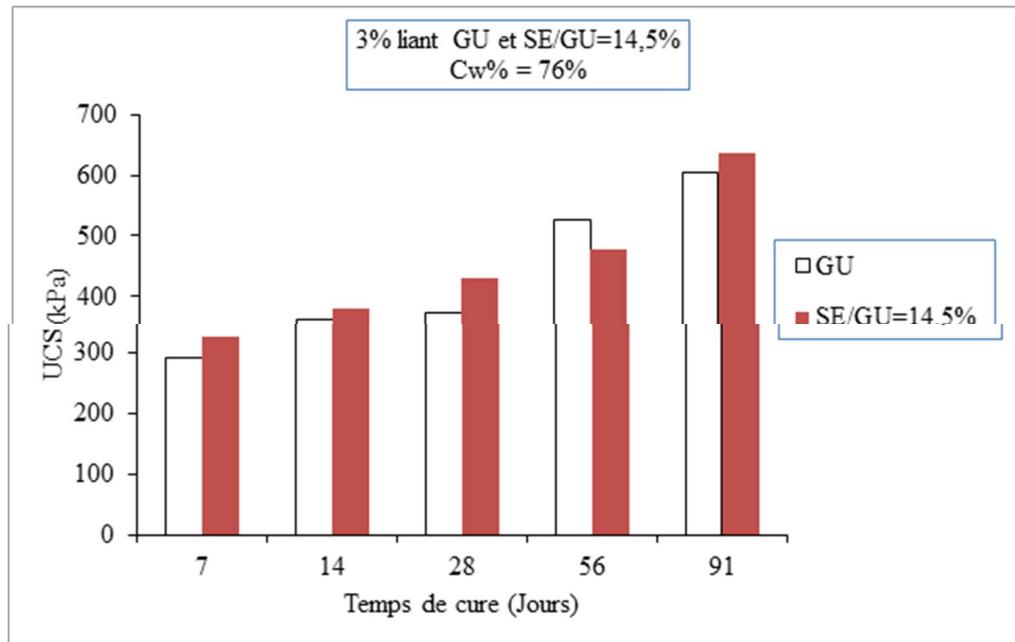


Figure 4-11 : Contribution en UCS de la sciure d'étable au mélange à 3% de liant type GU avec  
Cw% = 76%

#### 4.1.9.1.4 Mélanges de remblai à 3% de liant type GU/Slag à Cw% = 76%

Avec l'ajout de sciures d'étable, le plus grand gain de résistance n'est observé qu'à très court terme et à moyen terme avec respectivement une augmentation de 34% et de 28% environ. À court terme, ce gain est de 9%. Par contre à très long terme, il y a une perte de résistance d'environ 5% (Figure 4-12).

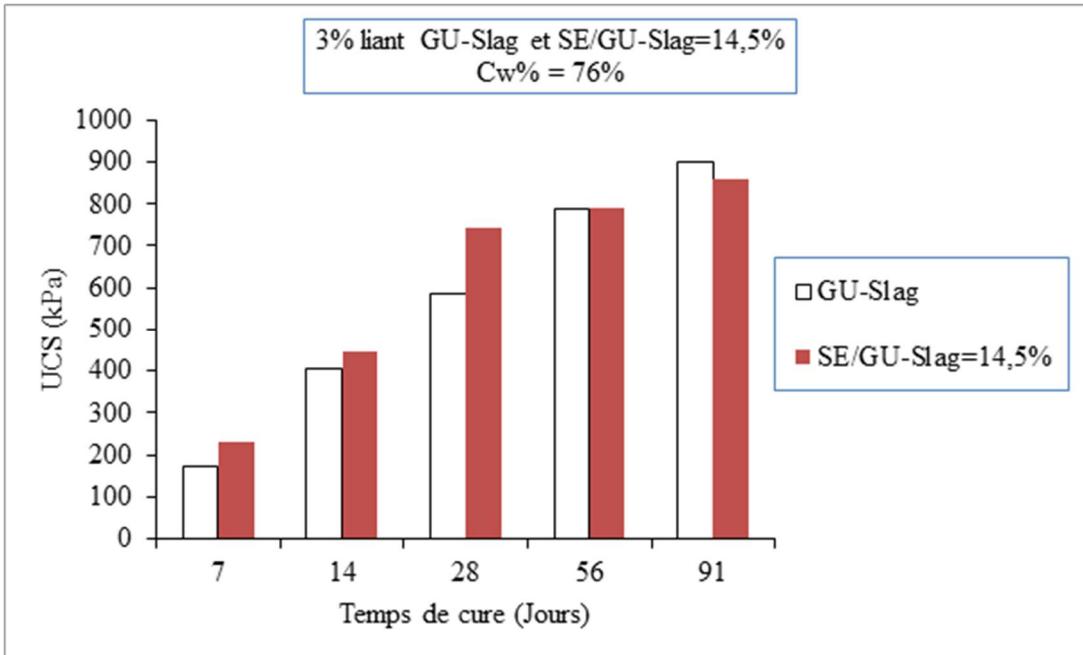


Figure 4-12 : Contribution en UCS de la sciure d'érable au mélange à 3% de liant type GU avec Cw% = 76%

#### 4.1.9.1.5 Mélanges de remblai à 7% de liant type GU à base de slump

De manière générale, une perte de résistance a été notée. Seuls les tests à très court terme montrent qu'il y a un gain de résistance de 25%. Dans le long et le très long terme, il y a une plus grande perte de résistance (respectivement de 12% et de 15%) (Figure 4-13).

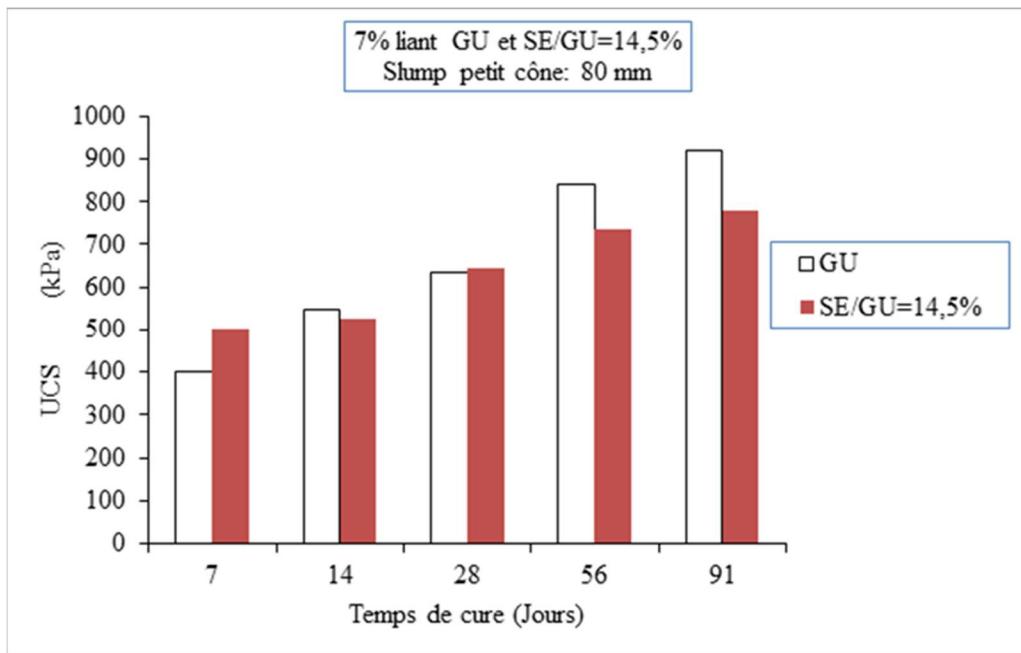


Figure 4-13 : Contribution en UCS de la sciure d’érable au mélange à 7% de liant type GU avec slump

#### 4.1.9.1.6 Mélanges de remblai à 7% de liant type GU/Slag à base de slump

De façon générale, la résistance est moins élevée suite à l’ajout de sciure d’érable. La plus grande perte de résistance a été remarquée à très court terme et court terme (autour de 43%) ; suivi du moyen terme (27%), enfin à long terme et très long terme avec des pertes respectives de 15% et de 13% (Figure 4-14).

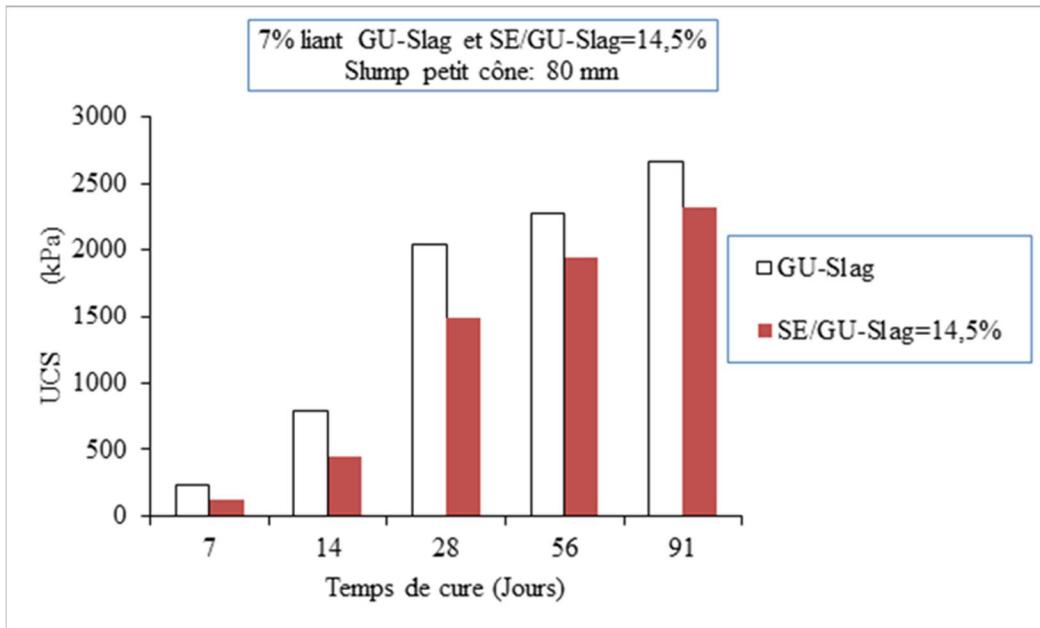


Figure 4-14 : Contribution en UCS de la sciure d'étable au mélange à 7% de liant type GU/Slag avec slump

#### 4.1.9.1.7 Mélanges de remblai à 7% de liant type GU à Cw% = 76%

À très court terme, le remblai perd une résistance de 7% tandis que dans le court terme et le moyen terme, les gains de résistance sont respectivement de 12% et de 3%. À long terme et très long terme, l'ajout de sciure d'étable n'augmente pas la résistance (Figure 4-15).

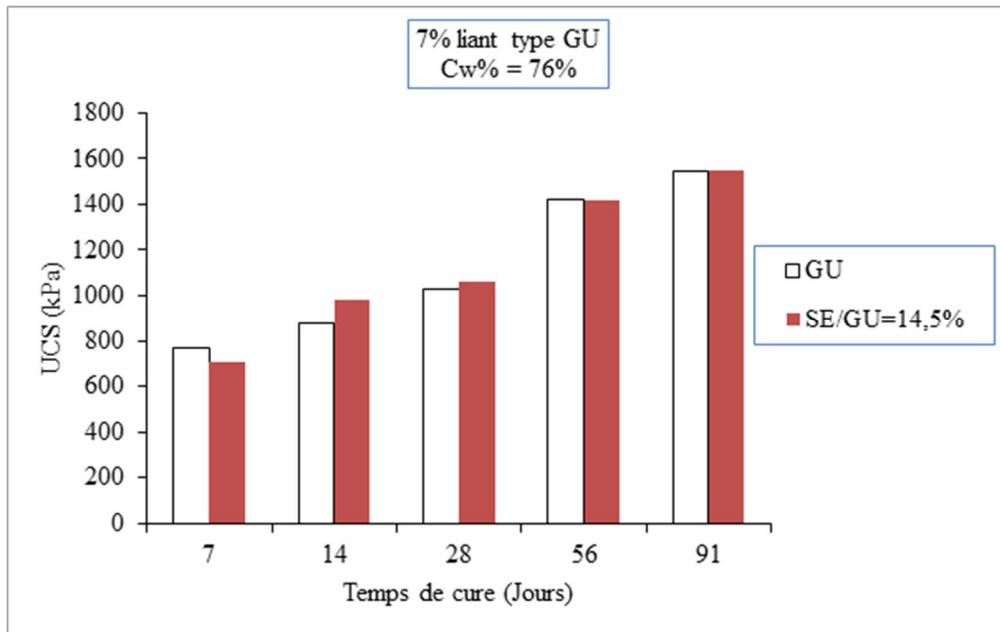


Figure 4-15 : Contribution en UCS de la sciure d'étable au mélange à 7% de liant type GU avec Cw%

#### 4.1.9.1.8 Mélanges de remblai à 7% de liant type GU/Slag à Cw% = 76%

Pour tous les temps de cure, la résistance diminue. À très court terme, la perte de résistance est de 68%, 73% à court terme, 50% à moyen terme et 14% et de 8% à long terme et très long terme respectivement (Figure 4-16).

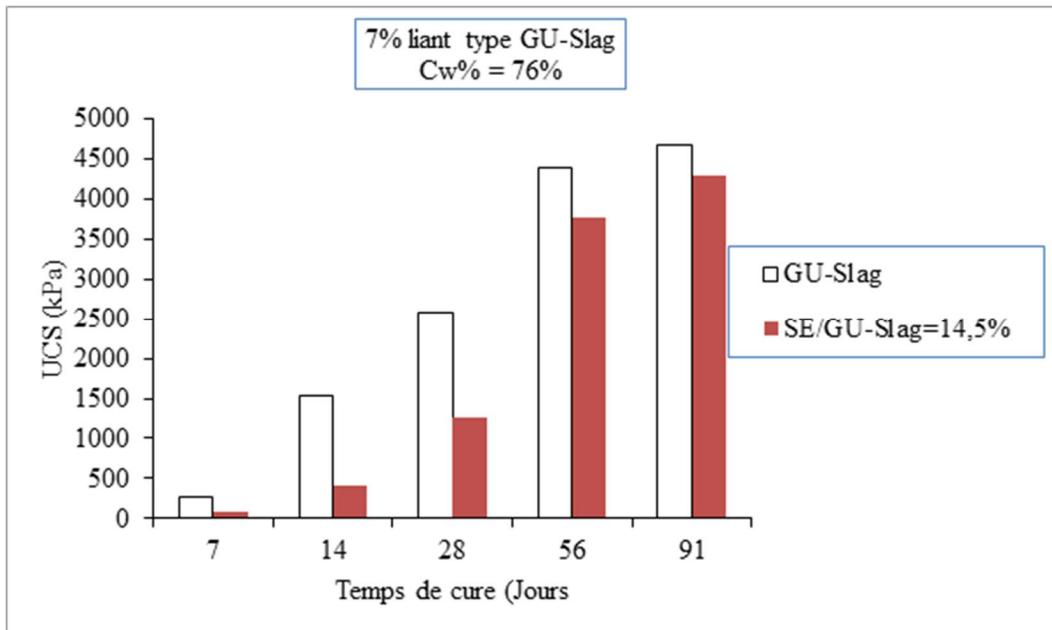


Figure 4-16 Contribution en UCS de la sciure d’érable au mélange à 7% de liant type GU/Slag avec Cw%

#### 4.1.9.2 Compression diamétrale

##### 4.1.9.2.1 Mélanges de remblai à 3% de liant type GU à base de slump

De manière générale, il n'y a pas de contribution à la résistance à la traction. À très court terme et court terme, la perte de résistance est respectivement de 23% et 33%. A moyen terme, la résistance à la traction est sensiblement la même. Dans le long et le très long terme la perte de résistance est d'environ 17% (Figure 4-17).

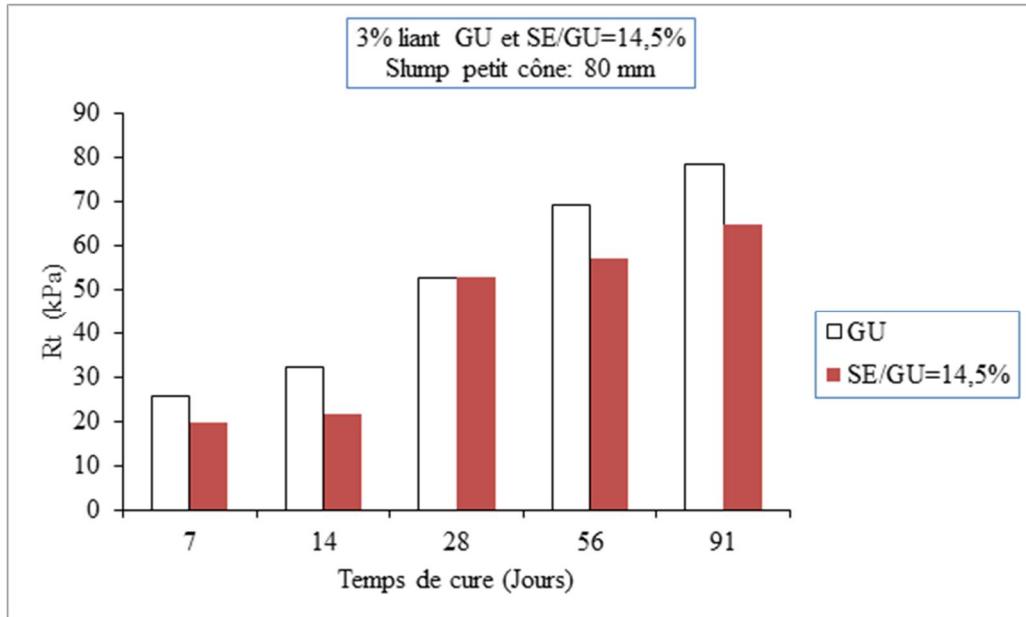


Figure 4-17 : Contribution en Rt de la sciure d’érable au mélange à 3% de liant type GU avec slump

#### 4.1.9.2.2 Mélanges de remblai à 3% de liant type GU/Slag à base de slump

Dans ce mélange, les sciures d’érable entraînent une perte de résistance, sauf à moyen terme, où la résistance augmente légèrement de 3% environ (Figure 4-18). À très court terme et à court terme, la résistance diminue d’environ de 29% et de 9% tandis qu’à long terme et très long terme, elle diminue de 11% et de 7% respectivement.

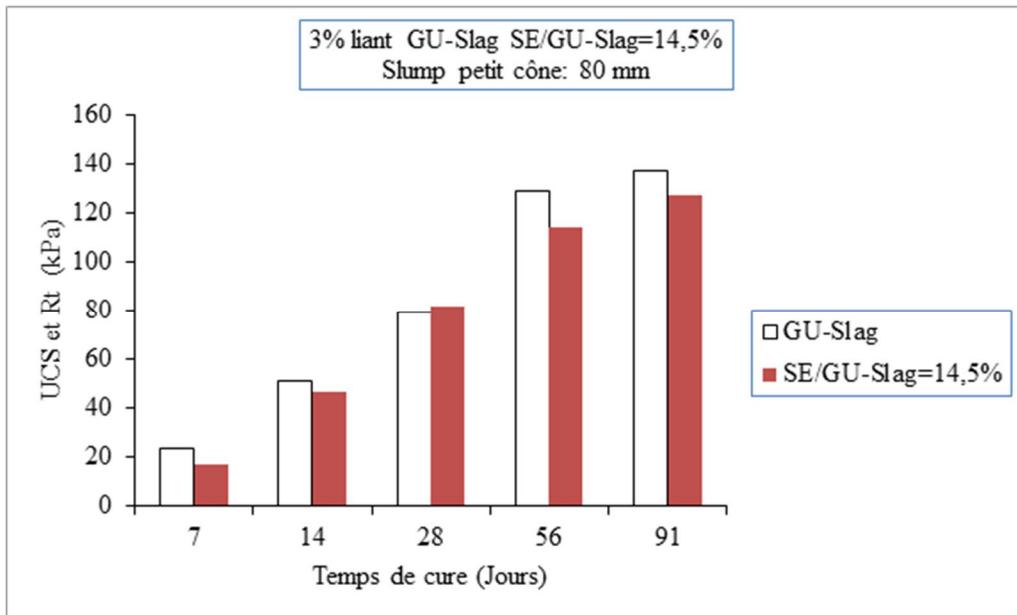


Figure 4-18 : Contribution en Rt de la sciure d'étable au mélange à 3% de liant type GU/Slag avec slump

#### 4.1.9.2.3 Mélanges de remblai à 3% de liant type GU à Cw% = 76%

L'ajout de sciures d'étable entraîne une perte de résistance (Figure 4-19). À très court terme, la résistance du remblai à la traction diminue de 13%, à long terme et à très long terme, elle diminue de 16% et 6% respectivement.

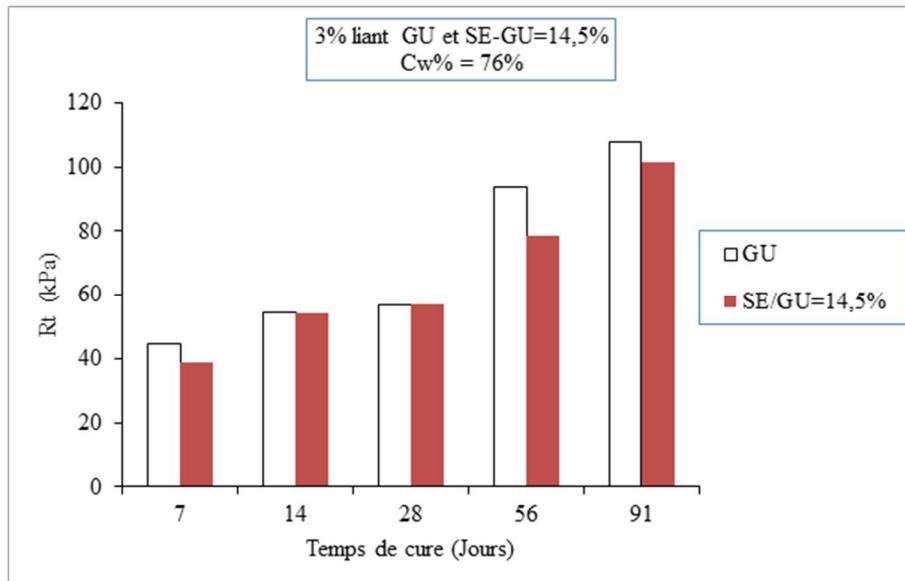


Figure 4-19 : Contribution en Rt de la sciure d’érable au mélange à 3% de liant type GU avec Cw%

#### 4.1.9.2.4 Mélanges de remblai à 3% de liant type GU/Slag à Cw% = 76%

La sciure d’érable n’améliore pas la résistance du remblai qui diminue de 6% dans le très court terme, 32% dans le court terme, 12% dans le long terme et 8% dans le très long terme. Seul à moyen terme, la résistance augmente de 18% (Figure 4-20).

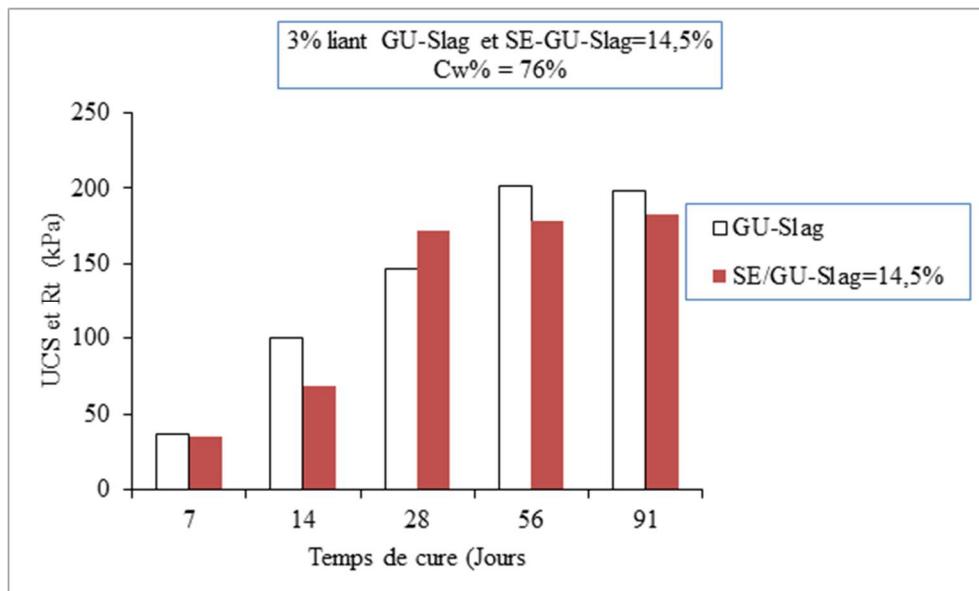


Figure 4-20 : Contribution en Rt de la sciure d’érable au mélange à 3% de liant type GU/Slag avec Cw%

#### 4.1.9.2.5 Mélanges de remblai à 7% de liant type GU à base de slump

Comme précédemment, la résistance des mélanges n'a pas été améliorée avec l'ajout de la sciure d'érable. À très court terme la perte de résistance est de 2%, à court terme elle est de 6%, à long terme 13% et à très long terme 9%. Par contre à moyen terme, elle augmente autour de 12% (Figure 4-21).

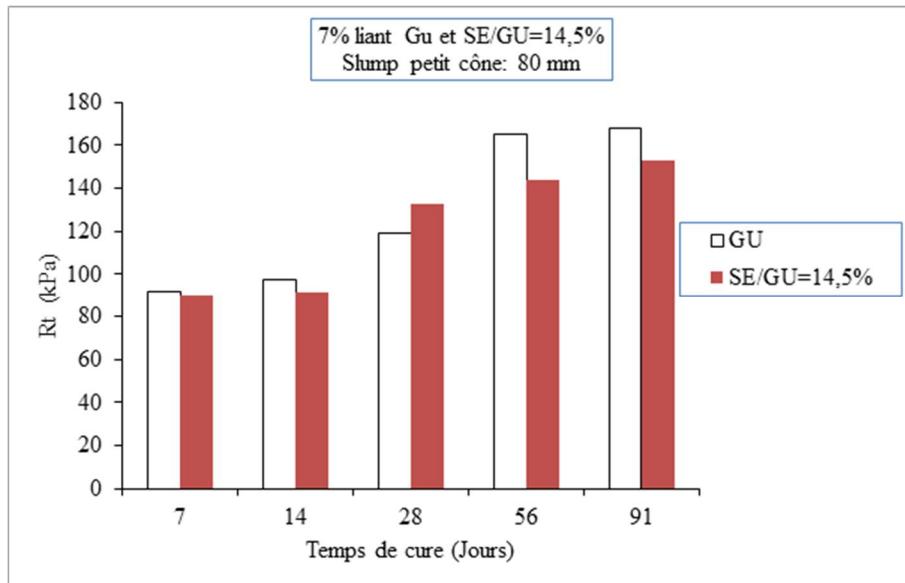


Figure 4-21 : Contribution en Rt de la sciure d’érable au mélange à 7% de liant type GU avec slump

#### 4.1.9.2.6 Mélanges de remblai à 7% de liant type GU/Slag à base de slump

La perte de résistance liée à l’ajout de sciures d’érable est observée à tous les temps de cure sauf à 28 jours (Figure 4-22). À très court terme, la résistance diminue de 41%, à court terme 35% et à long terme 2%. Cependant, à moyen terme et très long terme, la résistance augmente respectivement de 7% et 3%.

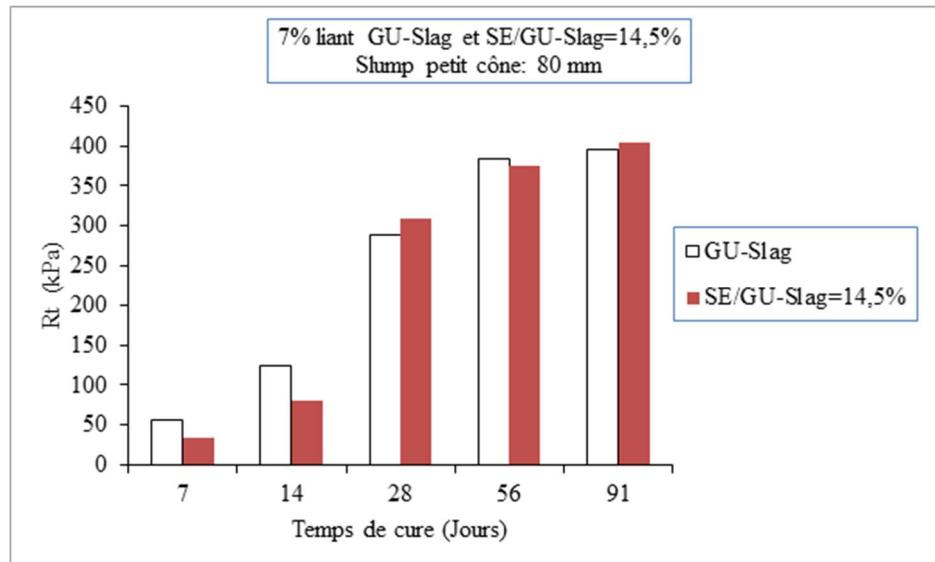


Figure 4-22 : Contribution en Rt de la sciure d’érable au mélange à 7% de liant type GU/Slag avec slump

#### 4.1.9.2.7 Mélanges de remblai à 7% de liant type GU à Cw% = 76%

La résistance augmente pour tous les temps de cure sauf à très long terme (Figure 4-23). À très court terme, la résistance diminue de 6%, 2% à court terme, 4% environ à moyen terme et 4% à long terme. Par contre, elle augmente de 2% environ à très long terme.

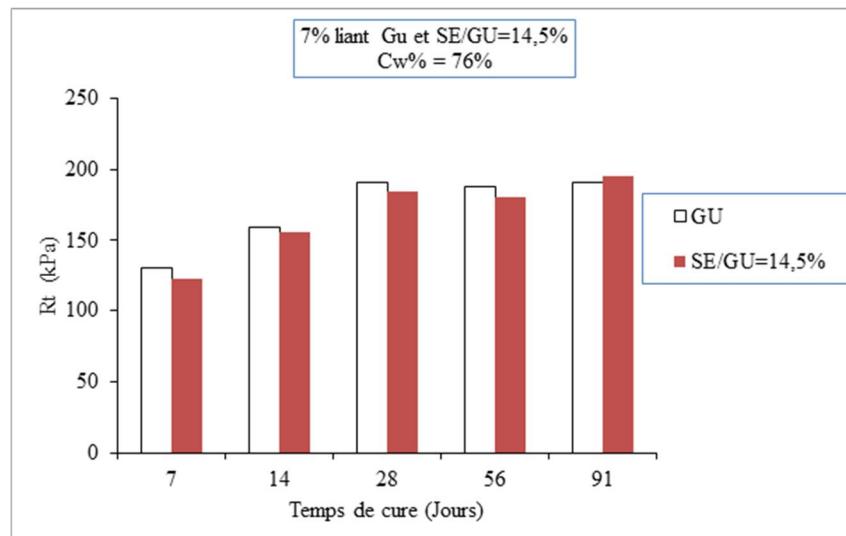


Figure 4-23 : Contribution en Rt de la sciure d’érable au mélange à 7% de liant type GU avec Cw%

#### 4.1.9.2.8 Mélanges de remblai à 7% de liant type GU/Slag à $C_w\% = 76\%$

La plus grande diminution de résistance est notée dans le très court terme (82%), suivi du court terme de 64%, du moyen terme de 47% et du long terme de 11%. À très long terme, la résistance augmente d'environ 12% (Figure 4-24).

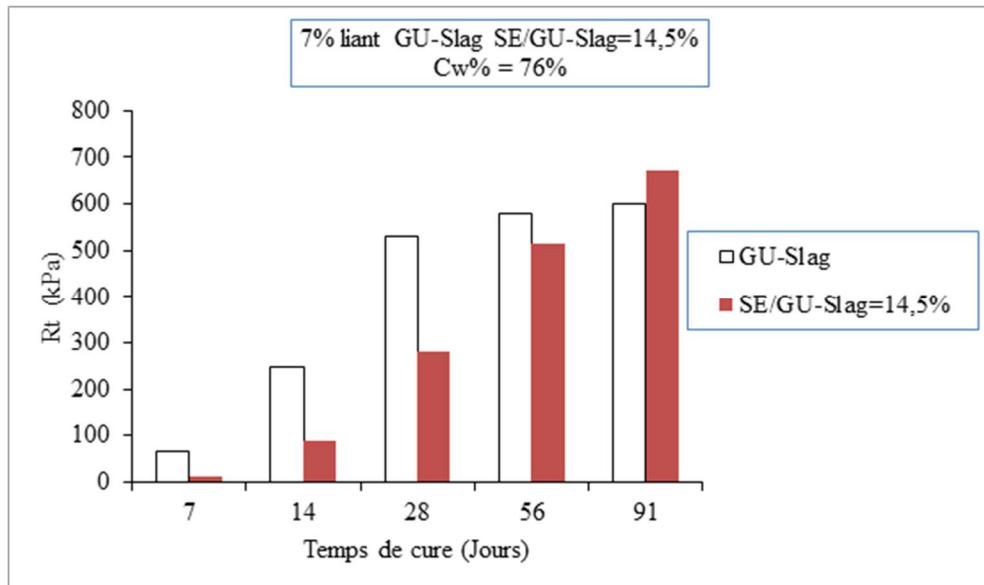


Figure 4-24 : Contribution en R<sub>t</sub> de la sciure d'étable au mélange à 7% de liant type GU/Slag avec Cw%

#### 4.1.10 Récapitulatif des résultats sur les essais de résistances mécaniques

Pour les mesures de résistances mécaniques, deux proportions de liant ont été utilisées, soit 3% et 7%. Pour chaque proportion, deux types de liant ont été utilisés, le type GU et le type 20GU/80Slag. Pour chaque type de liant, on a utilisé deux types de mélange, un basé sur le pourcentage solide ( $C_w\% = 76\%$ ) et l'autre basé sur un affaissement de 80 mm (au petit cône).

L'augmentation de la proportion de liant de 3% à 7% entraîne une augmentation de la résistance à la compression. Pour tous les types de mélange (affaissement de 80 mm et  $C_w\% = 76\%$ ), la résistance à la compression uniaxiale augmente de 120% à 176% pour le type de liant GU, et de 60% à 418% pour le type de liant GU/Slag. Quant à la résistance à la traction, elle augmente de

77% à 256% pour le type GU et de 80% à 265% pour le type GU/Slag. Après ajout de sciures d'étable, la résistance à la compression uniaxiale augmente entre 116% et 284% pour le type GU et entre 11% à 398% pour le type GU/Slag, sauf pour le très court terme (7 jours) et court terme (14 jours) avec le type de mélange basé sur le pourcentage solide de 76%. En effet, il y'a une perte de résistance de 62% à 7 jours de et de 7% à 14 jours. Pour ce qui est de la résistance à la traction, elle augmente entre 93% et 358% pour le type GU et entre 63% et 279% pour le type GU/Slag sauf dans le très court terme et avec le pourcentage solide de 76% où une perte de résistance de 65% a été enregistrée.

## 4.2 Résistance au cisaillement de la matrice de remblai

### 4.2.1 Résultats du cisaillement direct des blocs de remblai en pâte cimenté

Dans tout ce qui suit, les essais ont été réalisés en se basant sur un slump de 80 mm à l'aide du petit cône d'Abram.

#### 4.2.1.1 Blocs de remblai à 7 jours de temps de cure

Trois niveaux de contrainte normale ont été appliqués sur le bloc de remblai pour déterminer la résistance au cisaillement associée à chaque contrainte normale. Les courbes de contrainte de cisaillement en fonction des déplacements tangentiels montrent un comportement élasto-plastique avec un plateau pour les proportions de liant à 3% et 5% type GU/Slag (Figure 4-25). Tandis que pour celle à 7% de proportion de liant, le comportement est élasto-plastique avec écrouissage négatif. Ceci semble lié aux liens de cimentation qui sont plus renforcés quand la proportion de liant est importante. Donc, après la rupture de ces forts liens de cimentation, le cisaillement à l'interface n'est pas capable de mobiliser une résistance supérieure à cette dernière.

Les courbes de déplacement normal-déplacement tangentiel montrent de façon générale une contraction suivie d'une faible dilatance quand la contrainte normale appliquée est de 50 kPa (Figure 4-25). Ceci est dû au fait que la contrainte normale élevée empêche le déplacement vers le haut du bloc de remblai, tandis qu'une faible contrainte normale ne peut empêcher ce déplacement.

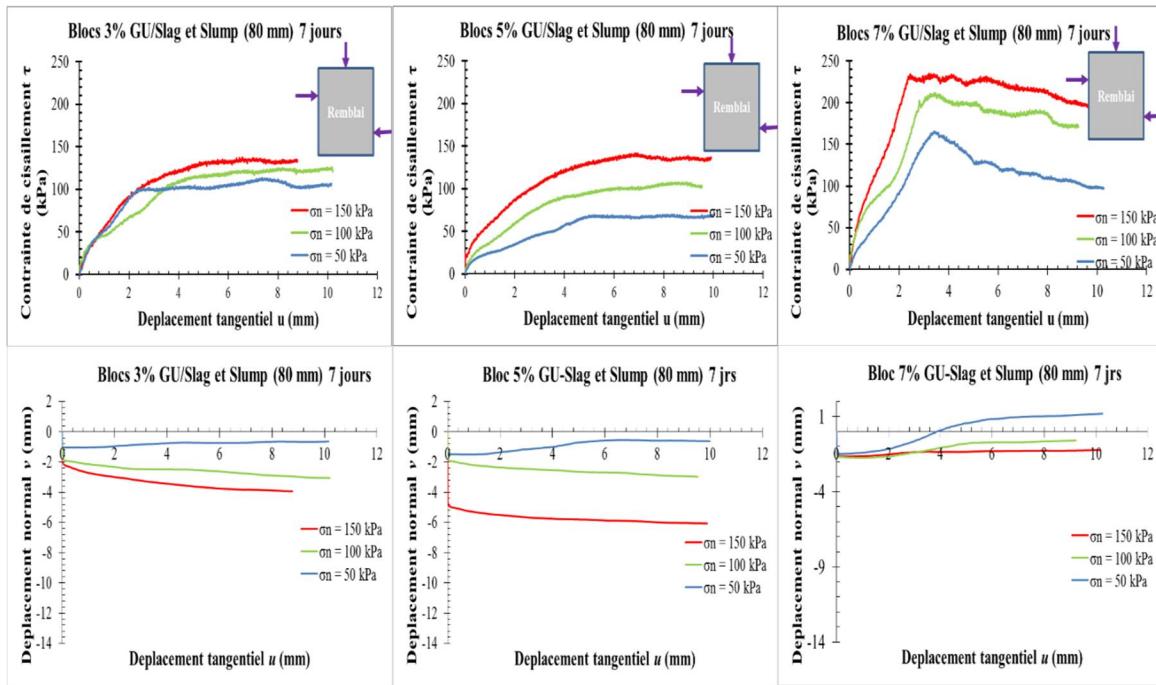


Figure 4-25 : Courbes de contrainte-déformation et déplacement normal-déplacement tangentiel des blocs de remblai curés à 7 jours avec différentes proportions de liant

Les raideurs ont de grandes valeurs pour la proportion de liant à 7%, due sûrement à la forte présence de liant dans la matrice. Avec une proportion de 3% et en appliquant une contrainte normale de 50 kPa, la résistance au cisaillement est de 100 kPa. Pour une contrainte normale appliquée de 100 kPa, et 150kPa, la résistance au cisaillement est de 117 kPa et 138 kPa respectivement. Les raideurs développées par ces interfaces, quand le déplacement tangentiel se produisait, sont de 80 kPa/mm, 120 kPa/mm et de 90 kPa/mm après application de contraintes normales de 50 kPa, 100 kPa et 150 kPa respectivement. La raideur à l'interface augmente alors avec la contrainte normale appliquée à cause de la résistance au cisaillement qui s'accroît dans le plan de rupture.

Pour une proportion de 5%, si une contrainte normale de 50 kPa, 100 kPa et 150 kPa, alors les résistances au cisaillement sont respectivement 69 kPa, 107 kPa et 141 kPa. Les raideurs développées par ces interfaces quand le déplacement tangentiel se produisait sont de 56,67 kPa/mm, 83,33 kPa/mm et de 105,26 kPa/mm pour les contraintes normales appliquées de 50 kPa, 100 kPa et 150 kPa respectivement.

Enfin pour 7% de proportion de liant, si la contrainte normale appliquée est de 50 kPa, alors la résistance au cisaillement est de 163 kPa. Lorsque cette contrainte est de 100 kPa, la résistance au cisaillement est de 202 kPa. En appliquant 150 kPa de contrainte normale, la résistance au cisaillement est de 236 kPa. Après application de contraintes normales de 50 kPa, 100 kPa et 150 kPa, les raideurs développées par ces interfaces, avec la raideur tangentielle, sont de 105 kPa/mm, 200 kPa/mm et de 280 kPa/mm respectivement (Tableau 4-10).

Tableau 4-10 : Paramètres des blocs de remblai avec un temps de cure de 7 jours

<b>3%_SL_GU-S</b>			
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_p</math> (kPa)</b>	<b><math>u_p</math> (mm)</b>	<b><math>K_s</math> (kPa/mm)</b>
50	100	2,4	80
100	117	4,0	120
150	138	3,6	90
<b>5%_SL_GU-S</b>			
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_p</math> (kPa)</b>	<b><math>u_p</math> (mm)</b>	<b><math>K_s</math> (kPa/mm)</b>
50	69	5,0	57
100	107	5,8	83
150	141	5,8	105
<b>7%_SL_GU-S</b>			
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_p</math> (kPa)</b>	<b><math>u_p</math> (mm)</b>	<b><math>K_s</math> (kPa/mm)</b>
50	163	3,4	105
100	202	3,0	200
150	236	2,4	280

#### 4.2.1.2 Blocs de remblai à 14 jours de temps de cure

La Figure 4-26 montre qu'à partir de 14 jours, les courbes contraintes de cisaillement-déplacement tangentiel ont un comportement élastoplastique avec écrouissage négatif. Ce comportement est sûrement dû aux liens de cimentations qui se sont renforcés à la faveur du temps de cure. Ainsi, le frottement à l'interface après la rupture du bloc n'est plus capable de mobiliser une résistance semblable à celle des liens de cimentation.

D'autre part, les courbes de déplacement normal-déplacement tangentiel montrent une contraction suivie d'une phase de dilatance qui permet d'atteindre et de dépasser la hauteur initiale de l'échantillon, particulièrement pour la proportion de 7% en liant type GU/Slag. Cela est dû au fait qu'après la rupture du bloc, les aspérités étant rigides, un mouvement d'ascension de certaines aspérités sur d'autres provoque une grande ouverture de la rupture du bloc et une augmentation de la hauteur de l'échantillon.

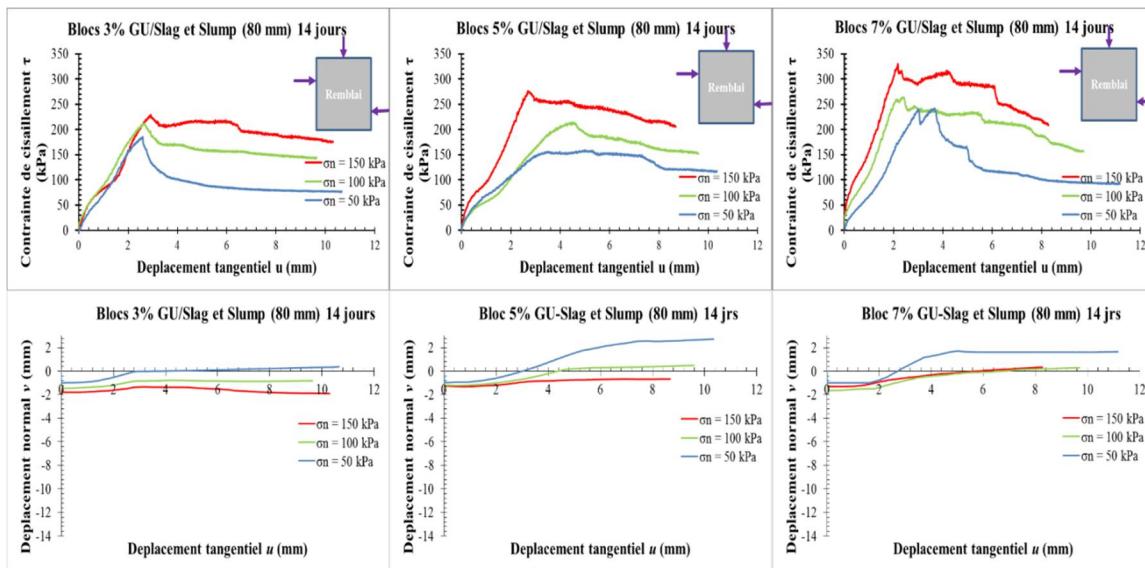


Figure 4-26 : Courbes de contrainte-déformation et déplacement normal-déplacement tangentiel des blocs de remblai curés à 14 jours avec différentes proportions de liant

Pour 3% de liant type GU/Slag et en appliquant une contrainte normale de 50 kPa, la résistance au cisaillement est de 182 kPa, avec une raideur de 92,9 kPa/mm. Avec une contrainte normale de 100 kPa, le pic est de 210 kPa et la raideur est de 100 kPa/mm. Si la contrainte normale est de 150

kPa, le pic observé est de 227 kPa quand le déplacement tangentiel est de 2,9 mm. La raideur dans ce cas est de 116,7 kPa/mm.

Pour une proportion de 5% de liant type GU/Slag, si la contrainte normale appliquée est de 50 kPa, alors la résistance au cisaillement est de 165 kPa. Si cette contrainte est de 100 kPa, la résistance au cisaillement est de 214 kPa, et si elle est de 150 kPa, la résistance au cisaillement est de 276 kPa. Les raideurs développées par ces interfaces avec un déplacement tangentiel sont de 108,1 kPa/mm, 96 kPa/mm et de 142,9 kPa/mm après application de contraintes normales 50 kPa, 100 kPa et 150 kPa respectivement.

Enfin pour 7% de liant type GU/Slag, si la contrainte normale appliquée est de 50 kPa alors la résistance au cisaillement est de 240 kPa. Après application de contrainte normale de 100 kPa, cette résistance est de 265 kPa. Avec une contrainte normale de 150 kPa, elle est de 320 kPa. Les raideurs développées par ces interfaces, quand le déplacement tangentiel se produisait, sont de 110,5 kPa/mm, 145,5 kPa/mm et de 250 kPa/mm (contraintes normales appliquées de 50 kPa, 100 kPa et 150 kPa respectivement) (Tableau 4-11).

Tableau 4-11 : Paramètres des blocs à 14 jours

<b>3%_SL_GU-S</b>			
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_p</math> (kPa)</b>	<b><math>u_p</math> (mm)</b>	<b><math>K_s</math> (kPa/mm)</b>
50	182	2,5	92,9
100	210	2,6	100
150	227	2,9	116,7
<b>5%_SL_GU-S</b>			
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_p</math> (kPa)</b>	<b><math>u_p</math> (mm)</b>	<b><math>K_s</math> (kPa/mm)</b>
50	165	3,2	108,1
100	214	4,4	96,0
150	276	2,7	142,9
<b>7%_SL_GU-S</b>			
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_p</math> (kPa)</b>	<b><math>u_p</math> (mm)</b>	<b><math>K_s</math> (kPa/mm)</b>
50	240	3,0	110,5
100	265	2,1	145,5
150	320	2,2	250,0

#### 4.2.1.3 Blocs de remblai à 28 jours de temps cure

Les courbes contraintes de cisaillement-déplacement tangentiel montrent un comportement élasto-plastique avec écrouissage négatif dû aux liens de cimentations fortes existant dans la matrice grâce au temps de cure (Figure 4-27).

Quant aux courbes de déplacement normale-déplacement tangentiel, la tendance générale est une contraction suivie d'une dilatance due à la dureté des aspérités comme expliquées précédemment. Cette contraction est beaucoup plus marquée à 28 jours à cause des liens de cimentations qui sont encore plus forts.

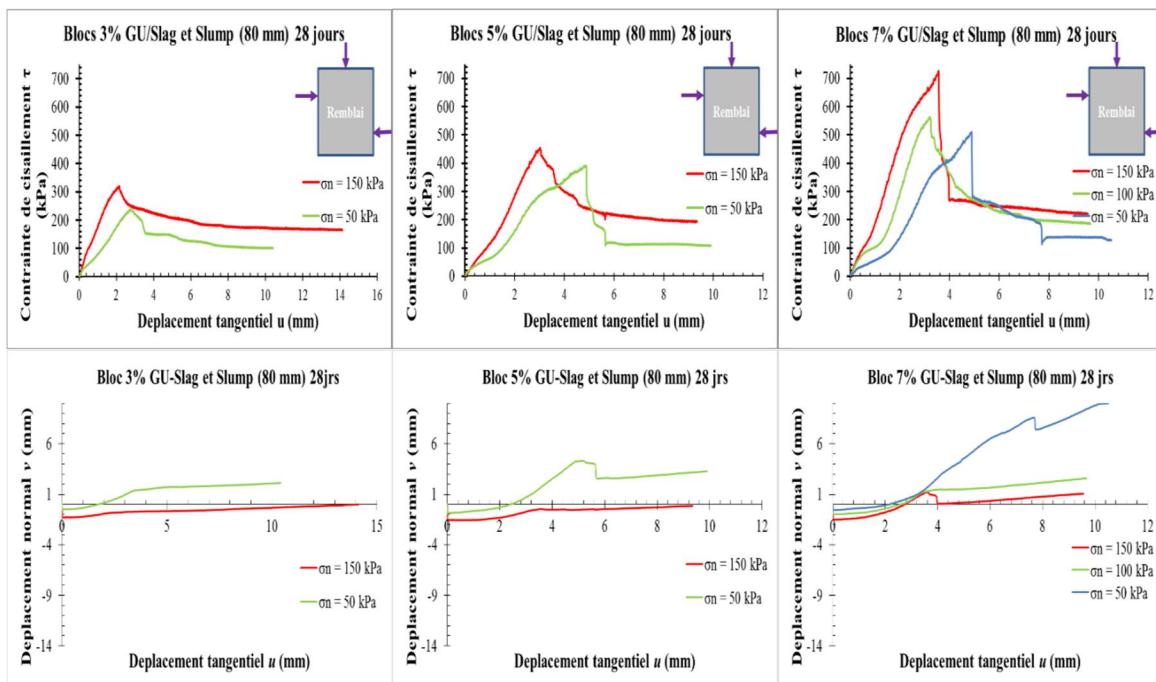


Figure 4-27 : Courbes de contrainte-déformation et déplacement normal-déplacement tangentiel des blocs de remblai curés à 14 jours avec différentes proportions de liant

Avec une proportion à 3%, si une contrainte normale de 50 kPa est appliquée, alors la résistance au cisaillement est de 236 kPa et un déplacement de 2,8 mm est observé. Quant à l'application d'une contrainte normale de 150 kPa, cette résistance au cisaillement est de 319,8 kPa pour un déplacement tangentiel de 2,1 mm. Les raideurs développées par ces interfaces sont de 100 kPa/mm, et de 135 kPa/mm pour les contraintes normales appliquées de 50 kPa et 150 kPa respectivement.

Pour 5% de liant type GU/Slag, si la contrainte normale appliquée est de 50 kPa, alors la résistance au cisaillement est de 381 kPa avec un déplacement de 4,8 mm. Après l'application d'une contrainte normale de 150 kPa, la résistance au cisaillement est de 462 kPa pour un déplacement tangentiel de 3 mm. Les raideurs développées par ces interfaces sont de 100 kPa/mm, et de 200 kPa/mm pour les contraintes normales appliquées de 50 kPa et 150 kPa respectivement.

Enfin pour 7% de liant type GU/Slag, si la contrainte normale appliquée est de 50 kPa, la résistance au cisaillement est de 520 kPa et cette dernière est de 590 kPa après avoir appliqué une contrainte de 100 kPa. Pour une contrainte normale de 150 kPa, cette résistance au cisaillement est de 703 kPa. Les raideurs développées par ces interfaces sont de 111 kPa/mm, 200 kPa/mm et de 233,33 kPa/mm pour les contraintes normales appliquées de 50 kPa, 100 kPa et 150 kPa respectivement (Tableau 4-12).

Tableau 4-12 : Paramètres des blocs avec un temps de cure de 28 jours

<b>3%_SL_GU-S</b>			
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_p</math> (kPa)</b>	<b><math>u_p</math> (mm)</b>	<b>Ks (kPa/mm)</b>
50	236	2,8	100
100			
150	319,8	2,1	135
<b>5%_SL_GU-S</b>			
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_p</math> (kPa)</b>	<b><math>u_p</math> (mm)</b>	<b>Ks (kPa/mm)</b>
50	381	4,8	100
100			
150	462	3	200
<b>7%_SL_GU-S</b>			
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_p</math> (kPa)</b>	<b><math>u_p</math> (mm)</b>	<b>Ks (kPa/mm)</b>
50	520	4,9	111,11
100	590	3,2	200
150	703	3,6	233,33

#### 4.2.1.4 Récapitulatifs sur les essais de cisaillement direct des blocs de remblai

Les résultats montrent que la résistance au cisaillement augmente avec le temps de cure. Ainsi à 3% de liant type GU/Slag, la résistance au cisaillement augmente entre 82% et 29% quand le temps de cure passe respectivement de 14 jours à 28 jours (avec une contrainte normale appliquée de 50 kPa). Pour 100 kPa de contrainte normale appliquée, quand le temps de cure passe de 7 jours à 14 jours on note une augmentation de la résistance au cisaillement de 79%. D'autre part, cette

augmentation est de 64% et 41% quand le temps de cure passe de 14 jours à 28 jours respectivement (contrainte normale appliquée de 150 kPa).

Pour la proportion de liant à 5% type GU/Slag, l'augmentation de la résistance au cisaillement quand la contrainte normale appliquée est de 50 kPa est de 139% puis de 131% quand le temps de cure passe respectivement de 14 jours à 28 jours. Quand la contrainte normale appliquée est de 150 kPa la résistance au cisaillement augmente de 36% puis de 120% quand les temps de cure passent à 14 jours puis à 28 jours.

Si la proportion de liant est de 7% type GU/Slag, la résistance au cisaillement augmente de 47% puis de 117% pour les temps de cure respectivement de 14 jours et de 28 jours, quand la contrainte normale appliquée est de 50 kPa. Par ailleurs pour une contrainte normale appliquée de 100 kPa, cette résistance augmente de 31% et de 123% pour des temps de cure passant respectivement de 14 jours à 28 jours. En outre pour la contrainte normale de 150 kPa, quand le temps de cure passe à 14 jours à 28 jours, la résistance augmente respectivement de 36% à 120%.

D'autre part quand la proportion de liant augmente, la résistance au cisaillement varie. C'est ainsi que si la proportion de liant passe de 3% à 5% : pour 7 jours de temps de cure la résistance au cisaillement baisse de 31% et de 9% puis augmente ensuite de 2% quand les contraintes normales appliquées sont respectivement de 50 kPa, 100 kPa et de 150 kPa. À 14 jours de temps de cure il y'a une perte de 9%, suivie d'une augmentation de 2% puis de 22% quand la contrainte normale est respectivement de 50 kPa, 100 kPa et 150 kPa. À 28 jours de temps de cure l'augmentation de la résistance est de 62% puis de 44% quand la contrainte normale est respectivement de 50 kPa puis de 150 kPa. Si la proportion de liant passe de 5% à 7% alors à 7 jours la résistance au cisaillement augmente de 136%, ensuite de 89% et de 67% quand la contrainte normale appliquée est respectivement de 50 kPa, 100 kPa et 150 kPa. Pour ces mêmes contraintes normales et pour 14 jours de cure la résistance au cisaillement augmente respectivement de 45%, 24% et de 16%. Cette augmentation est de 36% et de 52% pour des contraintes normales appliquées de 50 kPa et de 150 kPa quand le temps de cure est de 28 jours.

La raideur ( $K_s$ ) traduit la rigidité du bloc de remblai. Selon les résultats obtenus la raideur n'est pas une fonction croissante du temps de cure, ni de la proportion de liant. En effet à 3% de liant type GU/Slag et à 7 jours de cure la raideur varie de 80 kPa/mm à 120 kPa/mm, alors qu'à 14 jours

de cure elle varie de 93 kPa/mm à 117 kPa/mm. D'autre part quand le liant passe à 5% cette raideur varie de 57 kPa/mm à 105 kPa/mm.

## 4.2.2 Résultats sur les essais triaxiaux

Les essais triaxiaux ont été réalisés dans des moules de dimension 100 mm de diamètre et 200 mm de hauteur. Les mélanges étaient fabriqués avec des proportions de liant à 3%, 5% et 7% type GU/Slag (20-80). Pour toutes ces proportions de liant, des temps de cure de 3 jours et de 7 jours sont utilisés. Seuls les résultats du mélange à 5% de liant avec un temps de cure de 3 jours sont présentés. Les autres données sont montrées dans les annexes.

### 4.2.2.1 Représentation de la contrainte déviatorique $\Delta\sigma$

La contrainte déviatorique est la différence entre la pression axiale ( $\sigma_1$ ) et la pression de confinement ( $\sigma_3$ ). Cette différence est suivie d'une déformation axiale (abscisse). Les courbes montrent un comportement élasto-plastique avec écrouissage positif. Pour un confinement de 450 kPa, la contrainte déviatorique à la rupture est de 235 kPa avec 0,7% de déformation axiale. Pour un confinement de 400 kPa, la rupture se produit à une contrainte déviatorique de 160 kPa avec la déformation axiale de 3,4%. En outre, le confinement de 350 kPa la pression déviatorique est de 78 kPa avec la déformation de 0,8% (Figure 4-28).

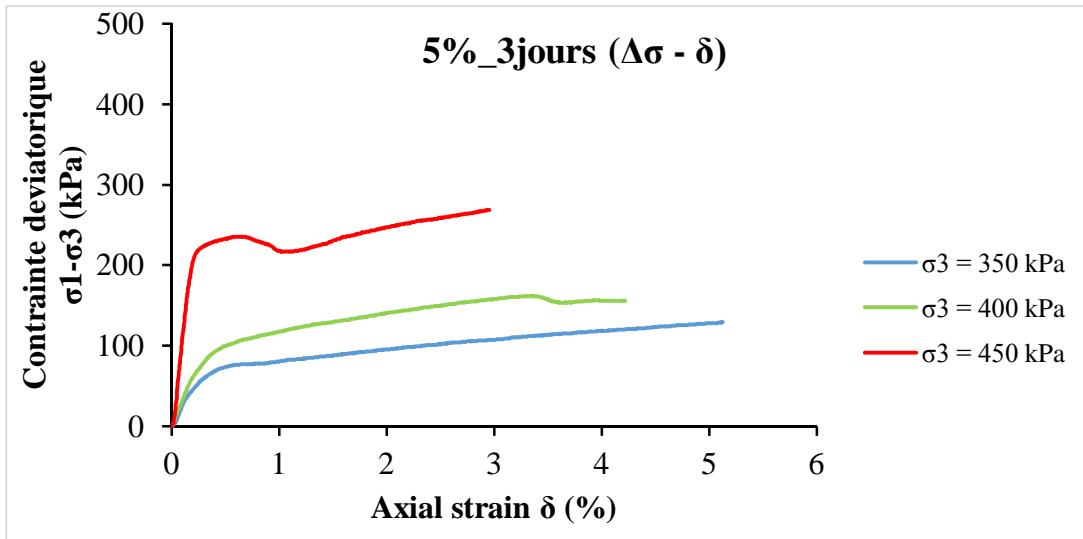


Figure 4-28 : Figure représentative de la contrainte déviatorique

#### 4.2.2.2 Représentation des contraintes déviatoriques et normales

La Figure 4-29 représente le déviateur de contrainte ou contrainte de cisaillement ( $q, q'$ ) en fonction des contraintes moyenne ou normale ( $p, p'$ ) ;  $q$  est la contrainte déviatorique totale et  $q'$  est la contrainte déviatorique effective. D'autre part  $p$  est la contrainte moyenne totale et  $p'$  est contrainte moyenne effective.

Ces courbes montrent qu'à la rupture, les contraintes totales sont plus faibles que les contraintes effectives. Cela est dû à la présence d'eau (Pierce, 2001).

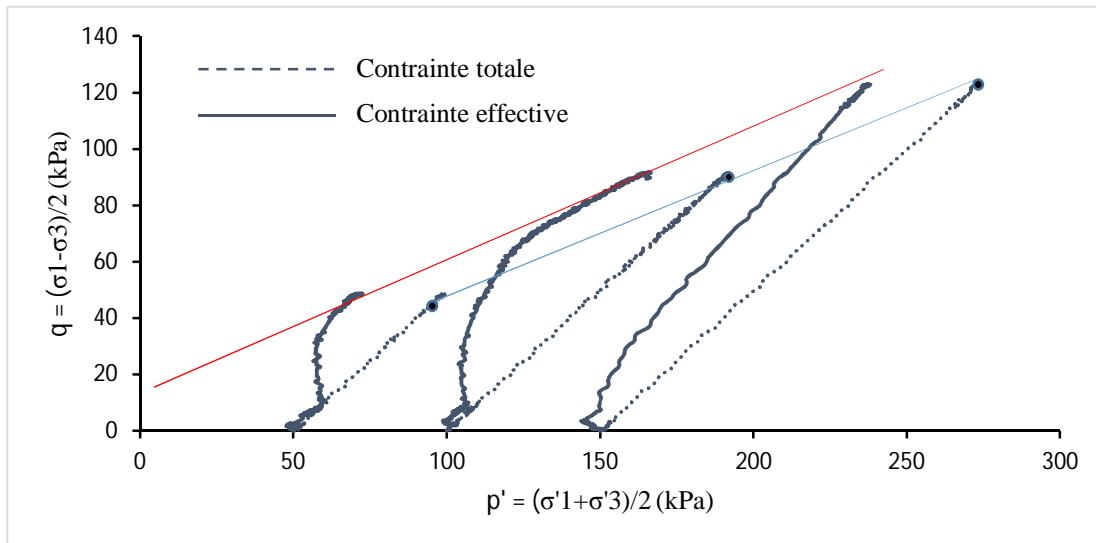


Figure 4-29 : Représentation des contraintes déviatorique et normale

## 4.3 Résultats du cisaillement des interfaces remblai-roche

### 4.3.1 Surfaces naturelles de roches artificielles de granite

#### 4.3.1.1 Cisaillement à l'interface de la roche artificielle G1

Le cisaillement direct à l'interface remblai-roche permet de tracer une courbe contrainte de cisaillement en fonction du déplacement tangentiel. Le comportement des courbes peut être divisé en cinq phases (Figure 4-30 a, c).

Pendant la première phase, la contrainte de cisaillement augmente avec le déplacement tangentiel jusqu'à atteindre un premier pic entre 0 et 2 mm. Selon Kodikara et Johnston (1994) cette phase correspond à la cohésion apparente à l'interface, due sûrement à la présence du liant. Ce phénomène sera traité dans la suite de ce mémoire.

Au niveau de la deuxième phase, la contrainte de cisaillement reste constante même si le déplacement tangentiel augmente. Ceci peut s'expliquer par le fait qu'après que la résistance de la cohésion apparente ait été atteinte, il se produit un petit glissement à l'interface remblai-roche, tout juste avant le cisaillement des aspérités.

Au cours de la troisième phase, la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement tangentiel augmente pour atteindre un deuxième pic correspondant à la résistance au cisaillement de cette interface. L'augmentation de la résistance est principalement due au contact entre les aspérités du remblai et celles de la surface artificielle de la roche. Cette friction entre les aspérités se poursuit jusqu'à ce que la contrainte tangentielle locale induite par la machine de cisaillement dépasse la résistance de l'interface. Après cette phase, c'est la surface de remblai qui subit beaucoup de dommage parce que la résistance de la surface artificielle de granite est beaucoup plus élevée par rapport au remblai (Figure 4-31).

Après cette phase, les principales aspérités sont altérées et un glissement se produit à nouveau à l'interface remblai-roche artificielle, c'est la quatrième phase.

Quant à la cinquième phase, elle est caractérisée par un semblant de plateau avec une légère décroissance au fur et à mesure que le déplacement tangentiel augmente. Durant cette phase, les grains de remblai se sont réarrangés pour créer une certaine résistance, mais cette résistance ne peut atteindre celle qui était produite par les aspérités.

Les courbes de déplacement normal-déplacement tangentiel montrent une contraction suivie d'une dilatation (Figure 4-30 b et d). Cette dernière permet à l'échantillon d'atteindre et même de dépasser sa hauteur initiale pour les 28 jours de temps de cure et après application de 50 kPa de contrainte normale (Figure 4-30 d). Ceci est dû à deux effets combinés : la faible contrainte normale appliquée permettant l'ouverture de l'interface et le temps de cure élevé qui permet le durcissement des aspérités du remblai. Le durcissement favorise le mouvement d'ascension des aspérités de remblai sur celles de la roche artificielle avant que celles-ci ne se brisent. Cette ascension pour les temps de cure 28 jours est beaucoup plus prononcée que celui dont le temps de cure est de 14 jours.

Pour la courbe de déplacement normal – déplacement tangentiel, elle peut être subdivisée en trois parties. La première partie montre une forte et brusque contraction correspondant au début de l'application de la contrainte normale sur l'échantillon. C'est la compressibilité maximale que l'échantillon peut subir quand une charge lui est appliquée. La deuxième phase indique le déplacement normal qui reste relativement constante alors que le déplacement tangentiel augmente. Cette phase correspond à la phase 2 de la courbe contrainte de cisaillement – déplacement normal. En effet pendant cette phase, un glissement horizontal à l'interface a lieu, sans déplacement vertical

(Figure 4-31). La troisième phase quant à elle est marquée par une dilatation, c'est-à-dire que le déplacement normal augmente avec le déplacement tangentiel. Cette dilatation permet à l'échantillon de dépasser sa hauteur initiale. Cela est dû aux mouvements des aspérités du remblai sur celles de la surface de fausse roche. A 28 jours de cure du remblai et quand la contrainte normale de 50 kPa est appliquée, la dilatation est plus grande car le mouvement d'ascension des aspérités est plus prononcée.

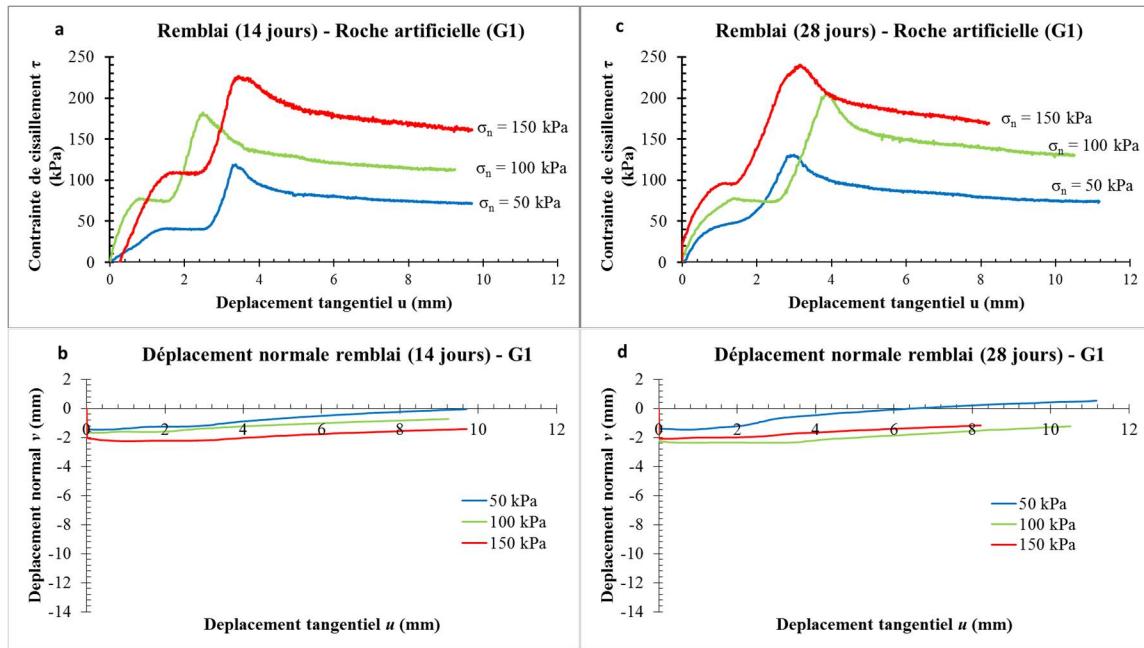


Figure 4-30 : Courbes contrainte de cisaillement-déplacement tangentiel et déplacement normal-déplacement tangentiel de la surface de roche artificielle G1

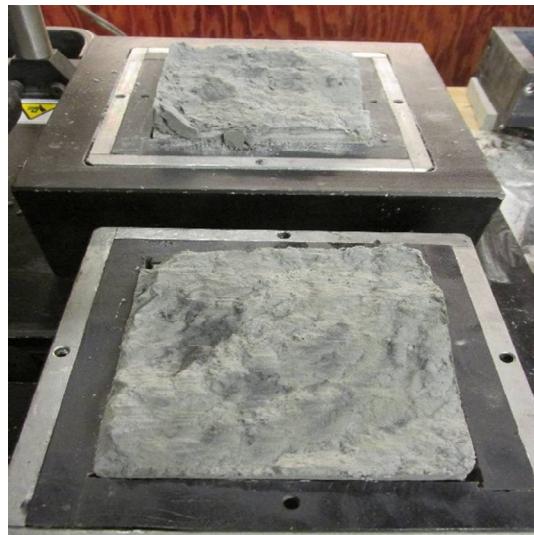


Figure 4-31 : Surface de roche artificielle G1 et de remblai après le cisaillement

Dans le Tableau 4-13, les principaux paramètres des courbes de cisaillement indiquent que pour un temps de cure de 14 jours, si la contrainte normale appliquée est de 50 kPa, alors la résistance au cisaillement est de 120 kPa. Lorsque cette contrainte est de 100 kPa, la résistance au cisaillement est de 180 kPa. Et à 150 kPa, la résistance est de 225 kPa. Les raideurs développées par ces interfaces avec déplacement tangentiel, sont de 25,64 kPa/mm, 138 kPa/mm et de 153,84 kPa/mm pour des contraintes normales appliquées de 50 kPa, 100 kPa et 150 kPa respectivement.

Pour un temps de cure de 28 jours, les courbes de cisaillement indiquent que si la contrainte normale appliquée est de 50 kPa, la résistance au cisaillement est de 130 kPa avec un déplacement de 2,8 mm. Pour une contrainte normale appliquée de 100 kPa, la résistance au cisaillement est de 205 kPa et se matérialise au déplacement de 3,8 mm. Quand cette contrainte passe de 150, la résistance au cisaillement augmente légèrement de 245 kPa avec un déplacement tangentiel de 3 mm. Les raideurs développées par ces interfaces avec un déplacement tangentiel sont de 65,78 kPa/mm, 74,07 kPa/mm et de 136,36 kPa/mm pour les contraintes normales appliquées de 50 kPa, 100 kPa et 150 kPa respectivement.

Tableau 4-13 : Paramètres à l'interface remblai -roche artificielle (G1)

<b>G1-14 Jours</b>			
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_p</math> (kPa)</b>	<b><math>u_p</math> (mm)</b>	<b><math>K_s</math> (kPa/mm)</b>
50	120	3,3	26
100	180	2,4	138
150	225	3,4	154
<b>G1-28 jours</b>			
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_p</math> (kPa)</b>	<b><math>u_p</math> (mm)</b>	<b><math>K_s</math> (kPa/mm)</b>
50	130	2,8	66
100	205	3,8	74
150	245	3,0	136

#### 4.3.1.2 Cisaillement à l'interface de la roche artificielle G2

Cette courbe peut aussi être divisée en 5 parties (Figure 4-32 a). La dilatation observée dans la Figure 4-32 b, n'est pas importante au point de faire recouvrir à l'échantillon sa taille initiale. Cela est dû au fait que le temps de cure élevé ne permet pas une ascension importante des aspérités de la surface de remblai.

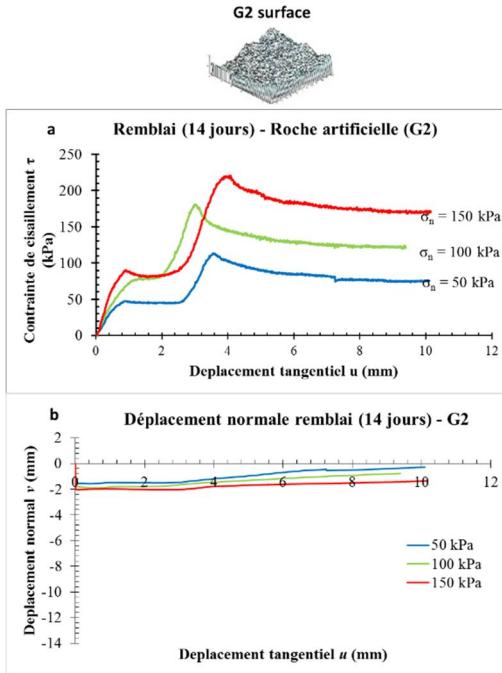


Figure 4-32 : Courbes contrainte de cisaillement-déplacement tangentiel et déplacement normal-déplacement tangentiel de la surface de roche artificielle G2

En appliquant une contrainte normale de 50 kPa, la résistance au cisaillement est de 115 kPa avec à un déplacement de 3,7 mm. Lorsque cette contrainte est de 100 kPa, la résistance est de 180 kPa et se matérialise au déplacement de 3 mm. Avec 150 kPa de contrainte normale, la résistance au cisaillement obtenue est de 220 kPa pour un déplacement tangentiel de 4 mm. Les raideurs développées par ces interfaces (avec déplacement tangentiel) sont de 66,7 kPa/mm, 100 kPa/mm et de 141 kPa/mm pour les contraintes normales appliquées de 50 kPa, 100 kPa et 150 kPa respectivement (Tableau 4-14).

Tableau 4-14 : Paramètres à l'interface remblai (14 jours) -roche (G2)

$\sigma_n$ (kPa)	$\tau_p$ (kPa)	$u_p$ (mm)	$K_s$ (kPa/mm)
50	115	3,7	67
100	180	3,0	100
150	220	4,0	141

#### 4.3.1.3 Cisaillement à l'interface de la roche artificielle G3

Le comportement de la contrainte de cisaillement, du déplacement tangentiel et normal est similaire à ceux des courbes précédents.

Spécifiquement pour un temps de cure de 14 jours, la Figure 4-33 montre les courbes contraintes déformation des interfaces remblai–roche type G3 avec trois valeurs de contrainte normale appliquée. Quand cette dernière est de 50 kPa, la résistance au cisaillement est de 120 kPa. Si la contrainte normale appliquée est de 100 kPa la résistance est à 202 kPa (augmentation de 68%). D'autre part cette dernière passe à 245 kPa (accroissement de 22%) si la contrainte normale est de 150 kPa. La figure 4-33 b montrant la contrainte normale en fonction du déplacement tangentiel indique qu'il y a généralement de la contractance. Pour la contrainte normale de 50 kPa, la contractance commence à 1,4 mm, se dilate et dépasse sa hauteur initiale de 0,4 mm. Si la contrainte normale est de 100 kPa, cette contractance débute à 1,8 mm et se dilate légèrement mais n'atteint pas sa taille initiale, elle reste à 0,7 mm environ. Pour une contrainte normale de 150 kPa, la contractance commence à 2,8 mm, se dilate légèrement par la suite mais reste dans la zone de contractance de 2,3 mm.

Pour un temps de cure de 28 jours, quand la contrainte normale appliquée passe de 50 kPa à 100 kPa, la résistance au cisaillement passe de 117 kPa à 167 kPa (augmente de 42%). Si cette même contrainte normale passe de 100 kPa à 150 kPa, la résistance passe de 167 à 219 (accroissement de 31% environ). La figure 4-33 d montrant la contrainte normale en fonction du déplacement tangentiel indique qu'il y a également de la contractance. Lorsque cette contrainte est de 50 kPa, la contractance commence à 1,5 mm pour se dilater et dépasser la hauteur de l'échantillon de 0,7 mm. Si la contrainte normale est de 100 kPa, la contractance débute à 2,1 mm environ et se décontracte mais n'atteint pas la taille originale pour se retrouver à 1,1 mm. Pour une contrainte normale de 150 kPa, la contractance commence à 2 mm, une dilatance est observée mais n'atteint pas la taille de départ pour se retrouver à 1 mm.

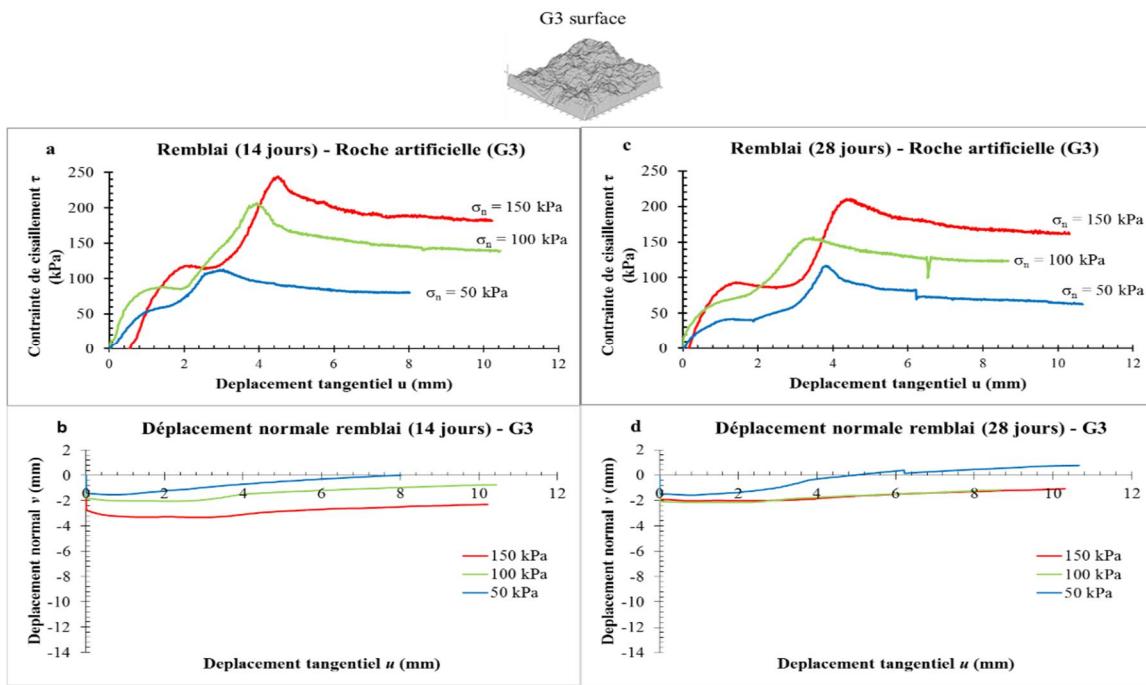


Figure 4-33 : Courbes de contrainte de cisaillement-déplacement tangentiel et de déplacement normal-déplacement tangentiel de la surface de roche artificielle G3

Pour un temps de cure de 14 jours, les raideurs développées par ces interfaces sont de 51,3 kPa/mm, 115 kPa/mm et de 200 kPa/mm pour des contraintes normales appliquées de 50 kPa, 100 kPa et 150 kPa respectivement (Tableau 4-15). Pour un temps de cure de 28 jours, les raideurs développées par ces interfaces sont de 85 kPa/mm, 150 kPa/mm et de 250 kPa/mm pour les contraintes normales appliquées de 50 kPa, 100 kPa et 150 kPa respectivement.

Tableau 4-15 Paramètres à l'interface remblai -roche artificielle (G3)

14 jours			
$\sigma_n$ (kPa)	$\tau_p$ (kPa)	$u_p$ (mm)	$K_s$ (kPa/mm)
50	120	2,6	51
100	202	4,0	115
150	245	4,4	200
28 jours			
$\sigma_n$ (kPa)	$\tau_p$ (kPa)	$u_p$ (mm)	$K_s$ (kPa/mm)
50	117	3,8	85
100	167	3,4	150
150	219	4,4	250

#### 4.3.1.4 Cisaillement à l'interface de la roche artificielle G4

La courbe de déplacement normal-déplacement tangentiel montre qu'à 14 jours de temps de cure du remblai, de la contractance est observée au début de l'essai correspondant à l'application de la charge. Après application d'une contrainte normale de 50 kPa, la contractance commence à 1 mm, puis se dilate pour dépasser sa taille initiale de 0,7mm. Si cette contrainte est de 100 kPa, la contractance débute à 1,8 mm et se dilate légèrement sans atteindre sa taille initiale alors qu'avec 150 kPa, la contractance commence à 2 mm mais l'échantillon revient à sa taille initiale après une légère dilatation. Avec un temps de cure de 28 jours, le déplacement normal se traduit par une contractance commençant à 2 mm environ quand la contrainte normale appliquée est de 50 kPa, elle se dilate et dépasse sa taille initiale de 1 mm (Figure 4-34).

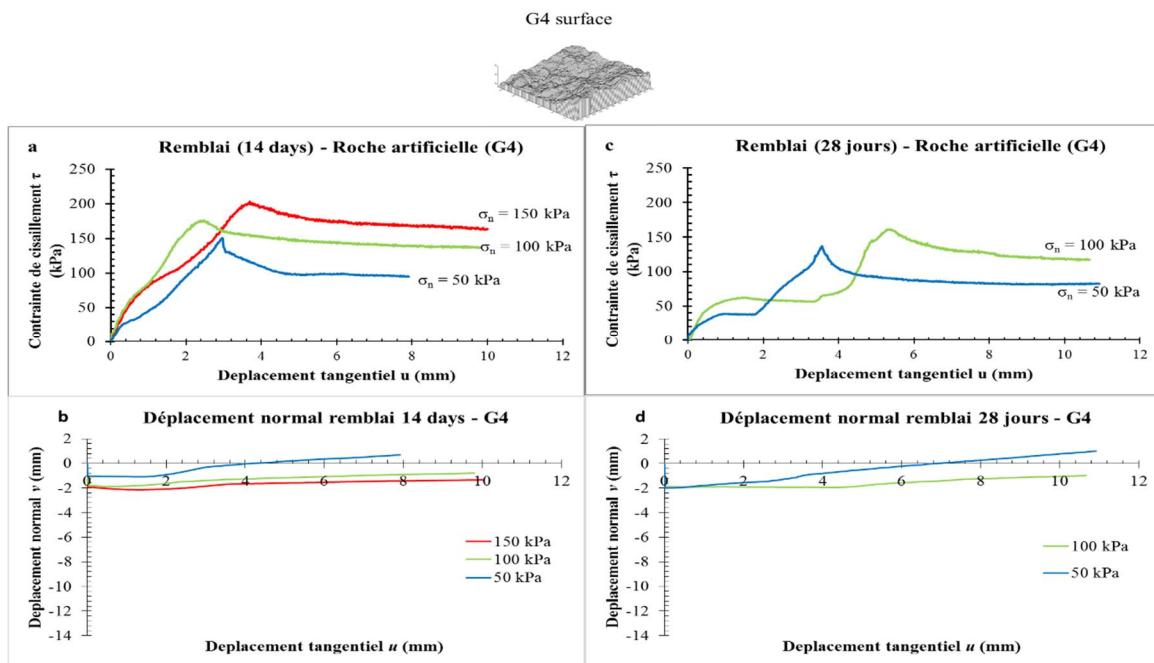


Figure 4-34 : Courbes de contrainte de cisaillement-déplacement tangentiel et de déplacement normal-déplacement tangentiel de la surface de roche artificielle G4

Les raideurs développées par l'interface remblai-roche artificielle quand le temps de cure est de 14 jours sont de 80 kPa/mm, 125 kPa/mm et de 147,05 kPa/mm pour les contraintes normales appliquées de 50 kPa, 100 kPa et 150 kPa respectivement (Tableau 4-16). À un temps de cure est

de 28 jours, les raideurs sont de 100 kPa/mm, et de 137,5 kPa/mm pour les contraintes normales appliquées de 50 kPa, et 100 kPa respectivement.

Tableau 4-16 : Paramètres à l'interface remblai roche (G4)

<b>14 jours</b>			
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_p</math> (kPa)</b>	<b><math>u_p</math> (mm)</b>	<b><math>K_s</math> (kPa/mm)</b>
50	155	2,9	80
100	180	2,4	125
150	205	3,6	147,05
<b>28 jours</b>			
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_p</math> (kPa)</b>	<b><math>u_p</math> (mm)</b>	<b><math>K_s</math> (kPa/mm)</b>
50	140	3,5	100
100	195	5,3	137,5

#### 4.3.1.5 Récapitulatifs des essais de cisaillement direct remblai-roche de granite

Les résultats du cisaillement direct à l'interface de granite montrent qu'à 14 jours l'interface G1 présente une résistance au cisaillement variant entre 120 kPa et 225 kPa (contrainte normale de 50 à 150 kPa). L'interface G2 présente une résistance au cisaillement de 115 kPa à 220 kPa (contrainte normale de 50 à 150 kPa). Ces résultats montrent une similitude de la résistance au cisaillement sur ces deux surfaces. L'interface G3 a une résistance variant entre 120 kPa et 245 kPa. Rappelons que l'interface G3 provient de la même surface que l'interface G1 mais avec une rotation de 45°. Selon ces résultats, sur une même surface de granite quand le sens du cisaillement change, la résistance au cisaillement aussi varie. Quant à l'interface G4, la résistance au cisaillement varie de 155 kPa à 205 kPa. D'autre part quand le temps de cure est de 28 jours, l'interface G1 présente une résistance au cisaillement de 130 kPa à 245 kPa, l'interface G3 présente une résistance au cisaillement variant de 117 kPa à 219 kPa et l'interface G4 présente une résistance au cisaillement variant de 140 kPa à 195 kPa. Donc, le temps de cure n'a pas beaucoup d'influence sur la résistance au cisaillement des interfaces de granite.

## 4.3.2 Surfaces artificielles de roche schisteuse

### 4.3.2.1 Cisaillement à l'interface de la roche artificielle S1

Dans le cas où le temps de cure du remblai est de 14 jours et avec une contrainte normale appliquée passant de 50 kPa à 100 kPa, la résistance au cisaillement passe de 155 kPa à 210 kPa (augmente de 34%). Si cette contrainte passe de 100 kPa à 150 kPa, la résistance passe de 210 à 280 kPa (accroissement de 33% environ). Pour un temps de cure de 28 jours, la résistance au cisaillement passe de 165 kPa à 272 kPa (augmentation de 65%) quand la contrainte normale appliquée passe de 50 kPa à 100 kPa, et elle augmente seulement de 7% (de 272 kPa à 293 kPa) quand la contrainte normale passe de 100 kPa à 150 kPa (Figure 4-35).

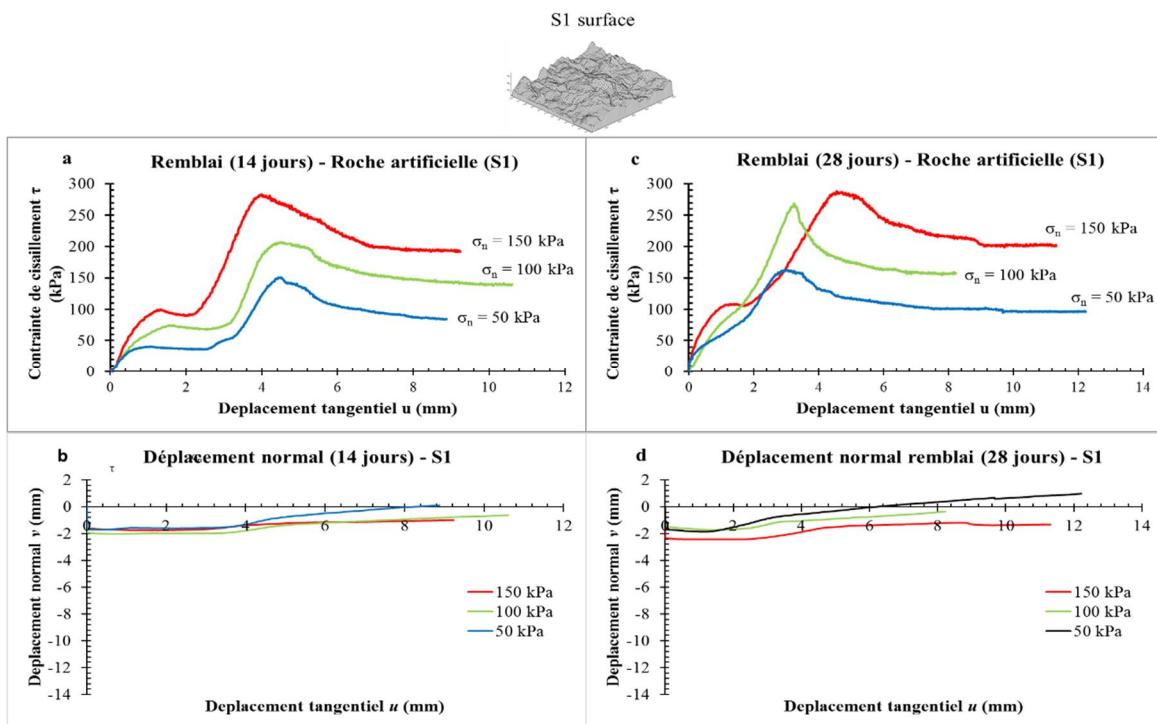


Figure 4-35 : Courbes de contrainte de cisaillement-déplacement tangentiel et de déplacement normal-déplacement tangentiel de la surface de roche artificielle S1

Le déplacement normal montre qu'il y a contractance et dilatance pour les contraintes normales appliquées (50 kPa, 100 kPa et 150 kPa). Par exemple pour la Figure 4-35 d, quand la contrainte normale est de 50kPa, l'échantillon se contracte de 1,7 mm mais en se dilatant puis regagne sa taille

initiale et dépasse même de 1 mm environ. Pour les contraintes normales de 100 kPa et de 150 kPa, cette dilatance ne permet pas de recouvrir la hauteur initiale de l'échantillon.

Dans le Tableau 4-17, les raideurs développées à l'interface remblai avec un temps de cure de 14 jours et la surface de fausse roche sont de 78,0 kPa/mm, 95,2 kPa/mm et de 123 kPa/mm pour les contraintes normales appliquées de 50 kPa, 100 kPa et 150 kPa respectivement. La raideur pour cette dernière contrainte est de 1036 kPa/mm. Si la contrainte normale est de 150 kPa, le pic est de 293 kPa avec un déplacement tangentiel de 4,6 mm. La raideur dans ce cas est de 160 kPa/mm.

Tableau 4-17 Paramètres à l'interface remblai-roche (S1)

<b>14 jours</b>			
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_p</math> (kPa)</b>	<b><math>u_p</math> (mm)</b>	<b><math>K_s</math> (kPa/mm)</b>
50	155	4,4	78
100	210	4,4	95
150	280	4	123
<b>28 jours</b>			
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_p</math> (kPa)</b>	<b><math>u_p</math> (mm)</b>	<b><math>K_s</math> (kPa/mm)</b>
50	165	2,8	80
100	272	3,2	103
150	293	4,6	160

#### 4.3.2.2 Cisaillement à l'Interface de la roche artificielle S2

Les courbes contrainte de cisaillement – déplacement tangentielle montrent les 5 phases décrites ci-dessus pour une contrainte normale appliquée de 150 kPa (Figure 4-36 a et c).

Pour le temps de cure du remblai à 14 jours, quand la contrainte normale appliquée passe de 50 kPa à 100 kPa, la résistance au cisaillement passe de 155 kPa à 210 kPa (augmente de 34%). Si cette normale passe de 100 kPa à 150 kPa, la résistance passe de 280 à 280 kPa (accroissement de 33% environ).

La courbe de déplacement normal-déplacement tangentiel montre une contractance suivie de dilatation (Figure 4-36 b et d), allant jusqu'à permettre à l'échantillon de dépasser sa taille initiale pour la contrainte normale de 50 kPa pour un temps de cure de 14 jours. Ce phénomène est dû à l'ascension prononcée des aspérités grâce à la faible contrainte normale appliquée .

Le cisaillement des interfaces remblai-roche (S2) mûri à 28 jours montre des courbes de contrainte de cisaillement – déplacement tangentiel ayant un comportement élasto-plastique avec écrouissage négatif après la résistance au cisaillement ultime. Quand on augmente la contrainte normale appliquée de 50 kPa à 100 kPa, alors la résistance au cisaillement augmente de 25% (de 200 kPa à 250 kPa) (Figure 4-36).

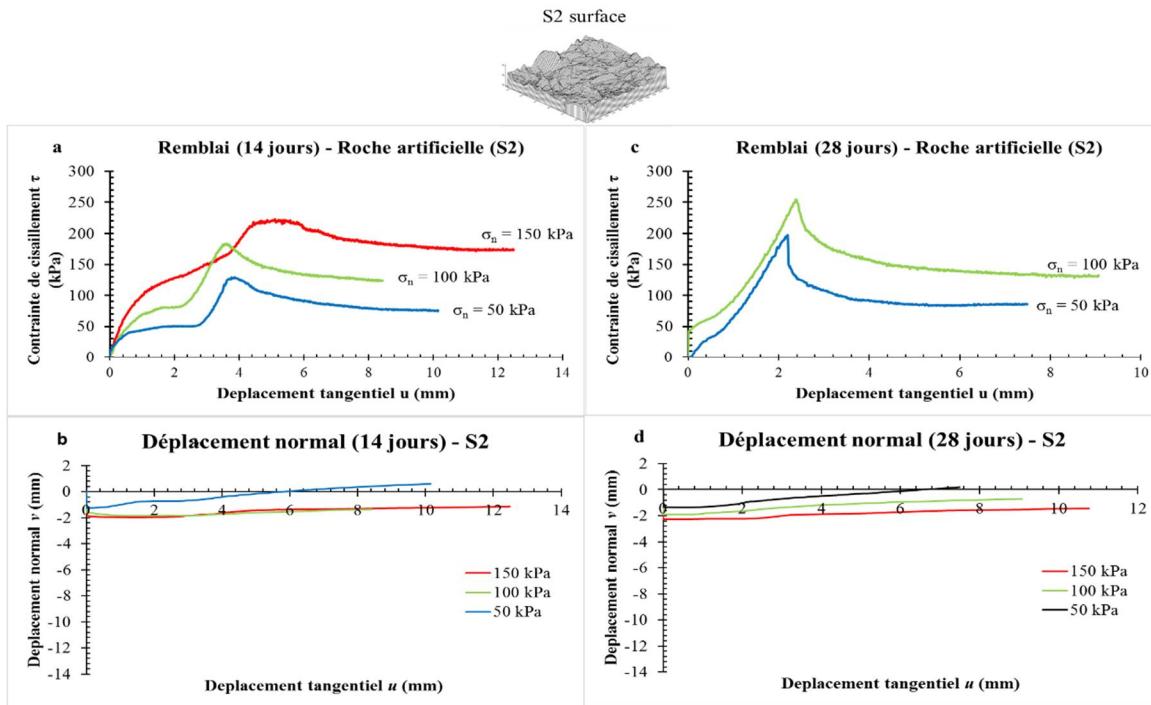


Figure 4-36 : Courbes de contrainte de cisaillement-déplacement tangentiel et de déplacement normal-déplacement tangentiel de la surface de roche artificielle S2

Si le temps de cure du remblai est de 14 jours, les raideurs développées par ces interfaces (avec déplacement tangentiel) sont de 87,5 kPa/mm, 103 kPa/mm et de 133 kPa/mm pour les contraintes normales appliquées respectives de 50 kPa, 100 kPa et 150 kPa (Tableau 4-18). Pour un temps de cure de 28 jours et une contrainte normale de 50 kPa appliquée, la raideur est de 100 kPa/mm. Pour une contrainte normale de 100 kPa, la raideur est de 140 kPa/mm.

Tableau 4-18 : Paramètres à l'interface remblai -roche (S2)

<b>14 jours</b>			
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_p</math> (kPa)</b>	<b><math>u_p</math> (mm)</b>	<b><math>K_s</math> (kPa/mm)</b>
50	130	3,8	88
100	185	3,6	103
150	220	5,0	133
<b>28 jours</b>			
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_p</math> (kPa)</b>	<b><math>u_p</math> (mm)</b>	<b><math>K_s</math> (kPa/mm)</b>
50	200	2,2	100
100	250	2,4	140

#### 4.3.2.3 Cisaillement à l'Interface de la roche artificielle S3

Les cinq phases du comportement des courbes contrainte de cisaillement – déplacement tangentiel sont observées dans les graphiques. Les courbes de déplacement normal – déplacement tangentiel montrent que la phase de dilatation est beaucoup plus grande quand une contrainte normale de 50 kPa est appliquée (Figure 4-37 a et c).

Pour 14 jours de temps de cure, la résistance au cisaillement passe de 157 kPa à 262 kPa (augmentation de 67%) quand la contrainte normale appliquée est de 50 kPa à 150 kPa. Pour 28 jours de temps de cure, (contrainte normale appliquée) de 50 kPa), la résistance au cisaillement est de 185 kPa. Si la contrainte normale appliquée est de 100 kPa, la résistance au cisaillement est de 310 kPa (accroissement de 15%) (Figure 4-37).

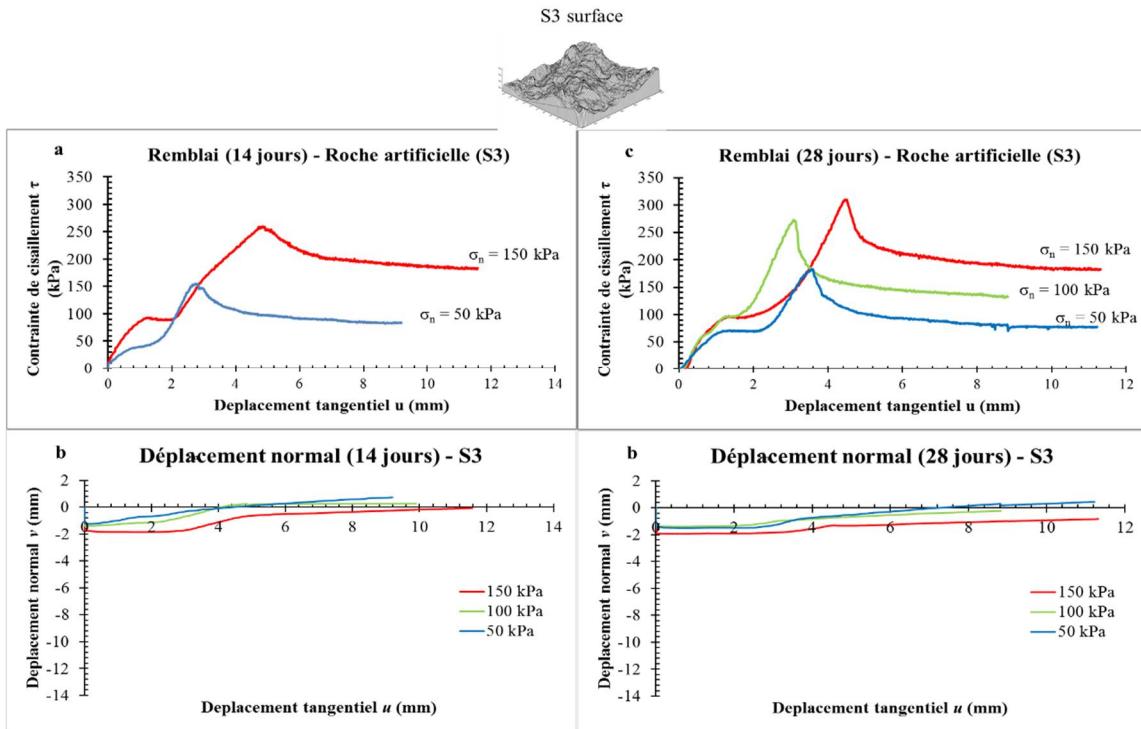


Figure 4-37 : Courbes de contrainte de cisaillement-déplacement tangentiel et de déplacement normal-déplacement tangentiel de la surface de roche artificielle S3

Les raideurs développées par ces interfaces sont de 70 kPa/mm et de 118 kPa/mm pour les contraintes normales appliquées de 50 kPa, et 150 kPa respectivement (temps de cure 14 jours). Les raideurs développées par ces interfaces sont de 77 kPa/mm, 125 kPa/mm et de 182 kPa/mm pour les contraintes normales appliquées de 50 kPa, 100 kPa et 150 kPa respectivement avec un temps de cure de 28 jours (Tableau 4-19).

Tableau 4-19 : Paramètres à l'interface remblai-roche (S3)

14 jours			
$\sigma_n$ (kPa)	$\tau_p$ (kPa)	$u_p$ (mm)	$K_s$ (kPa/mm)
50	157	2,6	70
150	262	4,8	118
28 jours			
$\sigma_n$ (kPa)	$\tau_p$ (kPa)	$u_p$ (mm)	$K_s$ (kPa/mm)
50	185	3,6	77
100	270	3	125
150	310	4,5	182

#### 4.3.2.4 Cisaillement à l'Interface de la roche artificielle S4

Les 5 phases sont observables, sauf pour l'interface où le remblai a été curé à 28 jours et que la contrainte normale appliquée est de 150 kPa (Figure 4-38 a et c). Pour les courbes de déplacement normal – déplacement tangentiel, l'échantillon ne dépasse pas sa taille initiale.

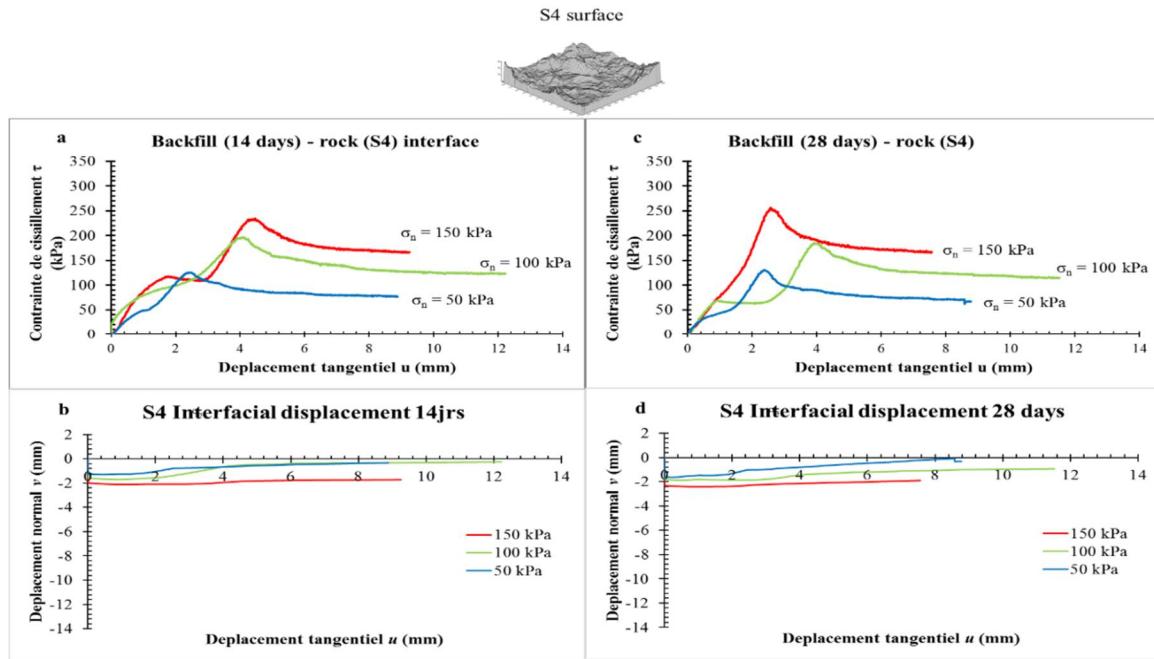


Figure 4-38 : Courbes de contrainte de cisaillement-déplacement tangentiel et de déplacement normal-déplacement tangentiel de la surface de roche artificielle S4

Pour un temps de cure de 14 jours du remblai et quand la contrainte normale appliquée passe de 50 kPa à 100 kPa, alors la résistance au cisaillement est de 130 kPa à 195 kPa (augmente de 50%). Si cette contrainte passe de 100 kPa à 150 kPa, la résistance augmente de 195 à 235 (accroissement de 20% environ). Pour un temps de cure de 28 jours et une contrainte normale appliquée de 50 kPa, alors la résistance au cisaillement est de 130 kPa avec un déplacement de 2,4 mm. Avec une contrainte normale appliquée de 100 kPa, la résistance au cisaillement est de 195 kPa, se matérialisant au déplacement de 4 mm. Quant à l'application de contrainte normale de 150 kPa, la résistance au cisaillement est de 235 kPa pour un déplacement tangentiel de 4,4 mm (Figure 4-38).

Les raideurs développées par ces interfaces sont de 67 kPa/mm, 94 kPa/mm et de 103 kPa/mm pour les contraintes normales appliquées de 50 kPa, 100 kPa et 150 kPa respectivement pour un temps

de cure est de 14 jours (Tableau 4-20). À 28 jours et à une contrainte normale de 50 kPa, la raideur tangentielle est de 70 kPa/mm. Par contre, pour une contrainte normale de 100 kPa, la raideur est de 105 kPa/mm et à 150 kPa, la raideur est de 111 kPa/mm.

Tableau 4-20 : Paramètres à l'interface remblai -roche (S4)

<b>14 jours</b>			
$\sigma_n$ (kPa)	$\tau_p$ (kPa)	$u_p$ (mm)	$K_s$ (kPa/mm)
50	130	2,4	67
100	195	4	94
150	235	4,4	103
<b>28 jours</b>			
$\sigma_n$ (kPa)	$\tau_p$ (kPa)	$u_p$ (mm)	$K_s$ (kPa/mm)
50	135	2,4	70
100	190	4,0	105
150	260	2,5	111

#### 4.3.2.5 Récapitulatifs cisaillement aux interfaces de schiste

La résistance au cisaillement ( $\tau_p$ ) aux interfaces de remblai-roche schisteuse montre qu'à 14 jours l'interface S1 présente des valeurs variant de 155 kPa à 280 kPa pour des contraintes normales allant de 50 kPa à 150 kPa. Pour l'interface S2,  $\tau_p$  varie entre 130 kPa et 220 kPa, pour l'interface S3,  $\tau_p$  varie entre 157 kPa et 262 kPa et pour l'interface S4,  $\tau_p$  varie entre 130 kPa et 235 kPa. D'autre part, pour un temps de cure de 28 jours, l'interface S1 présente une résistance au cisaillement variant de 165 kPa à 293 kPa, l'interface S2 présente une résistance au cisaillement variant entre 200 kPa et 250 kPa. L'interface S3 présente une résistance au cisaillement variant entre 185 kPa et 310 kPa et pour l'interface S4 la résistance au cisaillement est de 135 kPa à 260 kPa. D'après ces résultats, la résistance au cisaillement est une fonction croissante de la contrainte normale appliquée ainsi que du temps de cure. Elle varie sur une même grande surface de schiste et avec la direction de cisaillement. De même la raideur diffère d'un point à un autre à l'interface du schiste.

#### 4.3.3 Interfaces remblai-remblai aux mêmes temps de cure

Les résultats présentés ici concernent les temps de cure allant de 7 jours à 28 jours. D'autres essais pour des temps de cure plus élevées (56 jours et 91 jours) sont présentés en annexe.

#### 4.3.3.1 Interfaces remblai-remblai avec proportion de liant de 3% type GU/Slag

Les courbes de contrainte de cisaillement – déplacement tangentiel montrent un comportement élasto-plastique avec un plateau pour tous les trois contraintes normales appliquées (50 kPa, 100 kPa et 150 kPa) (Figure 4-39 a, b et c). La courbe de la figure 4-39 montre un comportement élasto-plastique avec un plateau quand la contrainte normale appliquée est de 50 kPa, alors que ce comportement est élasto-plastique avec un écrouissage positif quand la contrainte normale appliquée est de 100 kPa ou de 150 kPa même si le déplacement tangentiel atteint 10 mm. Dans ce cas, la résistance ultime n'a pas encore été atteinte.

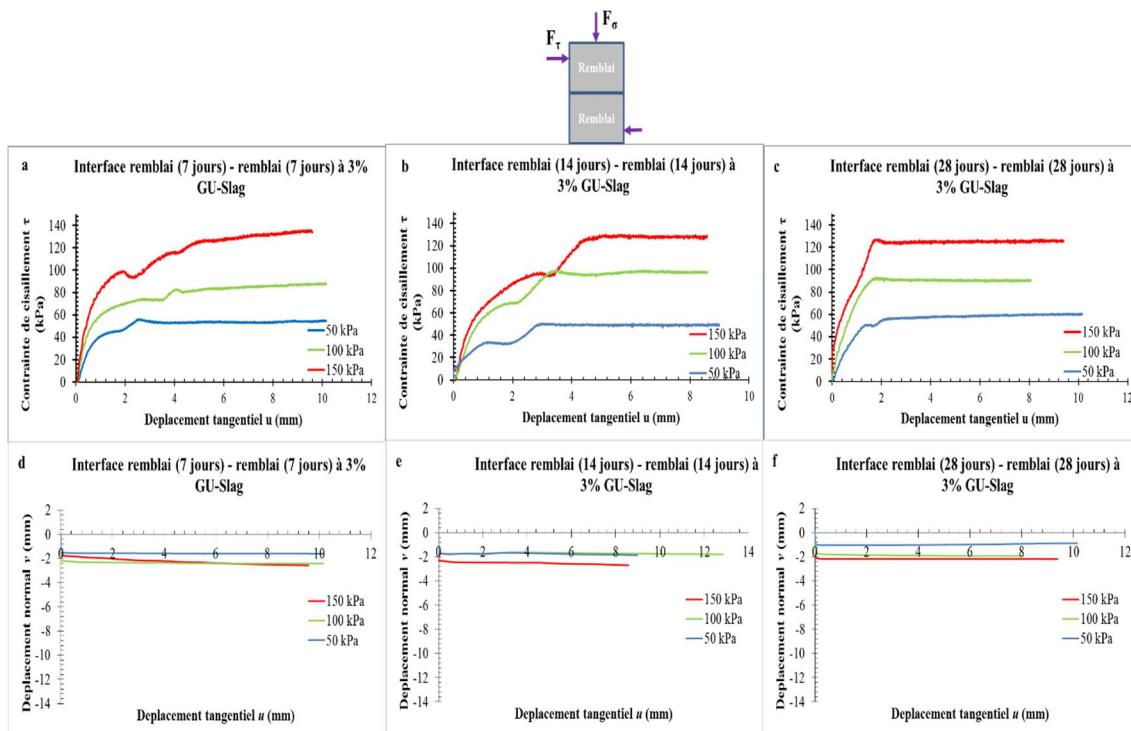


Figure 4-39 : Courbes de contrainte-déformation et de déplacement normal-déplacement tangentiel des interfaces de remblai aux mêmes temps de cure avec 3% en proportion de liant type GU/Slag

Les courbes de déplacement normal – déplacement tangentiel (Figure 4-39 d, e, f) montrent une contractance dans une première phase, suivie d'une légère dilatation sans que la taille initiale de l'échantillon ne soit atteinte. Dans la plupart des cas, la contraction se poursuit. Ce qui peut

s'expliquer par le fait que les interfaces sont lisses et donc pas d'aspérités pour causer un mouvement d'ascension.

Le Tableau 4-21 montre les résistances maximales obtenues avec l'application des contraintes, les raideurs caractéristiques liées à chaque contrainte et le déplacement tangentiel auxquels cette résistance est observée. Pour une contrainte normale appliquée de 50 kPa, la résistance au cisaillement ultime est de 52 kPa avec une raideur de 51,28 kPa/mm (temps de cure est de 7 jours). À 14 jours de cure, cette résistance est de 50,3 kPa avec une raideur de 26,66 kPa/mm. À 28 jours, la résistance est de 50 kPa avec une raideur de 42,1 kPa/mm. En conséquence, la valeur de la résistance reste sensiblement la même quel que soit le temps de cure. De même, quand la contrainte normale appliquée est de 100 kPa, la résistance au cisaillement est la même à 14 jours et 28 jours (autour de 92 kPa et 94 kPa). Seule la résistance de l'échantillon avec 7 jours de temps de cure reste à 72 kPa. Pour 150 kPa de contrainte normale appliquée, les résistances ne varient pas beaucoup (119 – 128 kPa) quel que soit le temps de cure. Les raideurs obtenues varient peu pour des contraintes normales de 100 kPa et de 150 kPa.

Tableau 4-21 : Paramètres du cisaillement des interfaces remblai-remblai à 3% GU/Slag

7 jours			
$\sigma_n$ (kPa)	$\tau_{p2}$ (kPa)	$u_{p2}$ (mm)	$K_{s1}$ (kPa/mm)
50	52	2,6	51
100	78	4,0	96
150	119	4,4	114
14 jours			
$\sigma_n$ (kPa)	$\tau_{p2}$ (kPa)	$u_{p2}$ (mm)	$K_{s1}$ (kPa/mm)
50	50	2,8	27
100	94	3,4	66
150	125	4,6	114
28 jours			
$\sigma_n$ (kPa)	$\tau_p$ (kPa)	$u_p$ (mm)	$K_s$ (kPa/mm)
50	50	1,3	42
100	92	1,8	100
150	128	1,8	120

#### 4.3.3.2 Interfaces remblai-remblai avec proportion de liant de 5% type GU/Slag

Les courbes de contrainte – cisaillement ci-dessous (Figure 4-40 a, b et c) montrent un comportement élasto-plastique avec un plateau pour tous les trois contraintes normales appliquées

(50 kPa, 100 kPa et 150 kPa). Deux courbes correspondant à deux résistances au cisaillement induites par l'interface sont observées. La résistance au cisaillement de l'interface est atteinte une première fois, ensuite l'interface développe une deuxième résistance plus élevée que la première pour donner un plateau.

Les courbes de déplacement normal – déplacement tangentiel (Figure 4-40 d, e et f) indique une contraction, traduisant la compressibilité du remblai. Cette compressibilité se limite à 2 mm environ même si les contraintes appliquées étaient de 50 kPa à 150 kPa.

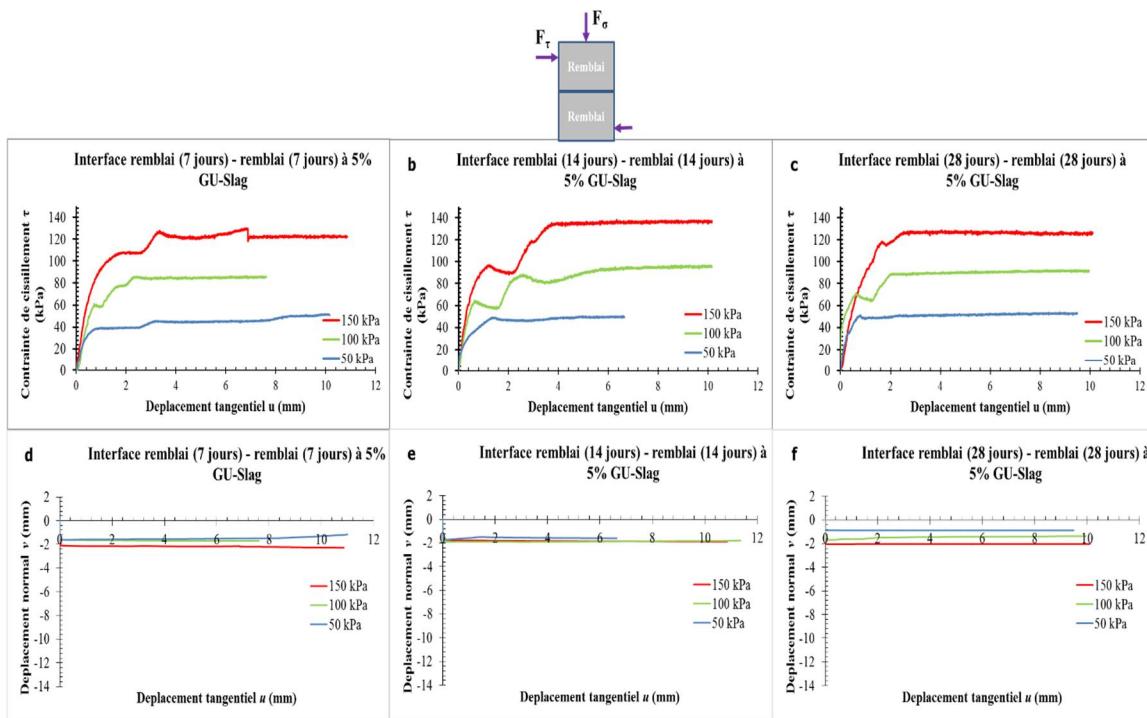


Figure 4-40 Courbes de contrainte-déformation et de déplacement normal-déplacement tangentiel des interfaces de de remblai aux mêmes temps de cure avec 5% en proportion de liant type GU/Slag

Tableau 4-22 : Paramètres du cisaillement des interfaces remblai-remblai à 5% GU/Slag

<b>7 jours</b>				
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_{p2}</math> (kPa)</b>	<b><math>u_{p1}</math> (mm)</b>	<b><math>u_{p2}</math> (mm)</b>	<b><math>Ks_1</math> (kPa/mm)</b>
50	46	0,8	3,2	72
100	78	0,8	1,6	100
150	126	1,8	3,3	141
<b>14 jours</b>				
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_{p2}</math> (kPa)</b>	<b><math>u_{p1}</math> (mm)</b>	<b><math>u_{p2}</math> (mm)</b>	<b><math>Ks_1</math> (kPa/mm)</b>
50	50	0,4	1,4	70
100	88	0,7	2,6	88
150	134	1,2	3,6	121
<b>28 jours</b>				
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_{p2}</math> (kPa)</b>	<b><math>u_{p1}</math> (mm)</b>	<b><math>u_{p2}</math> (mm)</b>	<b><math>Ks_1</math> (kPa/mm)</b>
50	52	0,8	2,4	85
100	90	0,6	2,0	111
150	130	1,6	2,6	150

En appliquant une contrainte normale de 50 kPa les résistances au cisaillement sont sensiblement égales (46 à 52 kPa) pour les trois temps de cure. Quand des contraintes de 100 kPa et 150 kPa sont appliquées, on se retrouve avec les mêmes valeurs de résistance (90 kPa environ). Les valeurs des raideurs sont sensiblement les mêmes pour tous les temps de cure et tous les niveaux de contrainte, sauf pour 14 jours de temps de cure et 150 kPa de contrainte normale appliquée.

#### 4.3.3.3 Interfaces remblai-remblai avec proportion de liant de 7% type GU/Slag

Les essais sur le cisaillement des interfaces remblai-remblai à 7 % de liant type GU/Slag montre des courbes de contrainte de cisaillement – déplacement tangentiel ayant un comportement élasto-plastique avec observation d'un plateau après la résistance au cisaillement maximale pour les contraintes normale de 50 kPa, 100 kPa et de 150 kPa (Figure 4-41 a, b, c). Pour une contrainte normale de 150 kPa et un temps de cure de 7 jours, un comportement élasto-plastique avec écrouissage positif est observé (Figure 4-41 a). Ceci est sûrement dû à la présence encore d'eau et de liant à l'interface. La Figure 4-41 b comporte plusieurs pics, probablement dû à un réarrangement des grains de remblai à l'interface s'opposant au mouvement à nouveau jusqu'à ce qu'il n'y ait plus de réarrangement. Les courbes de déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel montrent que le déplacement normal (contractance) n'est pas suivie d'une

dilatance, parce que le déplacement normal reste presque le même tout au long du cisaillement (Figure 4-41 d, e, f).

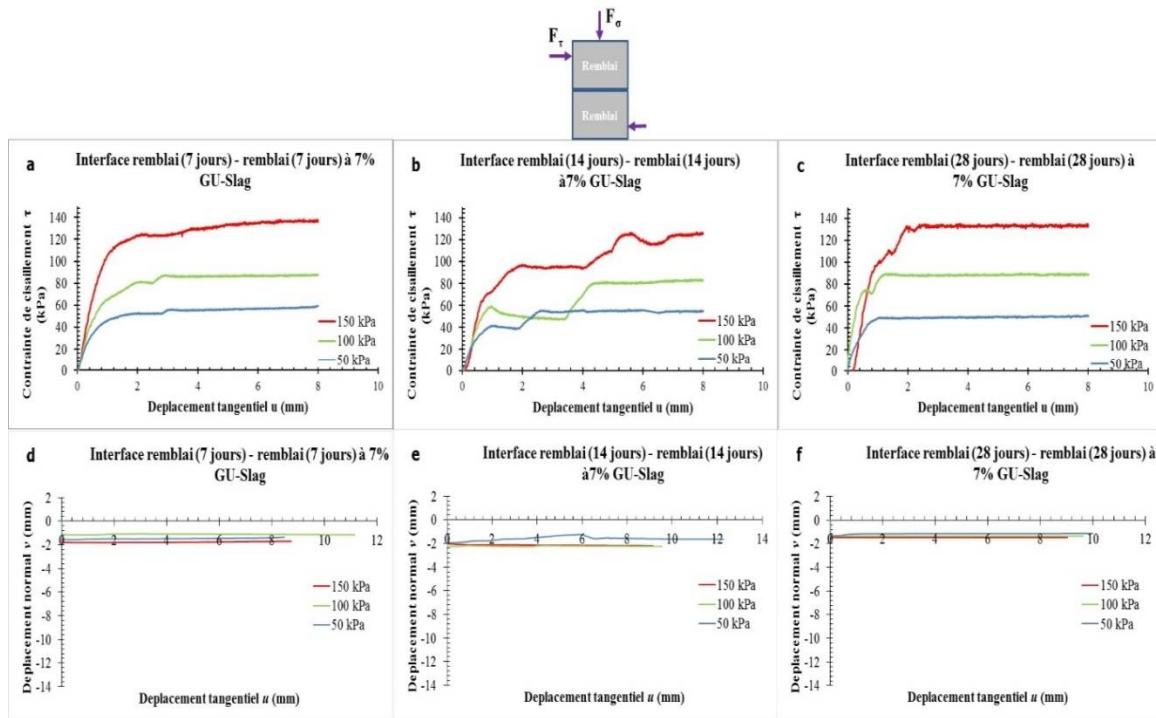


Figure 4-41 : Courbes de contrainte-déformation et déplacement normal-déplacement tangentiel des interfaces de remblai aux mêmes temps de cure avec 7% liant type GU/Slag

Tableau 4-23 : Paramètres du cisaillement des interfaces remblai-remblai à 7% GU/Slag

7 jours			
$\sigma_n$ (kPa)	$\tau_{p2}$ (kPa)	$u_{p2}$ (mm)	$Ks_1$ (kPa/mm)
50	56	3,0	75
100	88	2,8	113
150	136	3,6	133
14 jours			
$\sigma_n$ (kPa)	$\tau_{p2}$ (kPa)	$u_{p2}$ (mm)	$Ks_1$ (kPa/mm)
50	52	2,2	73
100	82	4,8	90
150	126	5,8	123
28 jours			
$\sigma_n$ (kPa)	$\tau_{p1}$ (kPa)	$u_{p1}$ (mm)	$Ks$ (kPa/mm)
50	50	1,0	64
100	84	1,4	103
150	138	2,8	147

Les résistances maximales obtenues avec l'application des contraintes, les raideurs caractéristiques liées à chaque contrainte et le déplacement tangentiel auxquels cette résistance est observée sont présentés dans le tableau 4-23. Selon les résultats, les valeurs de résistance au cisaillement sont sensiblement les mêmes quelle que soit la contrainte normale appliquée. Pour les raideurs, on observe qu'à 28 jours de temps de cure, elles sont plus élevées.

#### **4.3.4 Interfaces remblai-remblai aux temps de cure différents**

##### **4.3.4.1 Contrainte et déformation - Déplacement normal et tangentiel à l'interface remblai-remblai avec 3% de liant de type GU/Slag**

La courbe de la Figure 4-42 a montré un comportement élasto-plastique avec un écrouissage positif quand la contrainte normale appliquée est de 50 kPa, 100 kPa ou de 150 kPa même si le déplacement tangentiel atteint 10 mm. La résistance ultime n'a pas été atteinte. Ce comportement élasto-plastique est presque parfait pour les autres courbes (Figure 4-42 b et c), aussi plusieurs pics sont observés sur ces graphiques dû au réarrangement des grains aux interfaces. D'autre part, la résistance au cisaillement est plus élevée sur la courbe de la figure 4-42 b, suivie de la courbe de la figure 4-42 a. Le déplacement normal montre qu'il y a contractance lorsque des contraintes normales de 50 kPa, 100 kPa et 150 kPa sont appliquées. Cette contractance est suivie d'un quasi constance du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel (Figure 4-42).

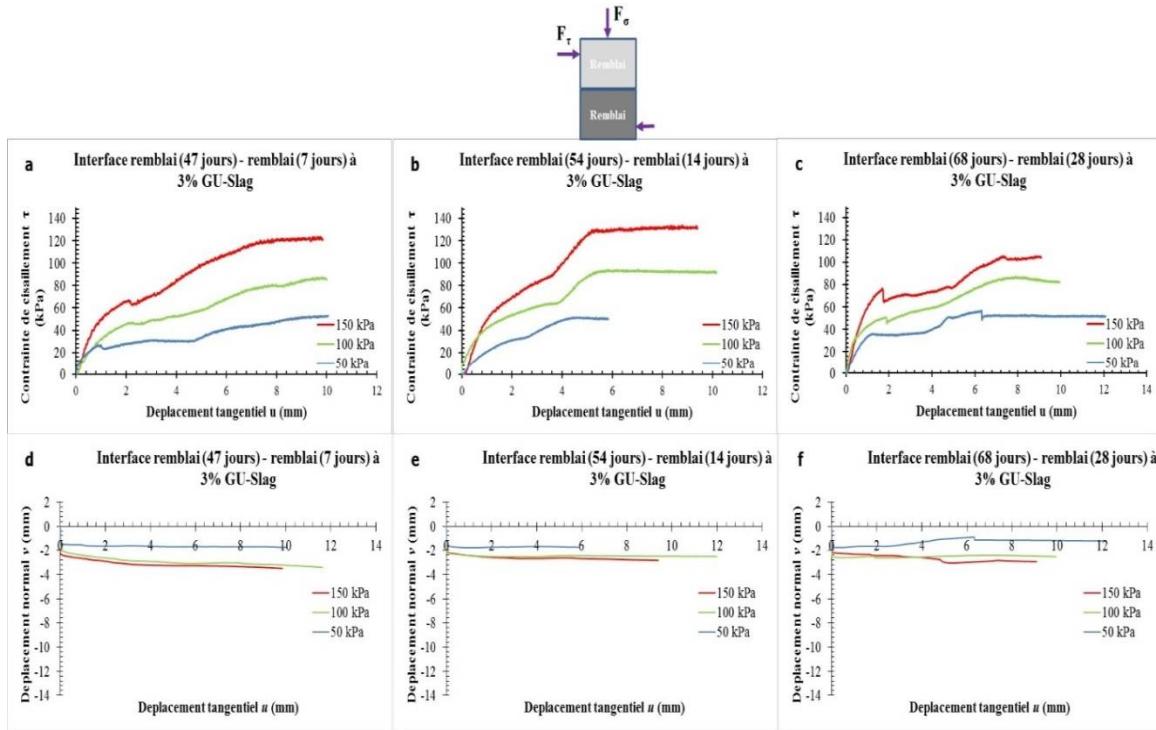


Figure 4-42 : Courbes de contrainte-déformation et déplacement normal-déplacement tangentiel des interfaces de remblai aux temps de cure différents avec 3% du liant GU/Slag

Le Tableau 4-24 montre les résistances maximales obtenues avec l’application des contraintes, les raideurs caractéristiques liées à chaque contrainte et le déplacement tangentiel auxquels cette résistance est observée. Avec 50 kPa de contrainte normale appliquée, la courbe de la Figure 4-42 montre une valeur de raideur plus élevée (42,85 kPa/mm), pour les 2 autres contraintes normales, c’est la courbe de la Figure 4-42 c qui a des valeurs de raideurs élevées.

Tableau 4-24 : Paramètres de cisaillement des interfaces remblai à différents temps de cure avec 3% GU/Slag

<b>47 jours – 7 jours</b>				
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_{p2}</math> (kPa)</b>	<b><math>u_{p1}</math> (mm)</b>	<b><math>u_{p2}</math> (mm)</b>	<b><math>Ks_1</math> (kPa/mm)</b>
50	51	1	5,6	43
100	88	2	6,4	54
150	126	2	7,2	63
<b>54 jours – 14 jours</b>				
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_{p2}</math> (kPa)</b>	<b><math>u_{p1}</math> (mm)</b>	<b><math>u_{p2}</math> (mm)</b>	<b><math>Ks_1</math> (kPa/mm)</b>
50	52	2,4	4,4	17
100	94	3,4	5,4	38
150	130	3,4	5,4	70
<b>68 jours – 28 jours</b>				
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_{p2}</math> (kPa)</b>	<b><math>u_{p1}</math> (mm)</b>	<b><math>u_{p2}</math> (mm)</b>	<b><math>Ks_1</math> (kPa/mm)</b>
50	46	1,2	4,8	36
100	78	1,8	6,8	57
150	110	1,6	7,4	67

#### 4.3.4.2 Contrainte et déformation- déplacement normal et tangentiel à l'interface remblai (47jours) – remblai (7 jours) avec 5% de liant GU/Slag

Les courbes de contraintes-déformation pour 5% de proportion de liant type GU/Slag sont présentées sur la Figure 4-43. Pour la contrainte normale appliquée de 150 kPa, la Figures 4-43 montre que la résistance au cisaillement la plus élevée est obtenue pour la combinaison de temps de cure la plus basse (cf. Figure 4-43a et b). Cela pourrait s'expliquer par l'état de saturation des deux épontes de remblai en contact qui favoriserait le développement d'une certaine adhérence, augmentant ainsi la résistance au cisaillement.

Le déplacement normal montre l'existence d'une contractance pour la gamme de contraintes normales appliquées (50 kPa, 100 kPa et 150 kPa). Sur la Figure 4-43d, quand la contrainte normale est de 50kPa, l'échantillon se contracte de 1,7 mm ; en doublant cette contrainte normale, la contractance de l'échantillon débute à 1,4 mm ; et avec une contrainte normale de 150 kPa, la contractance commence à 1,7 mm. Sur la Figure 4-43e, avec une contrainte normale est de 50kPa, l'échantillon se contracte de 1,2 mm, pour une contrainte normale de 100 kPa la contractance de l'échantillon débute à 1,5mm et avec une contrainte normale de 150 kPa, elle commence à 1,6 mm.

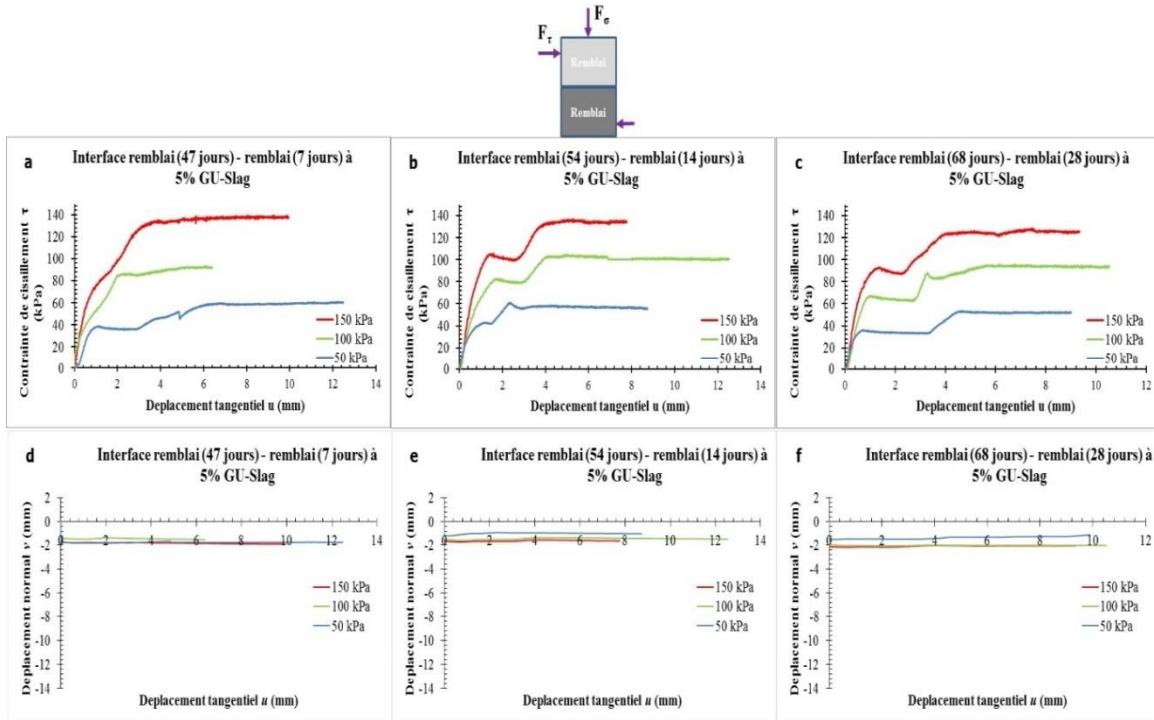


Figure 4-43 : Courbes de contrainte-déformation et déplacement normal-déplacement tangentiel des interfaces de remblai aux temps de cure différents avec 5% du liant GU/Slag

Le Tableau 4-25 résume certains paramètres caractéristiques des courbes précédemment (dans Figure 4-43). Les valeurs de la résistance au cisaillement sont comparables quelles que soit les temps de cure. La courbe c possède la raideur la plus élevée quand la contrainte normale appliquée est de 150 kPa.

Tableau 4-25 : Paramètres du cisaillement des interfaces remblai à différents temps de cure avec 5% GU/Slag

<b>47 jours – 7 jours</b>			
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_{p1}</math> (kPa)</b>	<b><math>u_{p1}</math> (mm)</b>	<b><math>Ks_1</math> (kPa/mm)</b>
50	56	0,8	46
100	90	2	53
150	136	3,2	76
<b>54 jours – 14 jours</b>			
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_{p2}</math> (kPa)</b>	<b><math>u_{p2}</math> (mm)</b>	<b><math>Ks_1</math> (kPa/mm)</b>
50	56	2,4	57
100	98	4,0	88
150	138	4,0	100
<b>68 jours – 28 jours</b>			
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_{p2}</math> (kPa)</b>	<b><math>u_{p2}</math> (mm)</b>	<b><math>Ks_1</math> (kPa/mm)</b>
50	50	4,4	64
100	88	3,2	90
150	126	3,8	120

#### 4.3.4.3 Contrainte et déformation- déplacement normal et tangentiel à l'interface remblai (47jours) – remblai (7 jours) avec 7% de liant GU/Slag

La Figure 4-44b présente la résistance au cisaillement la plus élevée suivie des courbes de la Figure 4-44a. L'explication pourrait être de la même nature que celle présentée à la section 4.3.4.2.

Le déplacement normal montre qu'il y a une contractance pour les contraintes normales appliquées (50 kPa, 100 kPa et 150 kPa). Pour la courbe d, quand la contrainte normale est de 50kPa, l'échantillon se contracte de 2 mm environ ; si cette contrainte normale est de 100 kPa, la contractance de l'échantillon débute à 2,5 mm, avec 150 kPa, la contractance commence à 2,6 mm. L'échantillon se dilate et se contracte pour rester sur la même valeur. La courbe e (Figure 4-44) de déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel montre que le déplacement normal qui est une contractance commence à 1,1 mm environ quand la contrainte normale appliquée est de 50 kPa; cette contractance débute à 1,3 mm environ si la contrainte normale appliquée est de 100 kPa. Pour une contrainte normale appliquée de 150 kPa cette contractance débute à 1,3 mm et reste stable à cette même valeur. Sur la courbe f (Figure 4-44), la contrainte normale de 50 kPa induit une contractance qui commence à 2 mm. Si la contrainte normale est de 100 kPa, cette contractance

débute aussi à 2,1 mm environ ; elle commence à 2 mm et poursuit sa décroissance pour se situer à 2,1 mm à la fin du test pour une contrainte normale de 150 kPa.

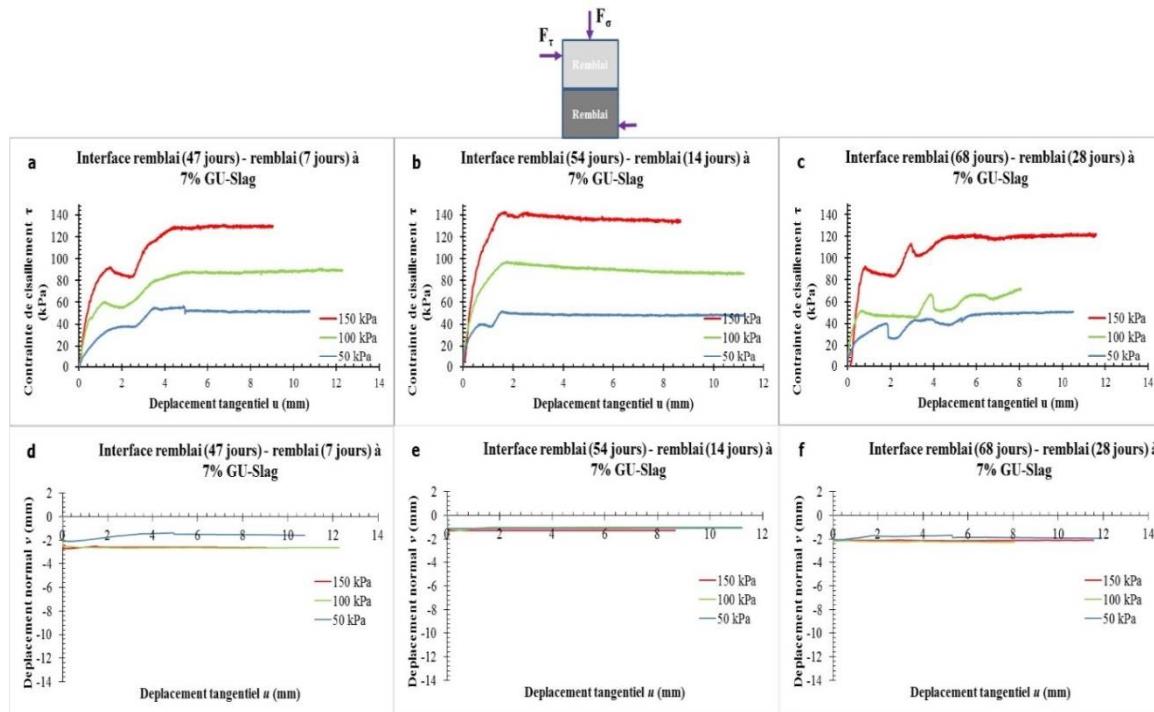


Figure 4-44 : Courbes de contrainte-déformation et déplacement normal-déplacement tangentiel des interfaces de remblai aux temps de cure différents avec 7% de liant type GU/Slag

Tableau 4-26 Paramètres du cisaillement des interfaces remblai à différents temps de cure avec 7% GU/Slag

<b>47 jours / 7 jours</b>			
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_{p2}</math> (kPa)</b>	<b><math>u_{p2}</math> (mm)</b>	<b><math>Ks_1</math> (kPa/mm)</b>
50	52	3,4	40
100	90	4,8	103
150	128	4,4	126
<b>54 jours / 14 jours</b>			
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_p</math> (kPa)</b>	<b><math>u_p</math> (mm)</b>	<b><math>Ks</math> (kPa/mm)</b>
50	54	1,6	82
100	98	1,7	126
150	142	1,6	144
<b>68 jours / 28 jours</b>			
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_{p2}</math> (kPa)</b>	<b><math>u_{p2}</math> (mm)</b>	<b><math>Ks_1</math> (kPa/mm)</b>
50	52	5,6	42
100	74	3,8	75
150	120	4,6	120

Le Tableau 4-26 montre les résistances maximales obtenues avec l’application des contraintes, les raideurs caractéristiques liées à chaque contrainte et le déplacement tangentiel auxquels cette résistance est observée. Les résistances au cisaillement sont presque les mêmes sauf pour l’interface remblai (54 jours) – remblai (14 jours) quand la contrainte appliquée est de 150 kPa.

## 4.4 Résultats sur le décollement

Le test de décollement a été réalisé grâce à la machine de cisaillement. L’essai consistait à appliquer une contrainte normale de 5 kPa. Le cisaillement est effectué aux interfaces remblai-roche avec un temps de cure de 14 jours. Le remblai utilisé avait une seule proportion de liant de 5% type GU/Slag en proportion respective de 20% et 80%. Le mélange de remblai portait sur un slump de 80 mm au mini-cône. Les interfaces de roches qui seront présentées sont : G1, G2, G3, S2 et S3. Les autres interfaces n’ont pas donné de résultats satisfaisants. Aussi, lors de la manipulation des échantillons, le décollement s’était déjà produit avant l’essai.

#### 4.4.1 Résistance au décollement à l'interface des roches artificielles de granite

La résistance à l'interface remblai-roche correspond à la cohésion apparente existante entre le remblai et la roche. L'essai de cisaillement direct permet de tracer une courbe contrainte-déplacement tangentiel de la surface des roches artificielles de granite (Figure 4-45). Cette courbe comporte deux phases. Une phase ascendante qui termine par un pic suivi d'une phase décroissante. Pour l'interface de la fausse roche de granite type G1 (Figure 4-45 a), on relève une cohésion apparente à l'interface de 24 kPa environ. Cette cohésion apparente est atteinte quand le déplacement tangentiel est de 0,6 mm. Pour celle de G2, l'adhésion ainsi obtenue est de 37 kPa environ, correspondant à un déplacement limite de 1 mm (Figure 4-45 b). Enfin pour le type G3 (Figure 4-45 c), une adhésion à l'interface est notée, qui atteint environ à 23 kPa avec un déplacement tangentiel de 0,8 mm. On remarque que la cohésion de cette interface est environ la même que celle de G1 qui n'est autre que la même interface mais tournée à 45°.

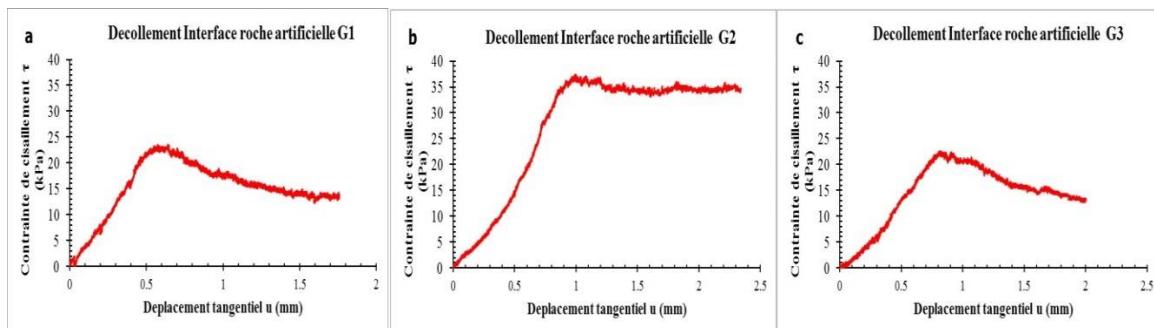


Figure 4-45 : Résistance au décollement des interfaces remblai-roche G1, G2 et G3

#### 4.4.2 Résistance au décollement à l'interface des roches artificielles de schiste

La Figure 4-46a montre un comportement élasto-plastique avec écrouissage négatif. Une contrainte déformation de l'interface remblai-roche type S2 est également observée. La résistance à l'adhésion est de 28 kPa environ et avec un déplacement tangentiel de 1,4 mm environ. Aussi, la Figure 4-46b présente un comportement élasto-plastique avec écrouissage négatif. Celle-ci montre que l'adhésion à l'interface remblai-roche type S3 atteint 40 kPa et elle se produit à un déplacement tangentiel de 1,4 mm environ.

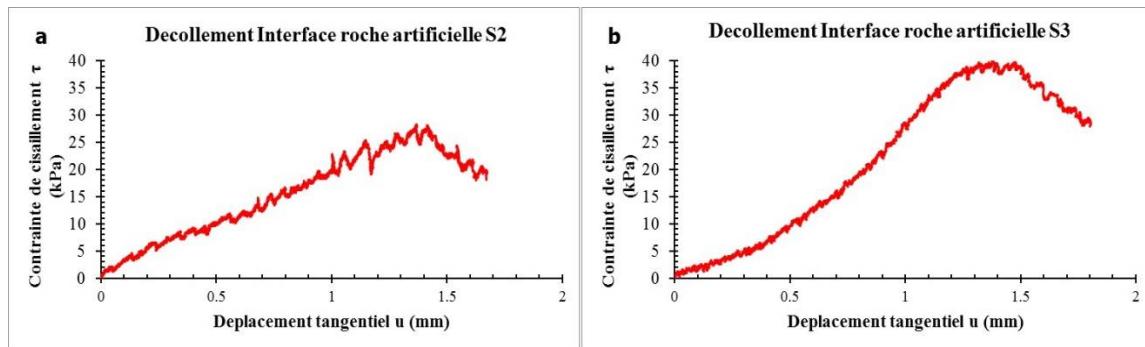


Figure 4-46 : Résistance au décollement des interfaces remblai-roche S2 et S3

## CHAPITRE 5 ANALYSE ET DISCUSSION DES RÉSULTATS

### 5.1 Relation entre les résistances à la compression uniaxiale et diamétrale

Les données de la résistance à la compression uniaxiale et diamétrale sont représentées sur la Figure 5-1, avec en abscisse les valeurs de la résistance à la compression uniaxiale et en ordonnée les données de la résistance à la traction indirecte. Les données présentées sont uniquement celles des recettes des mélanges basés sur le slump.

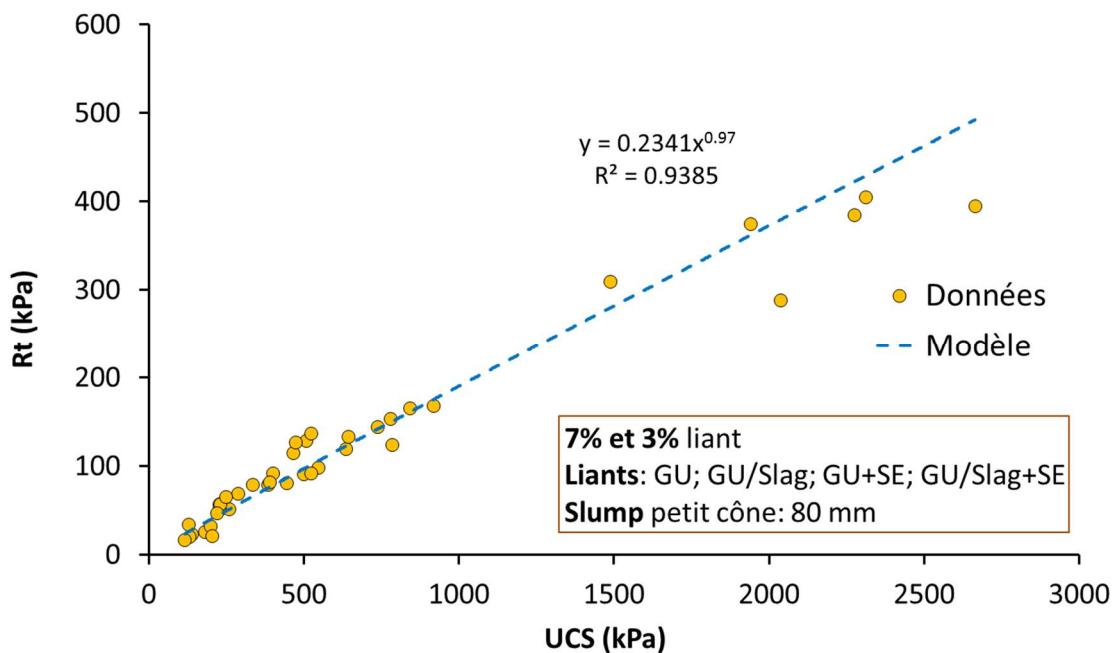


Figure 5-1 : R<sub>t</sub> en fonction de l'UCS pour toutes les proportions de liant et tous les types de liant (recettes de mélanges basées sur le slump)

On observe que les données semblent suivre une fonction puissance. Une approximation avec la loi puissance permet d'avoir deux formules dont l'une prend en compte le pourcentage du liant, et une autre fonction du pourcentage de liant. Cette formulation se base sur la forme de l'équation affichée sur le graphique avec y comme la résistance à la traction et x comme l'UCS.

$$R_t \approx a * UCS^b ; \quad \text{Équation 5-1}$$

Avec  $a = 0,2341$ ;  $b = 0,97$

$$R_t \approx c * UCS^d * (B_{w\%})^e ; \quad \text{Équation 5-2}$$

Avec  $c = 0,20101$ ;  $d = 0,9836$ ;  $e = 0,0164$  ;  $B_{w\%}$  = pourcentage massique de liant

Ces formules sont vérifiées avec les proportions de liant (3% et 7%) et pour tous les types de liant (GU ; SE/GU ; GU/Slag ; SE/GU/Slag) cette fois-ci basé sur le pourcentage solide (Figure 5-2). Les formules trouvées ci-dessus grâce à la fonction puissance montrent bien que le modèle suit relativement bien les données expérimentales de laboratoire.

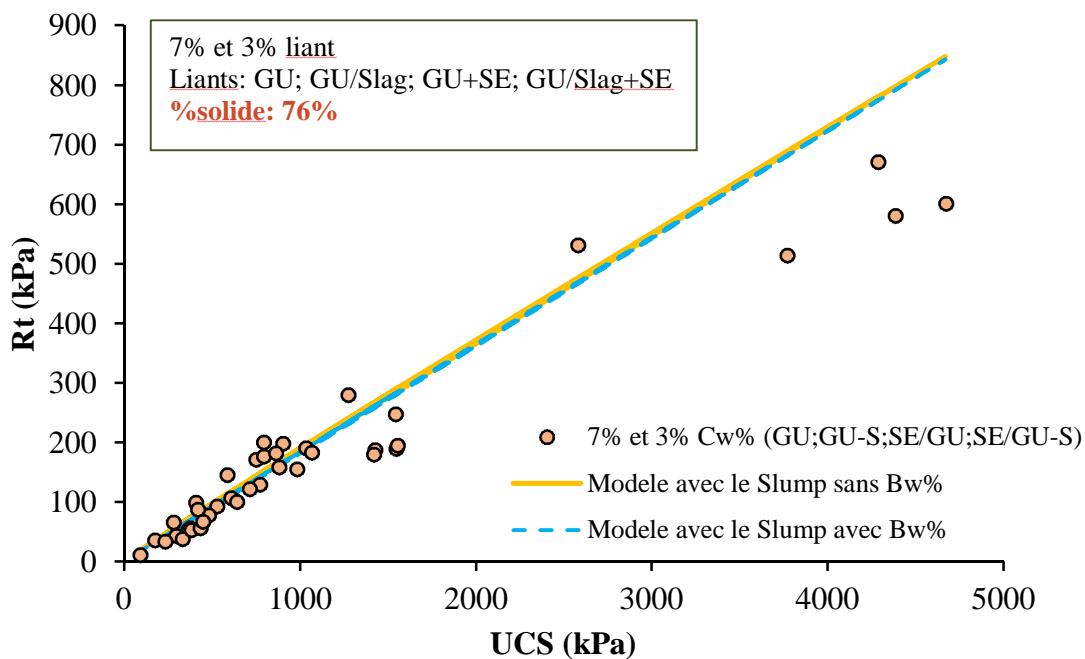


Figure 5-2 :  $R_t$  en fonction de l'UCS pour toutes les proportions de liant et tous les types de liant avec  $C_w\%$

## 5.2 Essais sur la matrice du remblai

### 5.2.1 Blocs de remblai

#### 5.2.1.1 Enveloppes de rupture des essais de cisaillement direct

À partir des valeurs des contraintes de cisaillement aux contraintes normales, il est possible de tracer les courbes de résistance au cisaillement  $\tau_p$  en fonction des contraintes normales appliquées : ce sont les courbes enveloppes de rupture qui s'ajustent au critère de rupture de Mohr-Coulomb.

##### *5.2.1.1.1 Blocs de remblai dosés à 3%*

L'intercept de l'axe des ordonnées donne une cohésion de 71 kPa tandis que la pente de la droite donne un angle de frottement interne de 25° pour un temps de cure de 7 jours. L'enveloppe de rupture des blocs à 14 jours de temps de cure montre que la cohésion est de 150 kPa avec un angle de frottement interne de 29°. À 28 jours, l'angle de frottement interne du remblai est de 35°, tandis que la cohésion interne se situe à 210 kPa (Figure 5-3).

On peut donc dire que selon le critère de Mohr Coulomb (Figure 5-3), la cohésion **c** et l'angle de frottement interne  $\phi$  augmentent en fonction du temps de cure. La croissance de la cohésion est due à l'augmentation de l'hydratation du liant avec le temps et donc le renforcement des liens cimentaires au cours du temps (Nassir, 2010).

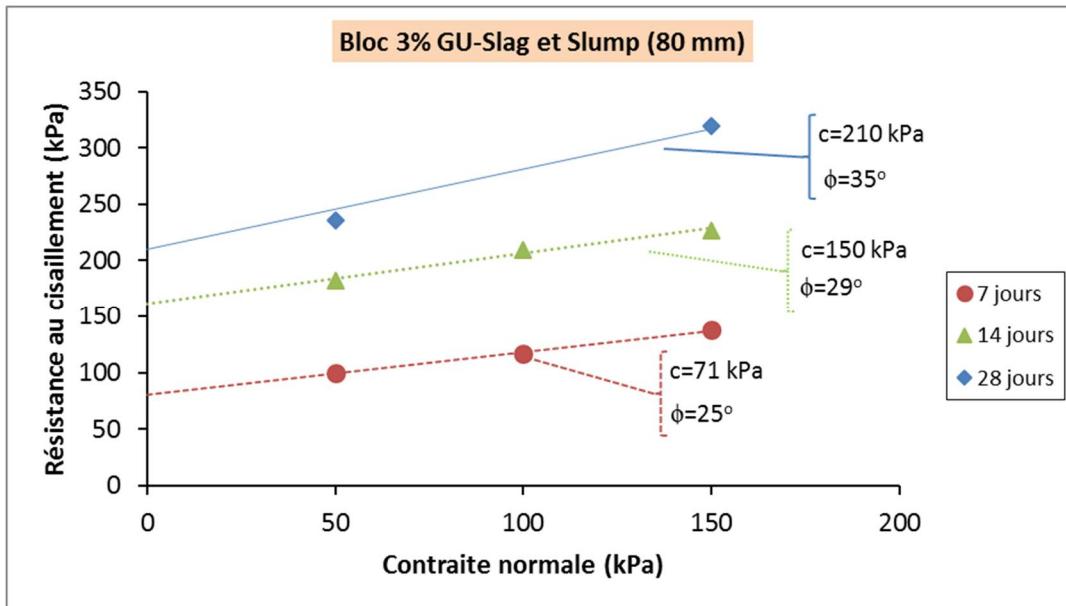


Figure 5-3 : Enveloppes de rupture des blocs de remblai dosés à 3%

#### 5.2.1.1.2 Blocs de remblai dosés à 5%

La courbe enveloppe de rupture du bloc mûri à 7 jours montre que la cohésion est de 34 kPa avec un angle de frottement interner de  $36^\circ$  (Figure 5-4). Cette valeur de cohésion est inférieure à celle obtenue pour la proportion de liant à 3%. Avec 14 jours de temps de cure, la cohésion est de 135 kPa et l'angle de frottement interne est de  $41^\circ$ . La cohésion a presque triplé (330 kPa) en l'espace de deux semaines (28 jours de temps de cure) avec un angle de frottement interne de  $43^\circ$  (Figure 5-4).

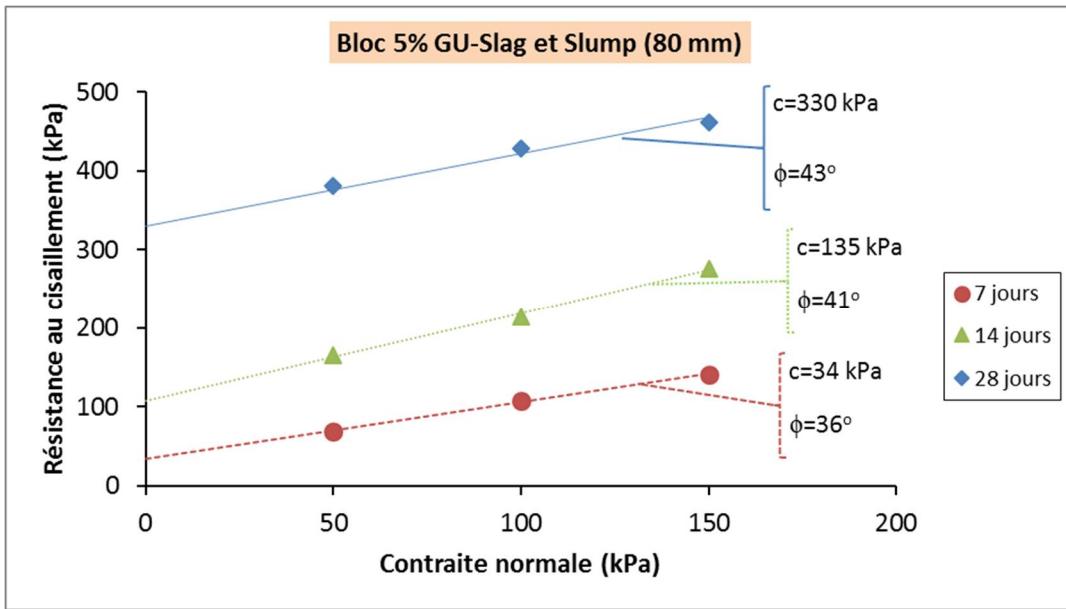


Figure 5-4 : Enveloppes de rupture des blocs de remblai dosés à 5%

#### 5.2.1.1.3 Blocs de remblai dosés à 7%

L'enveloppe de rupture du mélange à 7% de liant type GU/Slag avec un temps de cure de 7 jours donne une cohésion de 127 kPa dans le bloc de remblai et un angle de frottement interne de 36°. D'après la pente de la droite et son ordonnée, une cohésion de 186 kPa et un angle de frottement interne de 41° après 14 jours de cure sont notés. Après 28 jours, la cohésion s'établit à 465 kPa avec un angle de frottement interne de 56° (Figure 5-5).

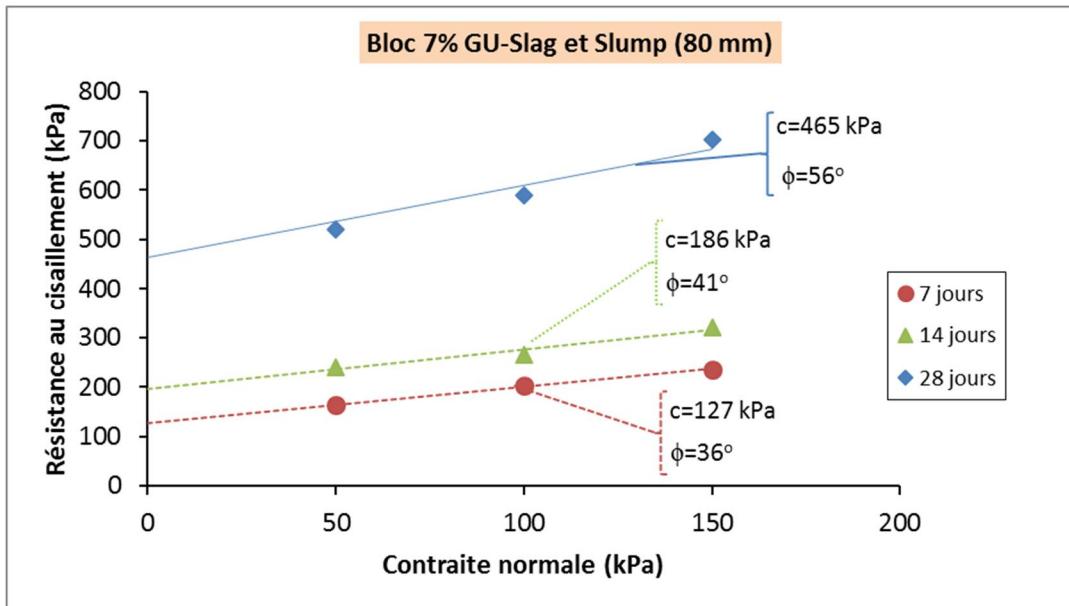


Figure 5-5 Enveloppes de rupture des blocs de remblai dosés à 7%

### 5.2.1.2 Cohésion interne des blocs de remblai

La Figure 5-6 montre que d'une manière générale, la cohésion est une fonction croissante de la proportion de liant et du temps de cure. Une grande disponibilité de liant est synonyme d'abondance de liens de cimentation conduisant à l'augmentation de la cohésion. D'autre part, le temps permet au liant de s'hydrater pour renforcer la cohésion. Cependant, la cohésion reste sensiblement la même pour les temps de cure de 7 jours et 14 jours, probablement dû au lent durcissement de la slag (80%) comparativement au ciment type GU (20%).

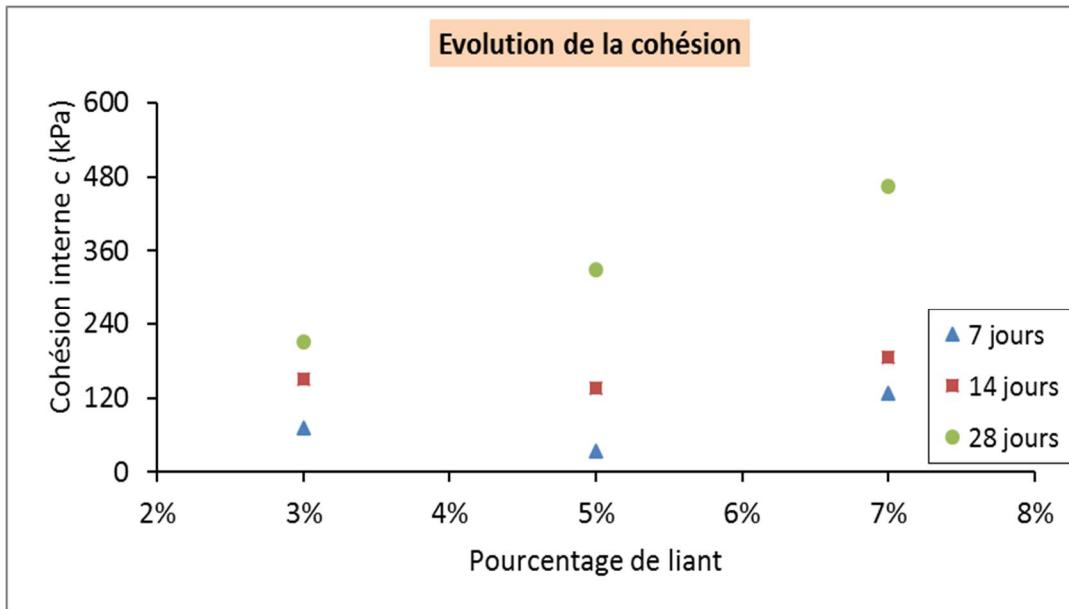


Figure 5-6 : Évolution de la cohésion dans les blocs de remblais

### 5.2.1.3 Angle de frottement interne des blocs de remblais

La Figure 5-7 représente l'évolution de l'angle de frottement interne en fonction du pourcentage de liant et pour trois temps de cure. Les données montrent une augmentation de l'angle de frottement interne en fonction du pourcentage de liant et pour tous les trois temps de cure.

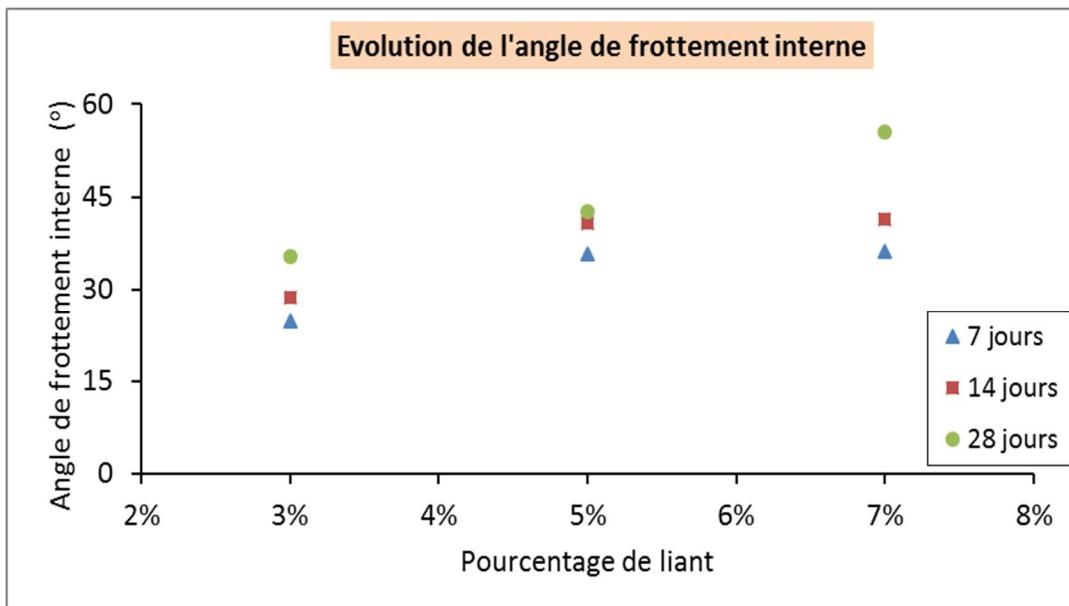


Figure 5-7 : Évolution de l'angle de frottement interne des de remblai

### 5.2.1.4 Influence de la proportion de liant et du temps de cure

#### 5.2.1.4.1 Temps de cure de 7 jours

Pour un temps de cure de 7 jours, lorsque la proportion de liant augmente, la résistance au cisaillement a tendance à augmenter également. Par contre, lorsque la proportion de liant passe de 3% à 5%, la résistance au cisaillement diminue légèrement sauf lorsque la contrainte normale appliquée est de 150 kPa. Lorsque le pourcentage de liant passe de 5% à 7%, alors la résistance au cisaillement augmente nettement (Figure 5-8).

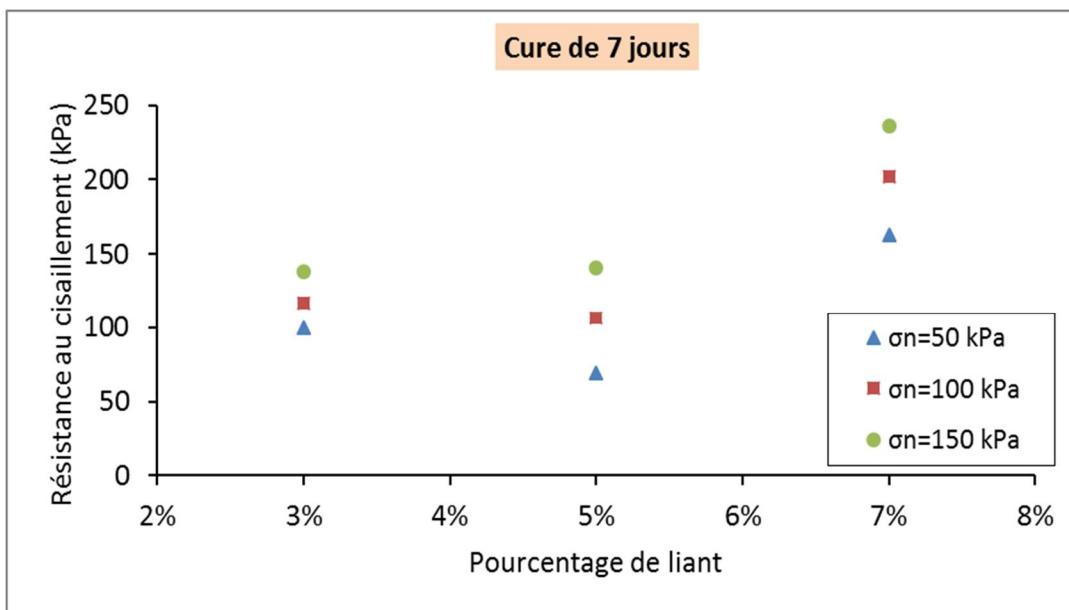


Figure 5-8 : Effet du liant sur la résistance au cisaillement des blocs à 7 jours

#### 5.2.1.4.2 Temps de cure de 14 jours

Pour un temps de cure de 14 jours, la résistance au cisaillement a tendance à augmenter avec l'augmentation du pourcentage de liant, mais baisse quand la proportion de liant passe de 3% à 5% pour une contrainte normale appliquée de 50 kPa. Pour des contraintes normales de 100 kPa et 150 kPa et des pourcentages de liant de 3% à 7%, la résistance au cisaillement augmente (Figure 5-9).

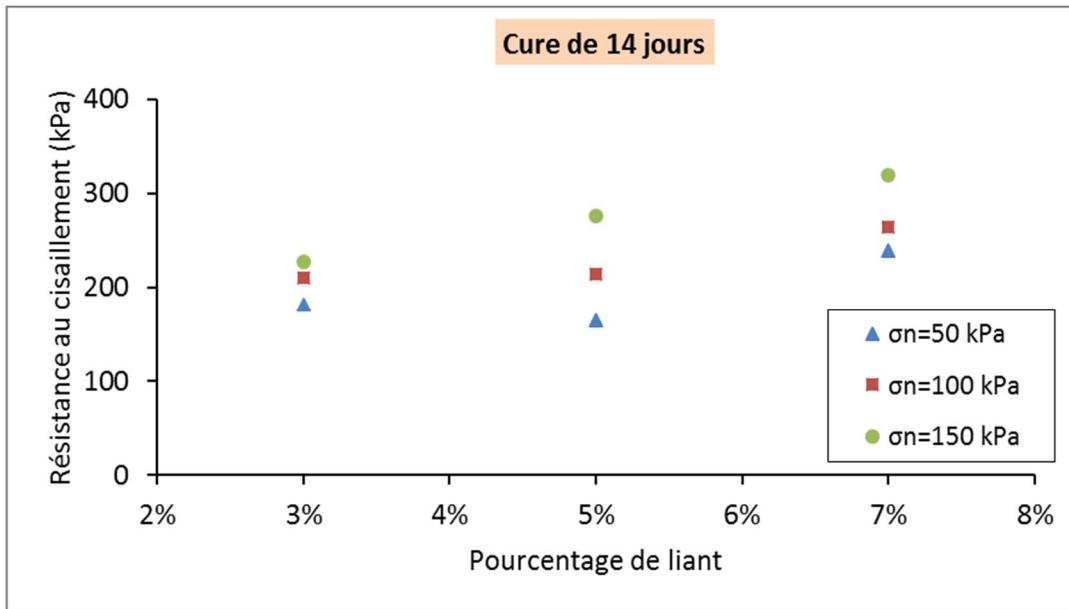


Figure 5-9 : Effet du liant sur la résistance au cisaillement des blocs à 14 jours

#### 5.2.1.4.3 Temps de cure de 28 jours

Pour un temps de cure de 28 jours, la résistance au cisaillement augmente nettement avec l'augmentation du pourcentage de liant, et ce, pour tous les niveaux de contrainte normale appliquée. Lorsque la proportion de liant passe de 3% à 5% la résistance au cisaillement ne diminue plus (Figure 5-10).

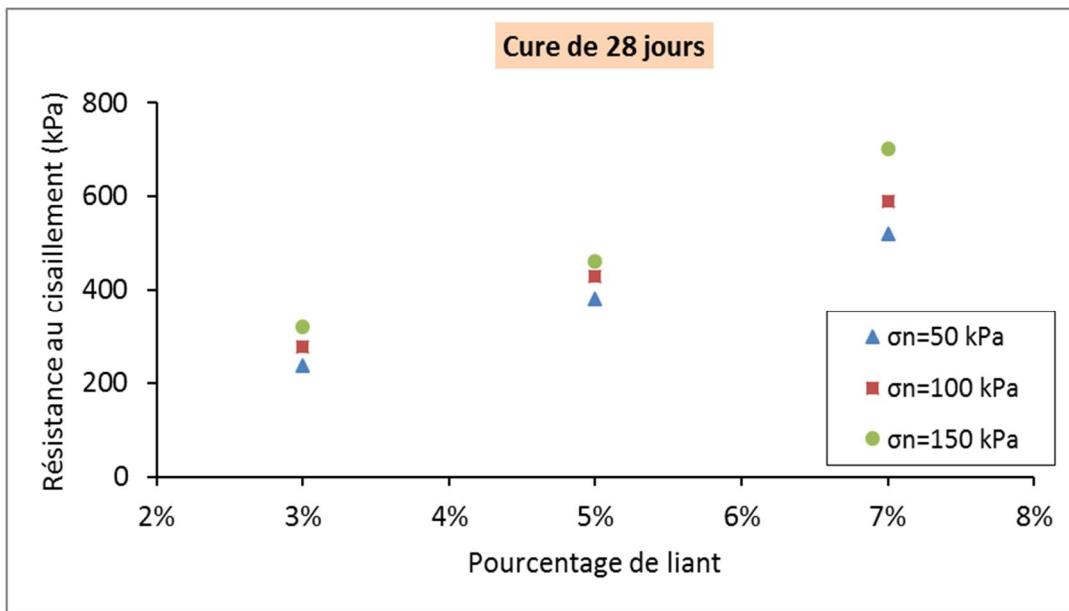


Figure 5-10 : Effet du liant sur la résistance au cisaillement des blocs à 28 jours

## 5.2.2 Essai triaxiaux

### 5.2.2.1 Chemin de contrainte selon la méthode MIT

Selon Lambe et Whitman (1969), la méthode MIT considère la contrainte déviatorique et la contrainte normale comme suit :

Contrainte moyenne ou contrainte normale totale ( $p$ ) et effective ( $p'$ )

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = s \quad p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} = s'$$

Équation 5-3

Contrainte déviatorique totale ( $q$ ) et effective ( $q'$ )

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = t \quad q' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = t'$$

Équation 5-4

La méthode de MIT en contrainte totale indique une cohésion de 8 kPa et un angle de frottement interne de 25° (Figure 5-11).

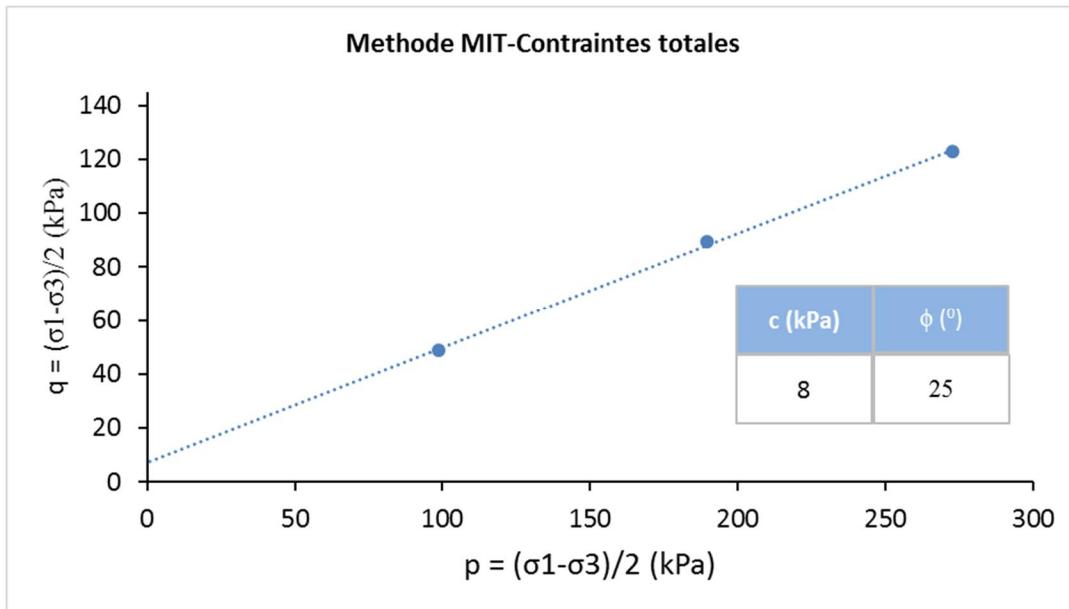


Figure 5-11 : Enveloppe de rupture de la méthode MIT en contrainte totale

Sur la Figure 5-12, la méthode de MIT en contrainte effective indique une cohésion de 18 kPa et un angle de frottement interne de 26°.

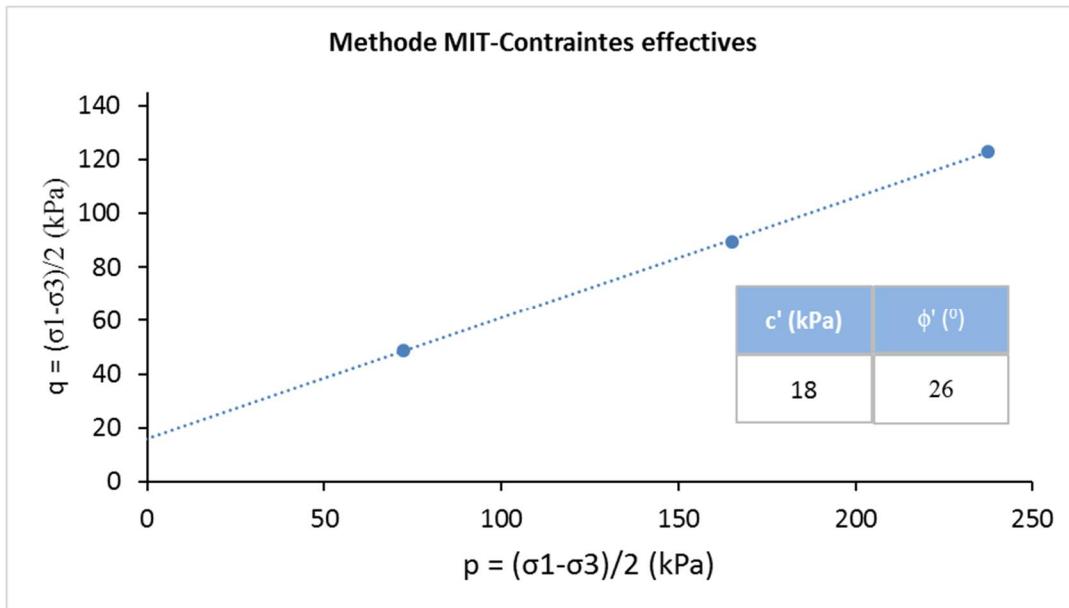


Figure 5-12 : Enveloppe de rupture de la méthode MIT en contraintes effectives

### 5.2.2.2 Chemin de contrainte selon la méthode de Cambridge

La méthode de Cambridge (Roscoe et al. 1958), considère que :

Contrainte moyenne ou contrainte normale totale ( $p$ ) et effective ( $p'$ )

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \quad p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3}$$

Équation 5-5

Contrainte déviatorique totale ( $q$ ) et effective ( $q'$ )

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad q' = \sigma'_1 - \sigma'_3$$

Équation 5-6

La méthode de Cambridge en contrainte totale indique une cohésion de 17 kPa et un angle de frottement interne de 45° (Figure 5-13).

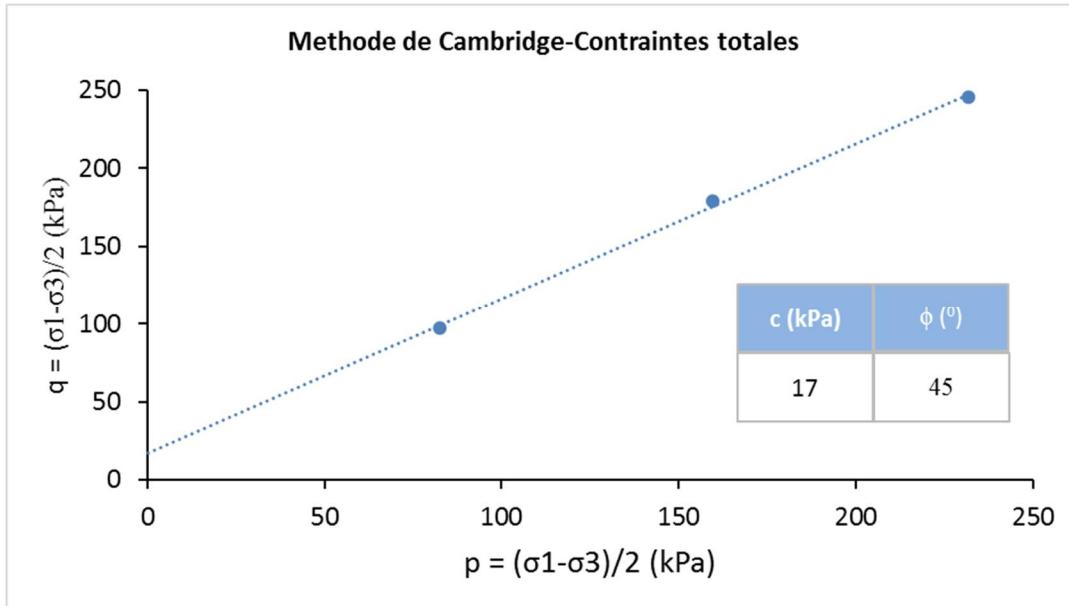


Figure 5-13 Enveloppe de rupture de la méthode de Cambridge en contrainte totale

La méthode de Cambridge en contrainte totale indique une cohésion de 37 kPa et un angle de frottement interne de 47° (Figure 5-14).

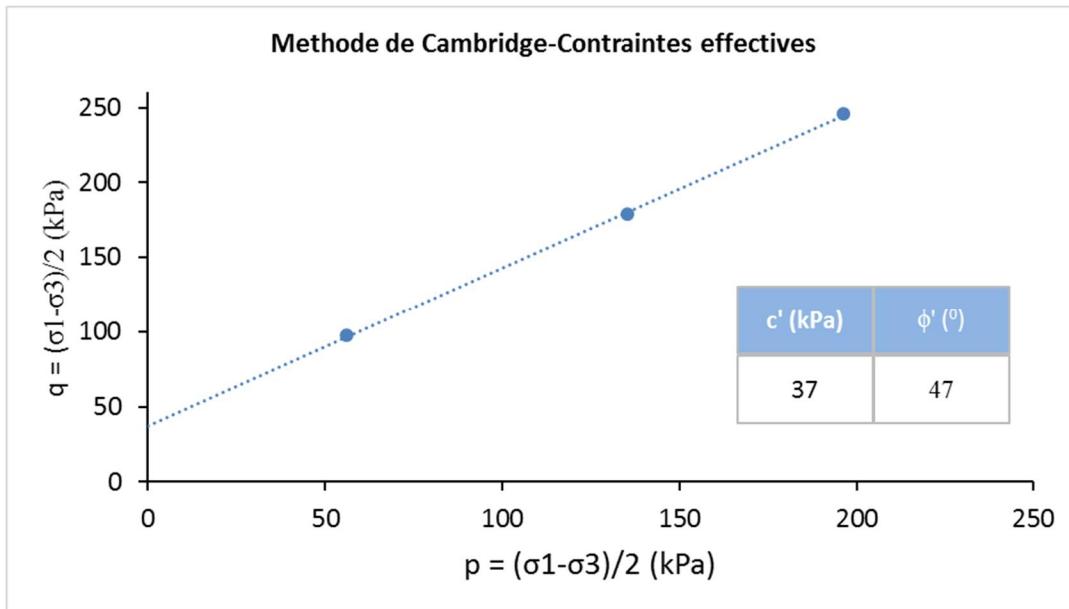


Figure 5-14 : Enveloppe de rupture de la méthode de Cambridge en contrainte effective

## 5.3 Essai de cisaillement direct des interfaces

### 5.3.1 Essais de cisaillement direct aux interfaces remblai-roche artificielle de granite

Les surfaces rocheuses qui ont été testées proviennent de deux types de roche : le granite et le schiste. Les surfaces provenant du granite sont notées G1, G2, G3, G4 tandis que pour le schiste elles sont notées S1, S2, S3 et S4. Les surfaces G1 et G2 sont moulées à partir d'une plus grande surface de granite. Celles moulées avec un angle de  $45^{\circ}$  sont notées G3 et G4 respectivement. La même opération a été faite pour le schiste. Le remblai utilisé pour le cisaillement avec 5% de liant de type GU/Slag avec un mélange est basé sur le slump.

Pour obtenir l'enveloppe de rupture trois niveaux de contrainte normale sur trois échantillons du même mélange sont appliquées. Par la suite, la résistance maximale relevée a été calée sur un graphique en fonction de la contrainte normale correspondante (observation avec la pente).

### 5.3.1.1 Essais de cisaillement direct sur les surfaces G1 et G2

L'enveloppe de rupture concernant le cisaillement entre la surface de remblai avec 14 jours de temps de cure et celle du granite G1 montre une cohésion de 68 kPa et un angle de frottement interne de 46,4°. Tandis que pour celle murie à 28 jours, la cohésion est de 78 kPa et l'angle de frottement interne de 49°. Il y a donc une légère augmentation de la cohésion inter faciale et de l'angle de frottement interne lorsque le temps de cure est élevé. D'autre part, le remblai muri à 14 jours et la surface G2 donne une cohésion de 66kPa et un angle de frottement à l'interface remblai-roche 46,4°, similaires à ceux décrits précédemment (Figure 5-15).

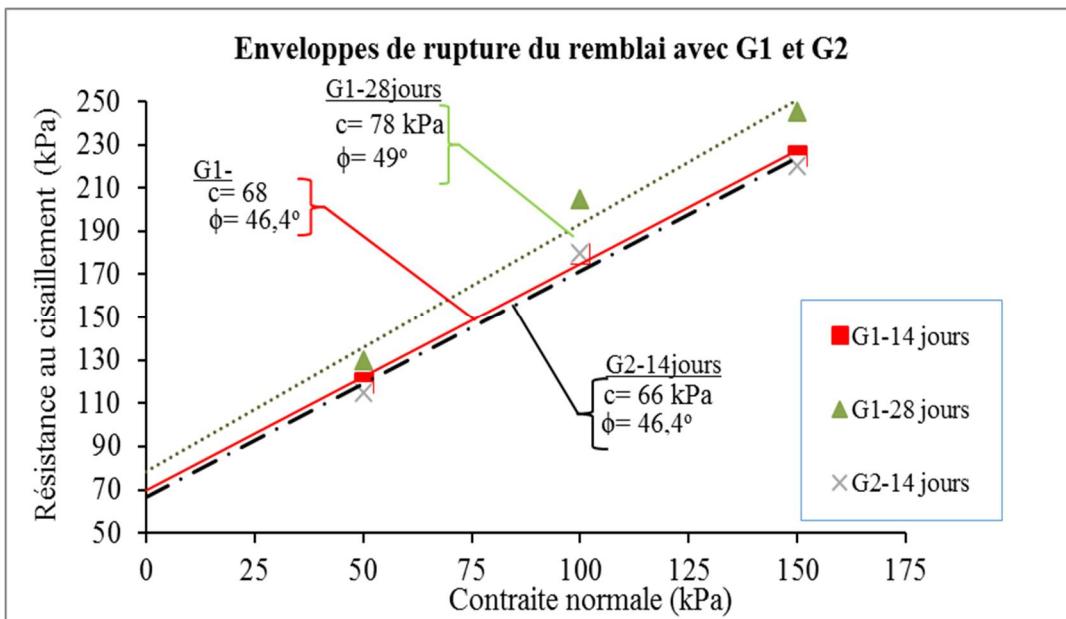


Figure 5-15 : Enveloppes de rupture des interfaces de remblai/surfaces de granite G1 et G2

### 5.3.1.2 Essais de cisaillement direct sur les surfaces G3 et G4

L'enveloppe de rupture fourni par la résistance au cisaillement des interfaces remblai à 14 jours de temps de cure de la roche G3 montre que la cohésion à l'interface est de 65 kPa et l'angle de frottement interne est e 51,1°. Celui avec la surface de remblai à 28 jours de temps de cure indique que la cohésion a légèrement augmenté jusqu' à 68 kPa alors que l'angle de friction interne a diminué de 45° avec le temps. L'enveloppe de rupture du remblai observée sur la surface de roche G4 (14jours de cure), montre une différence avec les paramètres précédents. En effet, la cohésion est de 130 kPa et l'angle de frottement interne est de 26,6°. Rappelons que les surfaces G3 et G4

proviennent de deux endroits différents d'une même grande surface de granite. Il peut donc y avoir des cohésions et des angles de frottement internes qui diffèrent (Figure 5-16).

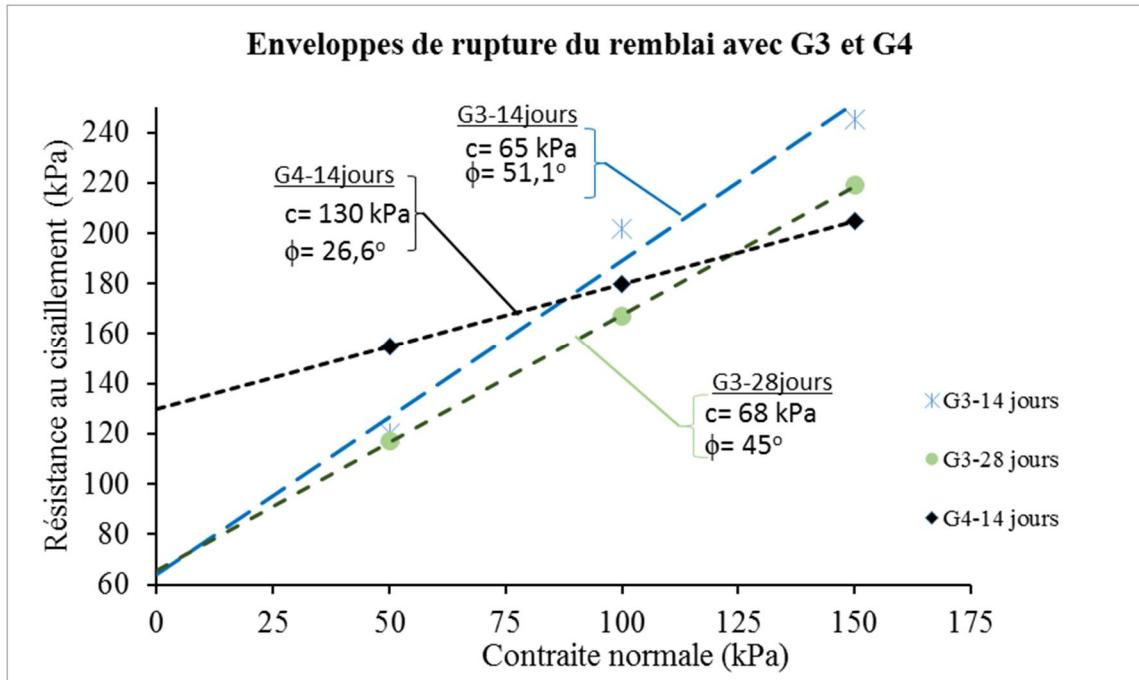


Figure 5-16 Enveloppes de rupture des interfaces de remblai/surfaces de granite G3 et G4

### 5.3.2 Interfaces remblai-roche artificielle de schiste

#### 5.3.2.1 Essais de cisaillement direct sur les surfaces S1 et S2

L'enveloppe de rupture concernant l'interface du remblai curé à 14 jours avec la surface du schiste S1 montre une cohésion de 90 kPa et un angle de frottement interne de 51,3°. Quant à celui curé à 28 jours, la cohésion augmente jusqu'à 115 kPa alors que l'angle de frottement interne reste sensiblement la même à 52°. L'enveloppe de rupture du remblai curé à 14 jours et la surface de roche type S2 montre une cohésion de 88 kPa et l'angle de frottement interne de 42°. Cela montre que sur une même surface de schiste, on peut avoir des cohésions ou un angle de frottements internes différents. Ces données montrent que sur la même surface de schiste, la cohésion et l'angle de frottement diffèrent légèrement d'un endroit à l'autre (Figure 5-17).

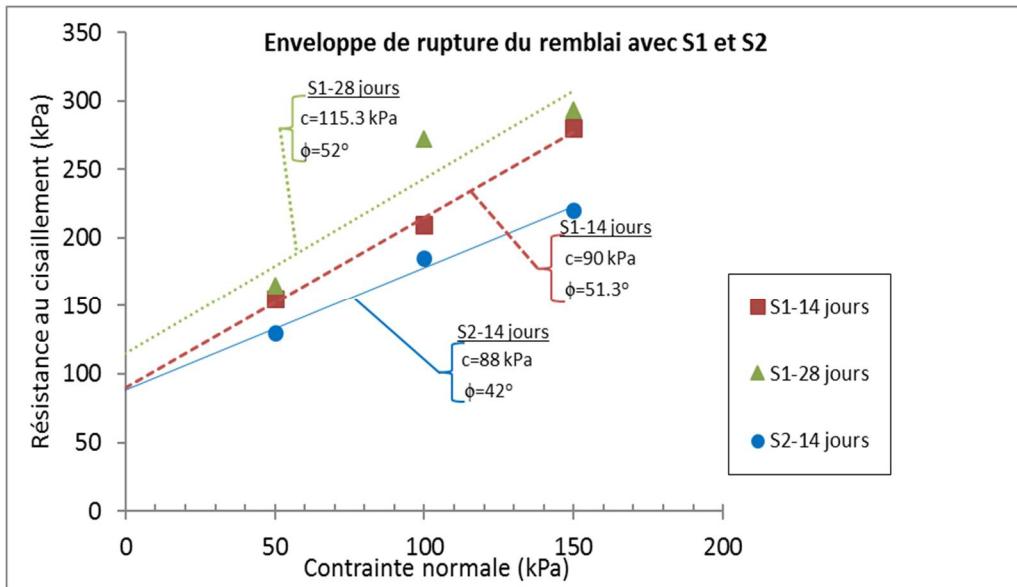


Figure 5-17 : Enveloppes de rupture aux interfaces remblai et surface de schistes S1 et S2

### 5.3.2.2 Les surfaces S3 et S4

L'enveloppe de rupture du remblai curé à 28 jours et surface de roche S3 indique une cohésion à l'interface remblai-roche de 130 kPa et un angle de frottement interne de 51,3°.

A l'interface remblai–roche type S4, la cohésion est de 82 kPa et l'angle de frottement interne est de 46,4° (14 jours de temps de cure). Pour le remblai curé à 28 jours, la cohésion est de 70 kPa et l'angle de frottement interne augmente légèrement de 51,3° avec le temps (Figure 5-18).

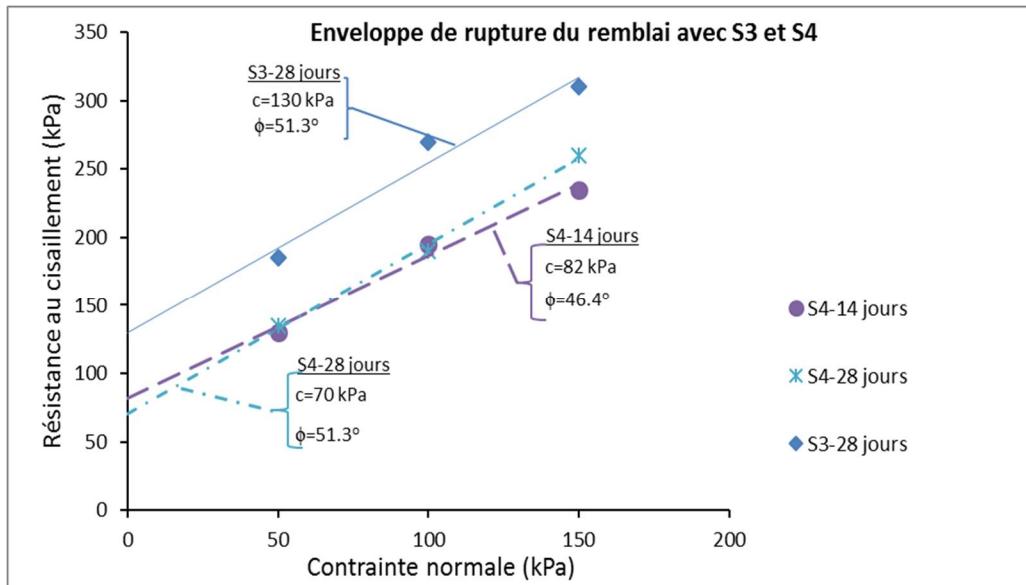


Figure 5-18 Enveloppe de ruptures aux interfaces remblai et schistes S3 et S4

### 5.3.3 Les interfaces remblai-remblai ayant les mêmes temps de cure

#### 5.3.3.1 Interfaces remblai-remblai à 3% GU/Slag

La Figure 5-29 résume les trois résistances maximales qui ont été obtenues en fonction des contraintes normales appliquées sur l'échantillon (pour les trois temps de cure 7, 14 et 28 jours). On obtient alors une droite de Mohr-Coulomb qui permet de déterminer des paramètres tels que l'adhésion ( $c$ ), et l'angle de frottement interne à l'interface ( $\phi$ ).

Pour l'interface remblai-remblai à 7 jours de temps de cure, l'adhésion est de 16 kPa et l'angle de frottement interne se retrouve à 34°. Pour 14 jours de cure, l'adhésion est de 13 kPa avec un angle de frottement à l'interface de 36,8°. Enfin pour 28 jours de temps de cure, l'adhésion est de 12 kPa avec un angle de frottement interne de 38°. Selon ces droites, l'adhésion diminue avec le temps de cure, alors que l'angle de frottement interne augmente (Figure 5-19).

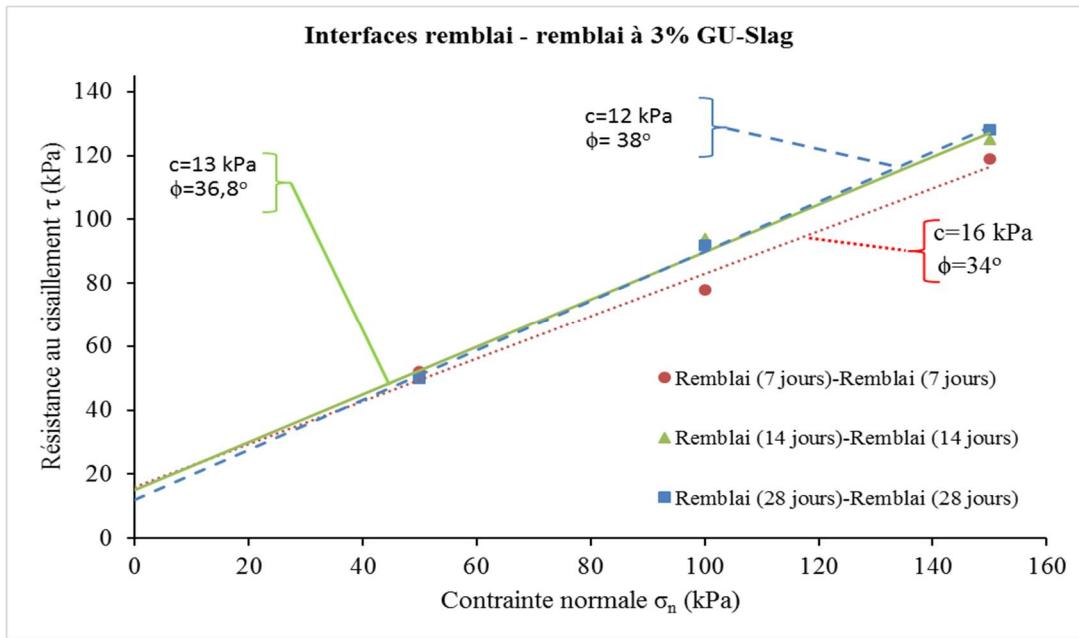


Figure 5-19 : Enveloppes de rupture pour interfaces remblai-remblai à 3% GU/Slag

### 5.3.3.2 Interfaces remblai-remblai à 5% GU/Slag

Sur la Figure 5-20, on voit que la cohésion est faible par rapport à la Figure 5-19 (mélange remblai-remblai à 3% GU/Slag). Ceci est dû aux liens de cimentations suffisants sur chaque surface de remblai, donc moins d'eau et de liant pour créer une certaine adhésion à l'interface. De plus, on observe une augmentation de la cohésion en fonction du temps de cure, tandis que l'angle de frottement interne reste constant.

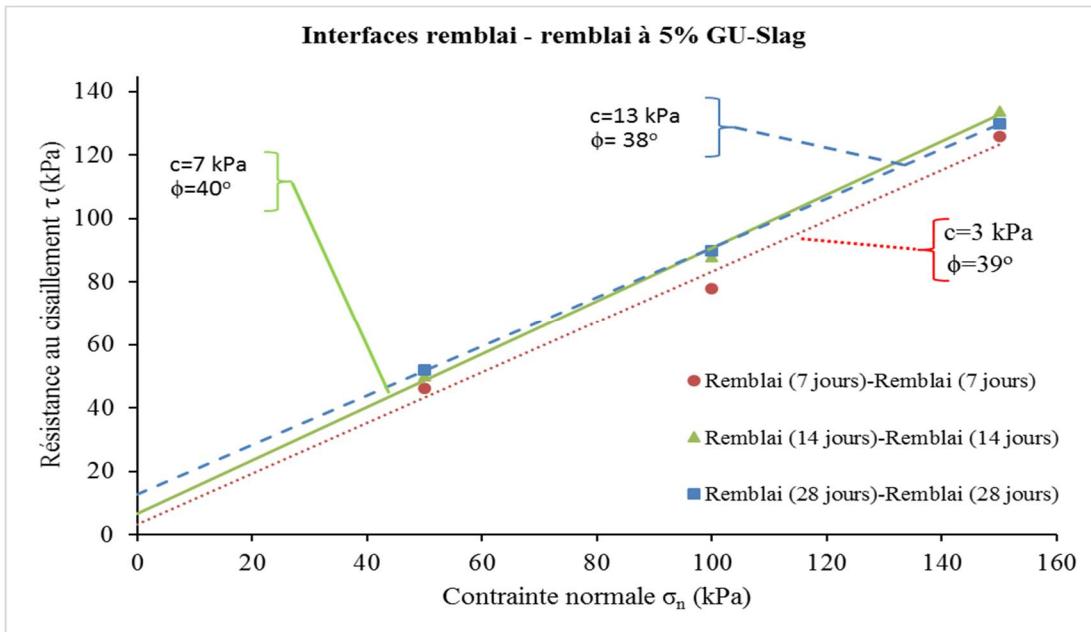


Figure 5-20 : Enveloppes de rupture pour interfaces remblai-remblai à 5% GU/Slag

### 5.3.3.3 Interfaces remblai-remblai à 7% GU/Slag

Pour 7 jours de temps de cure, l'adhésion est de 13 kPa avec un angle de frottement interne de  $39^\circ$ ; pour 14 jours, 13 kPa et  $37^\circ$ ; pour 28 jours, 3 kPa et  $41^\circ$ .

Les courbes montrent qu'à 7 jours et 14 jours, les cohésions restent les mêmes, mais qu'à 28 jours, la cohésion diminue. L'angle de frottement interne quant à lui reste entre  $37^\circ$  et  $41^\circ$  (Figure 5-21).

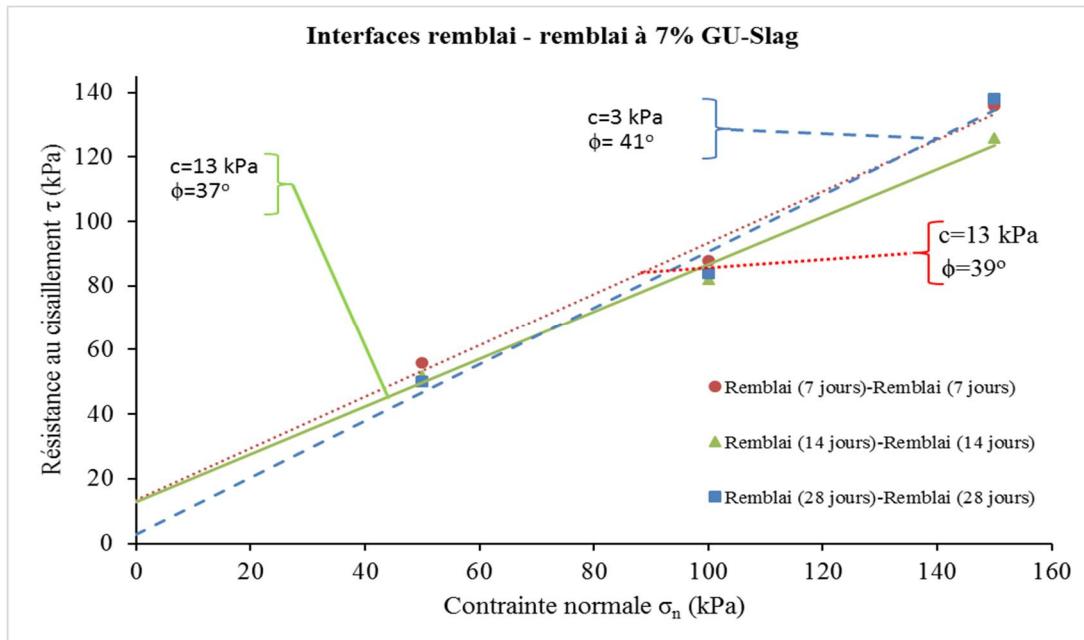


Figure 5-21 : Enveloppes de rupture pour interfaces remblai-remblai à 3% GU/Slag

### 5.3.4 Les interfaces à des temps de cure différents

#### 5.3.4.1 Avec 3% du liant GU/Slag

La Figure 5-22 montre que pour les interfaces remblai-remblai, les adhérences obtenues sont semblables (autour de 13 kPa). Cependant, l'angle de frottement interne varie considérablement. Pour l'interface remblai curé à 47 jours – remblai curé à 7 jours il est de  $21^\circ$ , alors que celle de remblai curé à 54 jours – remblai curé à 14 jours est de  $38^\circ$ . D'autre part, sur l'interface remblai curé à 68 jours – remblai curé à 28 jours, l'angle de frottement interne est de  $33^\circ$ .

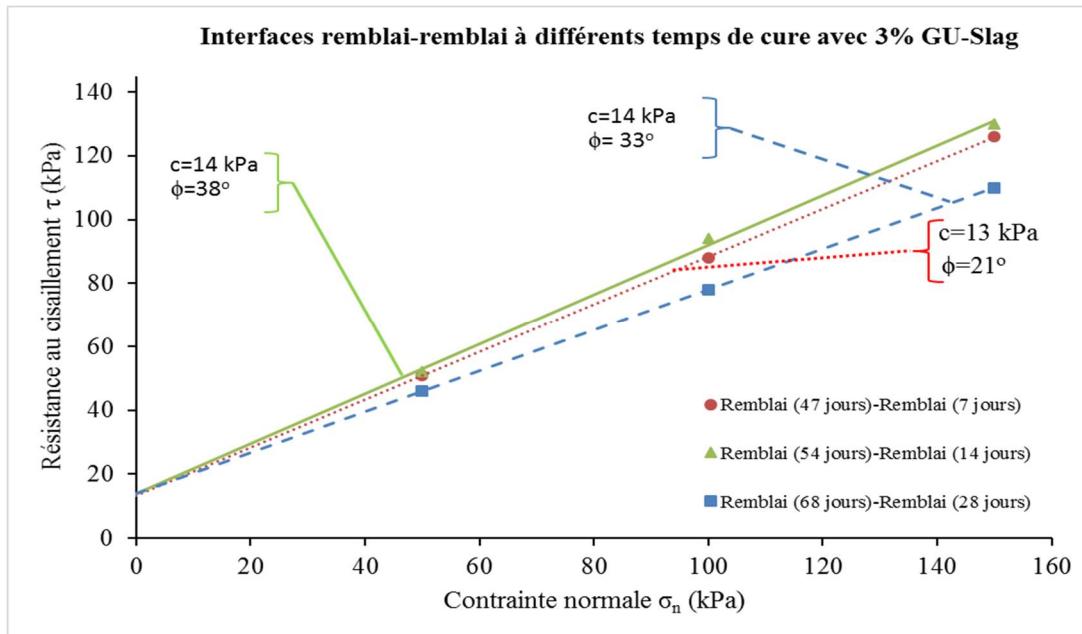


Figure 5-22 : Enveloppes de rupture pour interfaces remblai-remblai à différents temps de cure avec 3% GU/Slag

### 5.3.4.2 Avec 5% du liant GU/Slag

La cohésion et l'angle de frottement interne restent sensiblement les mêmes pour tous les temps de cure (Figure 5-23).

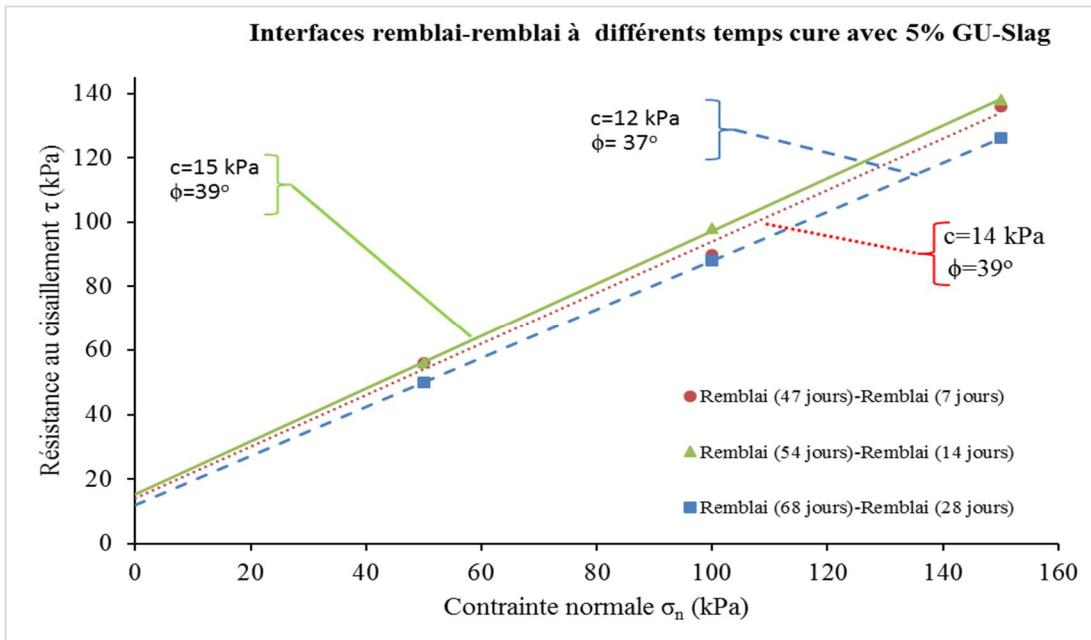


Figure 5-23 : Enveloppes de rupture pour interfaces remblai-remblai à différents temps de cure avec 5% GU/Slag

### 5.3.4.3 Avec 7% du liant GU/Slag

Aux interfaces de remblai (47 jours de cure) ; remblai (7 jours de cure) et celle du remblai (68 jours de cure) – remblai (28 jours de cure), l’adhésion à l’interface est la même. Leur angle de frottement respectif est comparable ( $37^\circ$  et  $34^\circ$  respectivement. Quant à l’interface remblai (54 jours de cure) – remblai (14 jours de cure), l’adhésion est de 10 kPa, avec un angle de frottement interne de  $34^\circ$ .

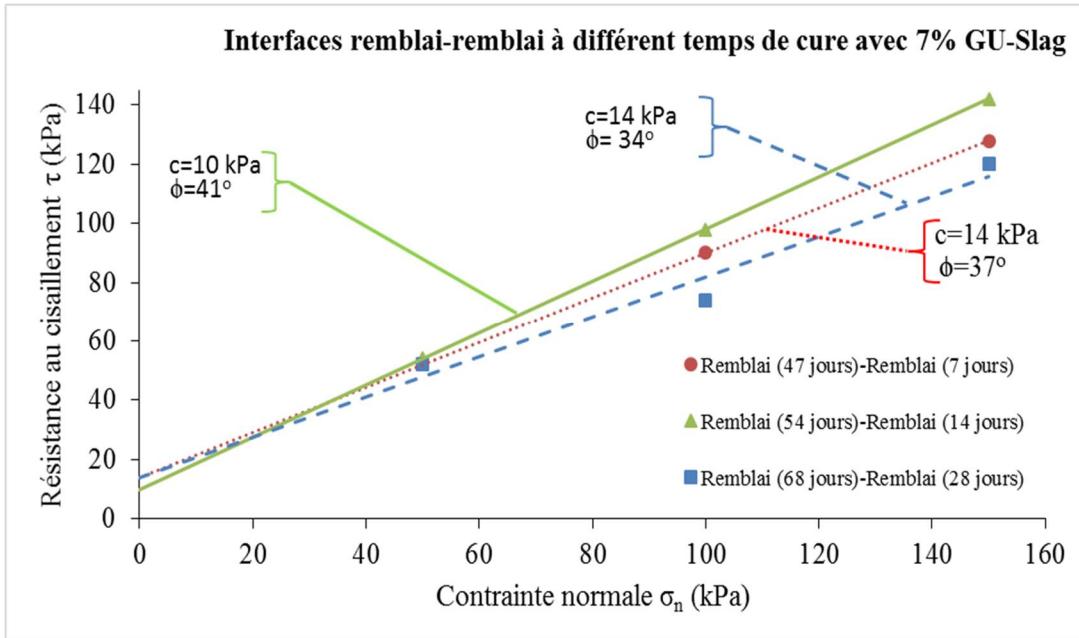


Figure 5-24 : Enveloppes de rupture pour interfaces remblai-remblai à différents temps de cure avec 5% GU/Slag

## 5.4 Essais de cisaillement à très faible vitesse (dit de décollement)

De façon globale, la cohésion apparente la plus élevée se retrouve sur les surfaces de schiste. Visuellement, les surfaces de schiste comportent beaucoup plus d'aspérités. Les surfaces de granite G1 et G3 donnent sensiblement la même valeur de cohésion apparente (Tableau 5-1). Rappelons que ces surfaces ont été moulées à la même place sur la grande surface de roche de granite, mais qu'elles n'ont pas été cisaillées dans la même direction. Cela montre que la cohésion apparente peut être la même quelle que soit la direction du cisaillement.

Cependant les surfaces G1 et G2 se trouvant être moulées à deux places différentes sur la même grande surface ont des cohésions apparentes différentes. Donc la cohésion apparente ne sera peut-être pas la même sur toute la surface d'une roche (Tableau 5-1). Les surfaces de granite G2, G1 et de schiste S3 ont les raideurs les plus élevées avec respectivement 54 kPa/mm, 45 kPa/mm et 43 kPa/mm (Tableau 5-1).

Tableau 5-1 : Résumé des valeurs de cohésions pour le décollement

	<b>Interfaces de fausse roche</b>				
	<b>G1</b>	<b>G2</b>	<b>G3</b>	<b>S2</b>	<b>S3</b>
Cohésion $c$ (kPa)	24	37	23	28	40
Déplacement tangentiel $u$ (mm)	0.6	1	0.8	1.4	1.4
$K_s$ (kPa/mm)	45	54	32	18	43

## CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

### 6.1 Conclusion

Les courbes de contraintes de cisaillement en fonction du déplacement tangentiel ont montré trois types de comportement : un comportement élasto-plastique avec écrouissage positif pour le plus petit pourcentage de liant (3%) et pour le très court terme (7 jours). Cependant pour ce même temps de cure (7 jours) et un liant de 5%, un comportement élasto-plastique avec un palier est observé. En augmentant le liant (7%) pour un même temps de cure, le comportement devient élasto-plastique avec radoucissement. Par ailleurs ce dernier comportement est observé pour les temps de cure plus élevé (14 jours et 28 jours) et pour toutes les proportions de liant (3%, 5% et 7% type GU/Slag dans notre cas).

Pour la contrainte normale appliquée de 150 kPa, les surfaces de granite présentent des résistances au cisaillement variant peu entre 205 kPa et 245 kPa quand le temps de cure est de 14 jours. À 28 jours, la résistance au cisaillement varie peu (de 195 kPa à 245 kPa). Donc, sur les surfaces, la résistance au cisaillement est presque identique. Sur les surfaces de schiste, quand le temps de cure est de 14 jours, la résistance au cisaillement varie entre 220 kPa et 280 kPa, avec une résistance au cisaillement plus élevée sur la surface S1. Quand le temps de cure est de 28 jours la résistance varie de 260 kPa à 310 kPa, avec une résistance plus élevée sur la surface S3. Les raisons pour lesquelles une surface a une plus grande résistance que d'autre ne peuvent vraiment pas être développées ici parce qu'il n'y a pas eu une caractérisation des surfaces avant et après le cisaillement. Cependant pour une contrainte normale de 50 kPa la surface G4 a une valeur de la résistance plus élevée (155 kPa) alors que toutes les autres surfaces sont sensiblement dans la même ordre de grandeur (115 kPa à 120 kPa).

Pour les schistes et à 14 jours de cure, quand la contrainte normale appliquée est de 50 kPa, la résistance au cisaillement est sensiblement la même (155 kPa pour S1, 157 kPa pour S3, puis 130 kPa pour S2 et S4) quelle que soit l'orientation de la surface.

Les essais de décollement réalisés sur les interfaces de fausses roches montrent qu'au niveau du granite, la cohésion apparente ou la résistance au décollement est sensiblement la même sur les surfaces G1 et G3 avec des valeurs respectives de 24 kPa et 23 kPa. Cependant sur la surface G2 la

cohésion apparente est de 37 kPa. Donc la résistance au décollement n'est pas la même à deux endroits différents.

Les courbes montrant la contrainte déviatorique en fonction de la contrainte normale indique que les contraintes totales à la rupture sont plus élevées que les contraintes effectives du fait de la présence d'eau.

Les adhésions des interfaces remblai-remblai sont sensiblement les mêmes et sont entre 13 kPa et 16 kPa sauf pour l'interface remblai-remblai à 5% de liant où les adhésions tombent à 3 kPa pour 7 jours de cure et à 7 kPa pour 14 jours de cure. Aussi cette cohésion diminue quand le liant est de 7% et que le temps de cure est de 28 jours. Par ailleurs pour les interfaces remblai-remblai avec des temps de cure différents, la valeur de cette adhésion reste supérieure à 10 kPa pour toutes les proportions de liant et pour tous les temps de cure.

Les angles de frottements internes varient légèrement à 7 jours de temps de cure les 2 types d'interfaces ayant les mêmes angles ( $37^{\circ}$ - $39^{\circ}$ ), sauf avec une interface de remblai curé à 47 jours ; dans ce cas l'angle baisse à  $21^{\circ}$ . À 14 jours les angles varient entre  $37^{\circ}$  et  $41^{\circ}$ . Par ailleurs à 28 jours de cure, les interfaces aux mêmes temps de cure varient de  $38^{\circ}$  à  $41^{\circ}$  et les interfaces de différents temps de cure oscillent entre  $33^{\circ}$  et  $37^{\circ}$ .

Pour les blocs de remblai, à 3% de liant type GU/Slag la cohésion passe de 71 kPa à 34 kPa et à 127 kPa en fonction du temps de cure (7 jours, 14 jours et 28 jours respectivement). Pour 5% de liant cette cohésion est de 150 kPa, 135 kPa et 186 kPa respectivement pour les trois temps de cure énoncés précédemment. Quand la proportion de liant est de 7%, les cohésions sont de 210 kPa, 330 kPa et 465 kPa en fonction des temps de cure (7jours, 14jours, 28jours respectivement). Les angles de frottement internes varient aussi en fonction du temps de cure. À 3% de liant ces angles de frottement sont de  $25^{\circ}$  (à 7 jours de cure) et  $36^{\circ}$  (pour 14 et 28 jours de temps de cure). Pour 5% de liant ces angles sont de  $29^{\circ}$  (pour 7 jours de cure) et de  $41^{\circ}$  (14 et 28 jours de cure).

D'autre part le comportement mécanique du remblai aux interfaces remblai-roche et remblai-remblai a été étudié à l'aide des essais de cisaillement direct d'interfaces.

La plupart des mines utilisent le modèle de [Mitchell et al. \(1982\)](#) pour la conception de la résistance requise du remblai. Ce modèle pose comme hypothèse que la cohésion interne du remblai est la même que la cohésion à l'interface. Ce modèle assume également que l'angle de frottement interne est égal à l'angle de frottement à l'interface et tous deux sont égaux à zéro. Cependant les résultats

obtenus montrent que l'angle de frottement au sein du remblai varie entre  $25^\circ$  et  $56^\circ$ , l'angle de frottement à l'interface remblai-roche varie entre  $27^\circ$  et  $52^\circ$ , et celui à l'interface remblai-remblai varie entre  $21^\circ$  et  $41^\circ$ .

D'autre part, pour tous les temps de cure et toutes proportions de liant utilisées, la cohésion au sein du remblai se situe entre 34 kPa et 465 kPa, alors qu'à l'interface remblai-roche elle varie entre 65 et 150 kPa.

## 6.2 Recommandations

De manière générale, dans tous les essais il serait intéressant de faire plusieurs tests sur plusieurs échantillons pour réduire les risques d'erreurs. La plupart des tests ont été faits sur trois échantillons pour tracer l'enveloppe de rupture puisque selon le critère de Mohr-Coulomb, ce tracé est obtenu approximativement par une droite nécessitant au moins deux points. Cependant, certaines enveloppes de rupture n'ont pas été tracées suite aux manques de données (résultats non présentés ici, par exemple les données de la surface de granite G2 à 28 jours de temps de cure).

Quelques points sont à considérer :

- Caractérisation des interfaces remblai et roche de granite et de schiste : la morphologie de la surface de remblai et de la roche avant et après les essais devraient être étudié pour analyser la dégradation des surfaces dû au cisaillement.
- Cisaillement direct sur les blocs : des tests pour les temps de cure de 56 jours et 91 jours et même au-delà peuvent être faits afin de voir aussi le comportement à ces temps. Ceci n'a pas été réalisé surtout pour les essais de cisaillement et triaxial du fait que les résidus dont on disposait était presque épuisés. D'autres résidus auraient pu être échantillonnés, mais en raison de l'hétérogénéité de ce matériel, la comparaison des résultats auraient été compromise.
- Traction indirecte : des fibres de bois ayant une forme plus allongée et non en état de poudre pourraient être utilisées. En effet la longueur de la fibre dans le remblai pourrait améliorer la résistance à la traction. Puisque le remblai rompt en traction par fendage et se divise en

deux blocs, de longues fibres de bois pouvant reliant les deux blocs ensemble pourraient contribuer à résister au fendage.

- Les cohésions et les angles de frottement obtenus dans ce travail pourraient être utilisés dans des modèles (voir chapitre 2 : revue de littérature) afin de prédire les contraintes horizontales et verticales dans le remblai.

Des simulations numériques avec les résultats expérimentaux obtenus devraient être faites car plusieurs autres simulations étaient effectuées en se basant sur des valeurs fictives de cohésions et d'angle de frottement.

## RÉFÉRENCES

- Aubertin, M., Li, L., Arnoldi, S., Belem, T., Bussière, B., Benzaazoua, M., Simon, R., (2003). Interaction between backfill and rock mass in narrow stopes. Soil and Rock America 2003: 12th Pan-American Conference.
- Archibald J., (1999), Use of Ground Waste Glass and Normal Portland Cement Mixtures for Improving Slurry and Paste Backfill Support Performance, CIM Bulletin, vol. 92, no1030, pp. 74-80.
- Aref. K.. Hassan.. F.P.. and Churcher. D.. 1989. A study on liquefaction potential of paste backfill. In: Innovations in Mining Backfill Technology. Proc. 11th International Symp. On Mining with Backfill, Montreal, 2-5 October. 1989. A.A. Balkema, pp. 405-415.
- Arioglu, E. (1984). Design aspects of cemented aggregate fill mixes for tungsten stoping operations. Journal of Mining Science and Technology vol 1, 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.
- Bandis S.C., A.C. Lumsden, N.R. Barton (1981). Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 18, pp. 1-21.
- Bandis S.C., A.C. Lumsden et N.R. Barton (1983). Fundamentals of rock joint deformation. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 20 (6), pp. 249-268.
- Barton N.R. et V. Choubey (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. Rock Mech. Rock Engng., Vol. 10 (1-2), pp. 1-54.
- Barton N., S. Bandis et K. Bakhtiar (1985). Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 22 (3), pp. 121-140.
- Belem T. (1997). Morphologie et comportement mécanique des discontinuités rocheuses. Thèse de Doctorat INPL, Nancy, 220p.
- Belem, T. (2013). Note du cours de GML6603 - Remblais miniers. UQAT – École Polytechnique de Montréal, 2013.

- Belem, T., Benzaazoua, M., Bussière, B., (2000). Mechanical behaviour of cemented paste backfill. In: Proceedings of 53th Canadian geotechnical conference. Geotechnical Engineering at the down of the third millennium. 15-18 October, Montreal, vol 1, pp 373-380.
- Belem, T., Benzaazoua, M., Bussière, B., Dagenais, A.M., (2002). 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, pp 139-148.
- Belem, T., Benzaazoua M., (2003). Utilisation du remblai en pâte comme support de terrain. Partie I : De sa fabrication à sa mise en place sous terre. 12p.
- Belem T., Benzaazoua M., (2004). The use of paste backfill as underground rock support: from its preparation to its underground delivery. 5th International Symposium on Ground Support in Mining & Underground Construction. The Australian Centre for Geomechanics (ACG) and the Western Australian School of Mines (WASM).
- Belem, T., (2012). Cours de remblai miniers GNM 1001 séance #1, Institut de Recherche en Mine et Environnement à l'Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue.
- Belem, T., El Aatar, O., Bussière, B., Benzaazoua, M., Fall, M., Yilmaz, E., (2006). Characterization of self-weight consolidated paste backfill. Proceedings of 9<sup>th</sup> International Seminar on Paste and Thickened Tailings - Paste '06, 3-7 April 2006, Limerick, Ireland. R. Jewell, S. Lawson & Ph. Newman (eds), pp. 333 -345.
- Belem, T., El Aatar, O., Bussière, B., Benzaazoua, M., Yilmaz, E., (2007). Hydrogeotechnical and geochemical characterization of column consolidated cemented paste backfill. Minefill2007, 29 April- 2 Mai, Montréal, Qc, Canada
- Belem, T., Benzaazoua, M., (2008). Design and application of underground mine paste backfill technology. Geol Geotech Eng, vol., 148-174.p
- Belem, T., Benzaazoua, (2009), Design and application of underground mine paste backfill technology. 148-174p
- Belem, T., (2009). Développement d'une method intégrée d'analyse de stabilité des chantiers miniers remblayés. Rapport IRSST R-622, 49p.

- Belem, T., Bussière, B., Benzaazoua, M. (2001). The effect of microstructural evolution on the physical properties of paste backfill. Tailings and Mine Waste '01, Fort Collins, Colorado, Balkema, Rotterdam, pp 365-374.
- Benzaazoua, M., Belem, T., Bussière, B., (2002). Chemical aspect of sulfurous paste backfill mixtures. *Cement Concrete Res* 32(7): 1133-1144.
- Benzaazoua M., Belem T., Jolette D. (2000). Chemical stability investigation and its impact on the quality of cemented backfill (in French), IRSST Report No. R-260, 172p.
- Benzaazoua, M., Belem, T., Oullet, S., Fall, M., (2003). Utilisation du remblai en pâte comme Support de terrain. Partie II : comportement à court, à moyen et à 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, 12 pp.
- Benzaazoua, M., Fall, M., Belem, T., (2004) A contribution to understanding the hardening process of cemented pastefill. *Minerais Engineering*, vol 17, no 2, 2004, p. 141-152.
- Benzaazoua M., Bussière B. (1999). Desulphurization of tailings with low neutralization Potential: kinetic study and flotation modeling. In: Goldsack P, Belzile N, Yearwood P, Hall (eds) *Proceedings of Sudburry'99, mining and the environment II*, vol 1, pp 29-38.
- Benzaazoua M., Bussière, B., Demers, I., Aubertin, M., Fried, E., and Blier, A. (2008). Integrated mine tailings management by combining environmental desulphurization and cemented paste backfill: Application to mine Doyon, Quebec, Canada. *Minerals Engineering*. 21(4): 330-340.
- Benzaazoua, M., Peyronnard, O., Belem, T., Fried, E., Stephan, A., Dublet, G. (2010). Key issues related to behaviour in cement paste backfilling. *Proceedings of the 13th International Seminar on Paste and Thickened Tailings*, pp. 345-363, Toronto, Canada.
- Blight, G.E. (1986). Pressure exerted by materials stored in silos: part I, coarse materials. *Géotechnique*, 36(1): 33-46.
- Bowles, J.E., (1988), "Foundation Analysis and Design", Fourth Ed., McGraw Hill Publishing Co., New York, 1004 p.

- Brady B.H.G. et E.T. Brown (2004a). Rock mechanics for underground mining, 3rd edition, Chapter 3 : Rock mass structure and characterisation, pp. 46-84. Kluwer Academic Publishers
- Brady B.H.G. et E.T. Brown (2004b). Rock mechanics for underground mining, 3rd edition, Chapter 4 : Rock strength and deformability, pp. 85-141. Kluwer Academic Publishers
- Cai, S., (1983).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, p. 405–412.
- Cayouette, J., Optimization of the paste backfill plant at Louvicourt mine. CIM Bulletin vol 96, no 1075, 2003, p. 51–57.
- Clark, C.C., Vickery, J.D., Backer, R.R., (1993). Transport of total tailings paste backfill: results of full-scale pipe test loop. Pumping tests. Report of investigation, RI 9573, USBM, 37p.
- Clough, G.W., Iwabuchi, J., Rad, N.S., and Kuppusamy, T., (1989). Influence of cementation on liquefaction of sands. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 115(GT8): 1102-1117.
- Cooke, R. (2009). Pipeline design for paste and thickened tailings system, Tailings and mine waste 2008, Denver Colorado, USA.
- Craig, W. M. and Pepler, D. J. (1995). Peer processes in bullying and victimization: An observational study. *Exceptionality Education Canada*, 5, 81-95.
- Donovan, J.G., (1999). 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, 148 p.
- El-Aatar, O., Belem, T., Bussière, B., Benzaazoua, M., Yilmaz, E. (2007) 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.
- Falaknaz, Nooshin., (2015). Analysis of geomechanical behavior of two adjacent backfilled stopes based on two and three dimensional numerical simulations. Ph.D Thesis, Departement de des genies civil, géologique et des mines, École polytechnique de montréal, 344 p.

- Fall, M., Benzaazoua, M., Ouellet, S., (2004). Experimental characterisation of the influence of mill tailings fineness and density on the quality of cemented paste backfill. Minerals Engineering.18-1: 41-44.
- Ferraris, C.F., de Larrard F., (1998). Modified slump test to measure rheological parameters of Fresh concrete. Cement Concrete Aggr 20(2):241-247.
- Gasc-Barbier, M., (2011). Comportement mécanique des roches : du laboratoire à l'ouvrage. Rapport de synthèse du LCPC.
- Gawu, S.Y., Fourie, A.B., (2004). Assessment of the modified slump test as a measure of the yield stress of high-density thickened tailings. Canadian Geotechnical Journal, 41, 39–47.
- Goodman, R.E., (1989). Introduction to rock mechanics. Second edition, Wiley, New York, pp.562.
- Guang, L., (2004). The effect of moisture content on the tensile strength properties of concrete, a thesis presented to the graduate school, University of florida.
- Hassani, F., Archibald, J., (1998). Mine backfill, CD-ROM. Canadian institute of mine, metallurgy and petroleum.
- Hassani, F.P., Bois, D., (1992). 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.
- Hilf, J.W. (1996). An investigation of pore water pressure in compacted cohesive soils. Technical Memorandum No. 654, United States Department of Interior, Bureau of Reclamation, Design and Construction Division, Denver, CO.
- Hoek, E., Brown, E.T., (1980). Empirical strength criterion for rock masses. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol 106 no GT9, p. 1013-1035.
- Hoek E. et E.T. Brown (1988). The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update, pp. 31-38. In: Proc.15th Canadian Rock Mech. Symp., Toronto: Civil Engineering Dept., University of Toronto.

- Hoek E., Kaiser P.K. et Bawden W.F. (1995). Support of underground excavations in hard rock, Chapter 4: Rock mass classification, pp. 27-50.
- Hoek, E., Brown, E.T., (1997). Practical estimates of rock mass strength. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, vol 34, no 8, p. 1165-1186.
- Homand F, Belem T., Souley M., (2001). Friction and degradation of joints surfaces under shear loads. Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech, vol 25, p. 973-999.
- Hu, C. (1995). Rhéologie des bétons fluides. Études et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, OA 16, 203 p., Paris, France.
- Gerrard, C.M. (1986). Shear failure of rock joints : appropriate constraints for empirical relations. International Journal of Rock Mechanics and mining sciences. 23:6. 421-429
- Godbout, J., (2004). Evolution des propriétés de rétention d'eau des remblais miniers cimentés en pâte durant le curage, 57 ième congrès canadien de géotechnique 5 ième congrès conjoint scg/aih-cnn.
- Jaeger J.C. et N.G.W. Cook (1979). Fundamentals of rock mechanics, Chapter 4 : Deformation and failure of rock, pp. 80-105. Chapman & Hall, London.
- Ladanyi B. et G. Archambault (1969). Simulation of the shear behaviour of a jointed rock mass, Vol. 7, pp. 105-125. In: Proceedings of the 11th U.S. Symposium on Rock Mechanics, Berkeley, AIME, New York.
- Landriault, D.A., Brown, R.E., Counter, D.B., (2000) Paste backfill study for deep mining at Kidd Creek. CIM Bulletin, vol. 93, n° 1036, p.156-161.
- Landriault, D.A., Tenbergen, R., (1995). The present state of paste fills in Canadian underground mining. Proceedings of the 97th Annual General Meeting of CIM, Halifax: CIM. p. 229-238.
- Landriault, D.A., Verburg R., Cincilla, W., Welch, D., (1997). 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, 120p.

- Le Roux, K.A., Bawden, W.F., Grabinsky, M.W.F., (2005). Field properties of cemented paste backfill at the Golden Giant mine. *Mineral Technology: IMM Transaction, Section A*, vol 114, no 2, p.65-86.
- Li, L., Aubertin, M., Simon, R., Bussière, B., Belem, T. (2003). 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, p. 211-219.
- Li, L., Aubertin, M. (2012) A modified solution to assess the required strength of exposed backfill in mine stopes. *Canadian Geotechnical*, 49(8): 994-1002.
- Manaras S., 2009, investigations of backfill – rock mass interface failure mechanisms, A thesis submitted to the Department of Mining Engineering at the Queen's University Kingston, Ontario, Canada.
- Marston, A. 1930. The theory of external loads on closed conduits in the light of latest experiments. Bulletin No. 96, Iowa Engineering Experiment Station, Ames, Iowa.
- Mellor M., Hawkes I., 1971, “Measurement of tensile strength by diametral compression of discs and annuli”, *Eng. Geol.*, Vol. 5, N° 3, pp. 173-225.
- Mindess, S., Young, J. F., & Darwin, D. (2002). Concrete (2nd ed.). Upper Saddle River, New Jersey: Prentice Hall.
- Mitchell, R.J., Olsen, R.S., Smith, J.D., (1982). Model studies on cemented tailings used in mine backfill. *Can. Geotech. J.*, vol.19, No.1, pp. 14-28.
- M.L. Hunt, R. Zenit, C. S. Campbell, Brennen., C.E. (2002). Revisiting the 1954 suspension experiments of R. A. Bagnold, *J. Fluid Mech.* 452, p. 1-24.
- Mitchell, R.J. (1989a). Stability of cemented tailings backfill. Computer and physical modeling in geotechnical engineering. Balkema, Rotterdam, pp 501-507.
- Mitchell, R.J., (1989b). Model studies on the stability of confined fills. *Can Geotech J* 26:210-216.
- Mitchell, R. J. (1991). Sill mat evaluation using centrifuge models. *Mining Science and Technology*, v. 13, no 3, p. 301-313.

- Marston, A. (1930). The theory of external loads on closed conduits in the light of latest experiments. Bulletin No. 96, Iowa Engineering Experiment Station, Ames, Iowa.
- Naylor, J., Farmery, R.A., Tenbergen, R.A. (1997). Paste backfill at the Macassa mine with flash paste production in a paste production and storage mechanism. In: Proceedings 29th annual meeting of the Canadian mineral processors, Ottawa, Ontario, January 21-23, pp 408-420.
- Nguyen, Q.C., Boger, D.V., (1985). Direct yield Stress Measurement with the Vane method. Journal of Rheology, 29 (3): 335 – 947.
- Ouellet, J., Benzaazoua, M., and Servant, S. (1998). Mechanical, mineralogical and chemical characterisation of paste backfill. In Proceedings of the 4th International Conference on Tailings and Mine Waste, A.A. Balkema, Rotterdam, pp. 139–146.
- Ouellet, J., Bidwell, T.J., and Servant, S. (1998). Physical and mechanical characterisation of paste backfill by laboratory and in situ testing. In Proceeding in the 6th International Symposium on Mining with Backfill, MINEFILL'98. Edited by M. Bloss (Austr. Inst. Min. Metal.), Brisbane, Australia, pp. 249–l253.
- Ouellet, S., Bussière, B., Mbonimpa, M., Benzaazoua, M., Aubertin, M., (2005). Reactivity and mineralogical evolution of an underground mine sulphidic cemented paste backfill. Minerais Engineering 19 p. 407- 419.
- Patton. (1966). Multiple modes of shear failure in rock. Rock mechanics. Vol.1. 509-513.
- Pierce M. E., 1997. Laboratory and Numerical Analysis of the Strength and Deformation Behaviour of Paste Backfill, M.S. Thesis, Queen's University, Kingston, Ontario, Canada.
- Pierce, M, (2001). Geomechanics of Paste Backfill. Noranda Paste Backfill College. Fundamentals Module III, p 20 REVELL, M. Cannington backfill taking the pig out of paste. Paste Technology Seminar, Perth, Australia, April 2000, p. 1–12.
- Revell, M. Cannington backfill taking the pig out of paste. Paste Technologie Seminar, Australia, April 2000, p. 159-165.
- Roux S., Radjai F. (2001). Statistical approach to the mechanical behavior of granular media. in H. Aref, J. Philips (eds), Mechanics for a New Millennium, Kluwer Acad. Pub., Netherlands, p. 181-196.

- Saeb, S., (1990). A variance of the Ladanyi and Archambault's shear strength criterion. Rock Joints. Barton & Stephansson (eds), Balkema. p. 701-705.
- Saeb, S. et Amadei, B. (1992). Modelling rock joints under shear and normal loading. International journal of rock mechanics and mining sciences and geomechanics abstracts, vol. 29, pp. 267–278
- Sivakugan, N. 2001, Soil Engineering Laboratory - CEP 701, SIVA Copyright © 2001. U.S department of interior 2011, Bureau de reclamation, Embankment dams, chap 4: Static stability analysis Phase 4 (Final), Design Standards No. 13.
- 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.
- Stone D.M.R. 1993. The optimization of mix designs for cemented rockfill. MINEFILL'93. Proc. fifth Int. Symp. on Mining with Backfill Johannesburg, SAIMM, pp. 249-253.
- Terzaghi, K. (1943). Theoretical soil mechanics. John Wiley & Sons.
- Thakur, N., 2008. Characterization of physico-mechanical properties of consolidated paste backfill columns of LaRonde Mine. Summer Work Report, Report no. 02, Universite du Quebec en Abitibi-Temiscamingue, Rouyn-Noranda, Quebec, Canada.
- Thomas, E.G., Nantel, J.H., Notley, K.R., (1979). Fill technology in underground metalliferous mines. International Academic Services, Kingston, Canada.
- Transportation Research Board (TRB), (1996). Landslides: investigation and mitigation. Turner, A.K. and Schuster, R.L. (editors). U.S. National Academy Press. 673p.
- Van Horn, D.A. 1963. A study of loads on underground structures. Proceedings of the Symposium on SoilStructure Interaction, 8 - 11 June 1964. University of Arizona, Tucson, Arizona: 256-282.
- Yilmaz, E., El Aatar, O., Belem, T., Benzaazoua, M., Bussière B. (2006). Effets de la consolidation du remblai en pâte sur sa performance. 21e Colloque en contrôle de terrain de l'AMQ, 11-12 avril 2006, Val-d'Or, 12p.

Yu, Y., Zang, J.X., Zang, J., (2009). A modified Brazilian disc tension. Int J Rock Mech Min Sci, vol 46:421–5.

Yu, B., McClure, S.B., Oñate, J.A., Guskiewicz, K.M., Kirkendall, D.T., Garrett, W.E., (2005). Age and gender effects on lower extremity kinematics of youth soccer players in a stop-jump task. Am J Sports Med., vol.33: 1356-1364.

**ANNEXES**

## ANNEXE A : ESSAIS TRIAXIAUX

### A.1 Courbes contrainte déviatorique (7% de liant type GU/Slag)

Cette courbe montre que pour un confinement moins élevé, la contrainte axiale à la rupture serait plus élevée, ce qui ne devrait pas être le cas. Autre chose pourrait expliquer cela, d'où la nécessité de faire d'autres essais d'investigation.

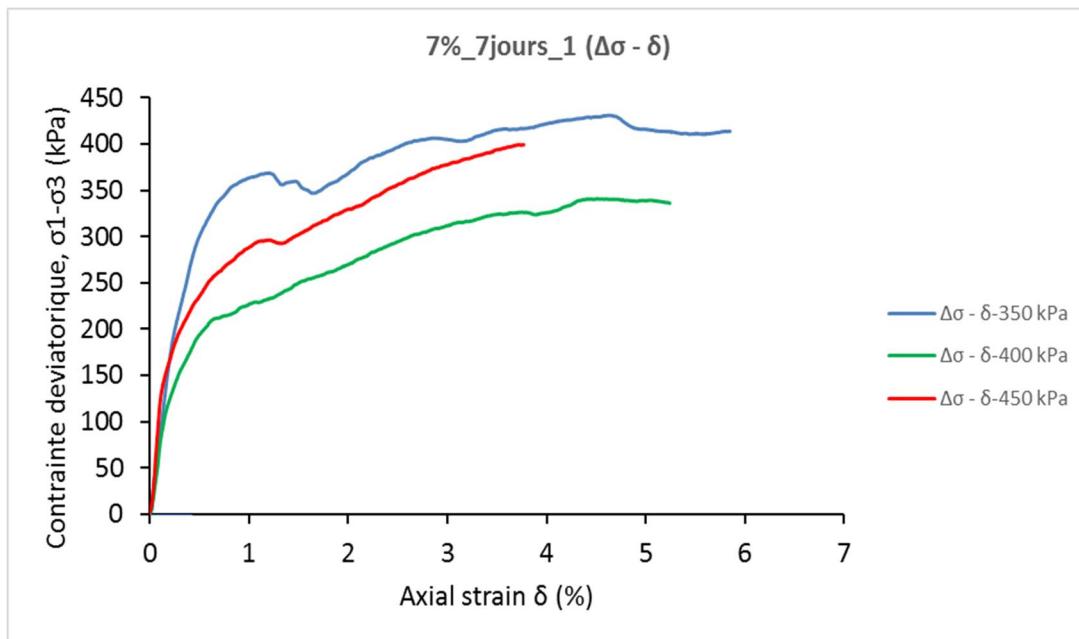


Figure A-1 Représentation de la contrainte deviatorique en fonction de la déformation axiale (7% GU/Slag à 7 jours)

Pour la proportion de liant à 3% et cure à 7 jours, seulement deux échantillons ont pu donner des résultats.

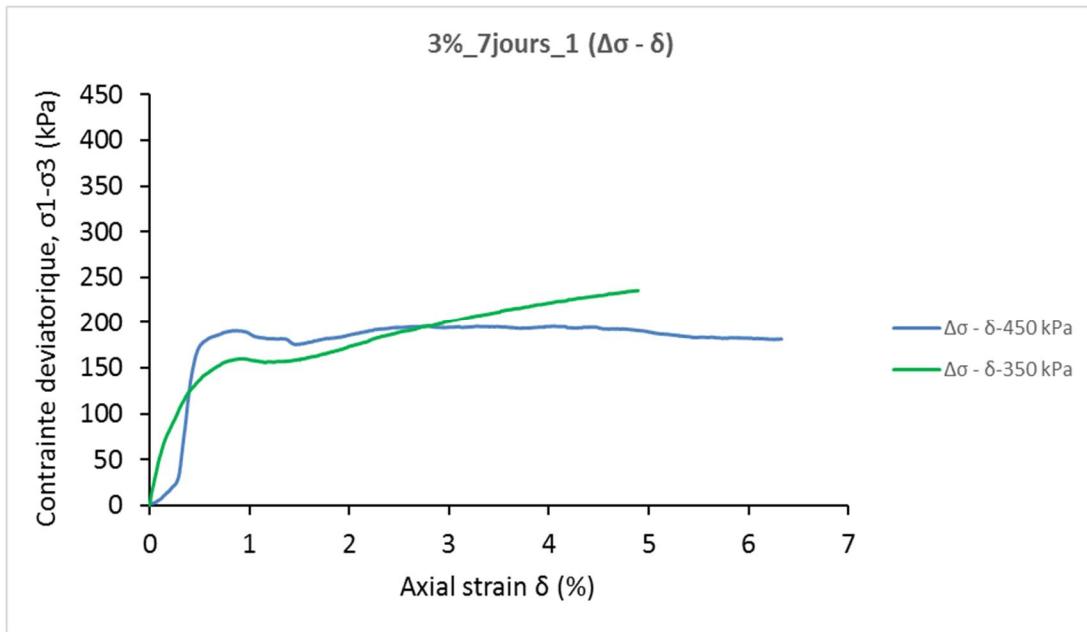


Figure A-2 Représentation de la contrainte deviatorique en fonction de la déformation axiale (3% GU/Slag à 1 jour)

**ANNEXES B : CISAILLEMENT AUX INTERFACES REMBLAI-REMBLAI****B1 Interfaces remblai-remblai à 3% du liant GU/Slag****B1-1 Courbes contrainte-déplacement et de déplacement normal**

Pour l'interface remblai curé à 56 jours – remblai curé à 56 jours (courbe a) de la figure ci-dessous la courbes de contraintes de cisaillement – déplacement tangentiel montre un comportement élasto-plastique avec un plateau quand la contrainte normale appliquée est de 50 kPa, 100 kPa ou 150 kPa. Le déplacement normal (courbe c) montre qu'il y a contractance pour les contraintes normales appliquées (50 kPa, 100 kPa et 150 kPa).

Pour l'interface remblai curé à 91 jours – remblai curé à 91 jours (courbe b) de la figure B-1, la courbe contraintes de cisaillement – déplacement tangentiel montre un comportement élasto-plastique avec un plateau pour tous les trois contraintes normales appliquées (50 kPa, 100 kPa et 150 kPa). Tout se passe comme si la résistance au cisaillement de l'interface est vaincue, d'où le plateau. La courbe (d) montrant le déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel indique qu'il y a de la contractance de façon générale. Pour la contrainte normale de 50 kPa la contractance commence à 1,6 mm. Si la contrainte normale est de 100 kPa, cette contractance débute à 2,4 mm. Pour une contrainte normale de 150 kPa, la contractance commence à 2,9 mm.

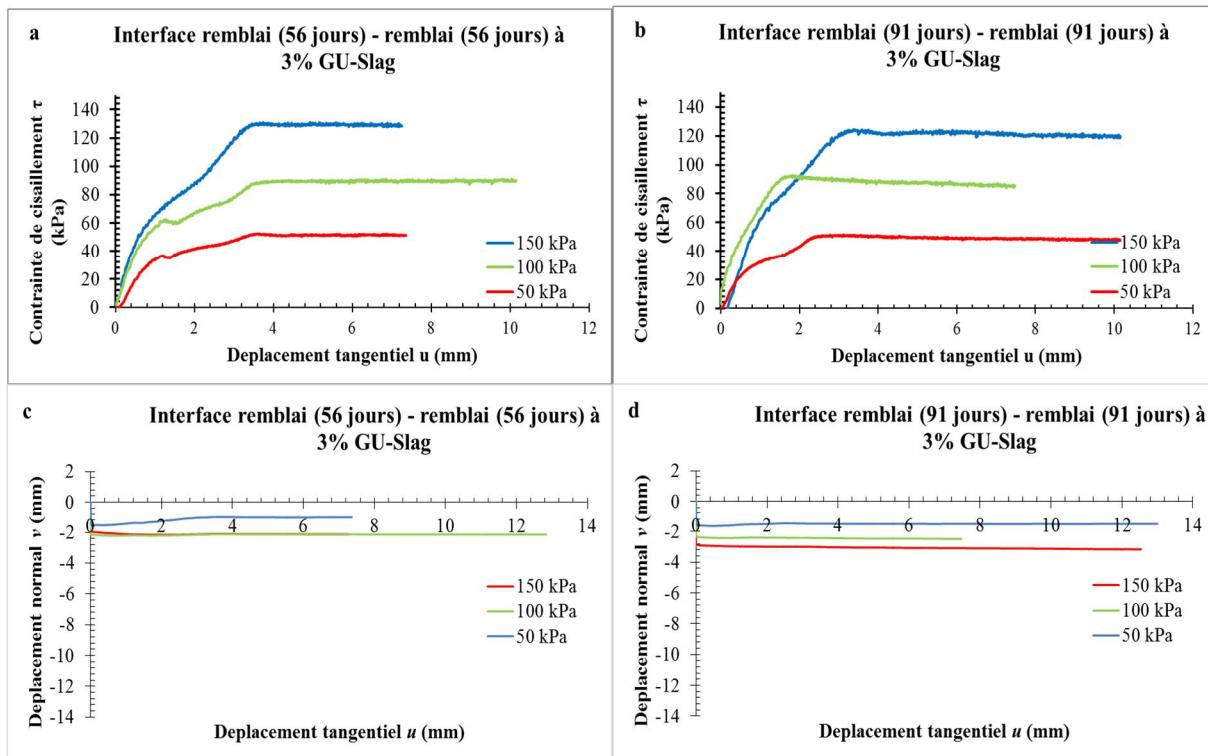


Figure B-1 : Courbes du cisaillement et de déplacement normal de l'interface remblai-remblai à 3% cure à 56 jours

Pour l'interface remblai curé à 56 jours – remblai curé à 56 si une contrainte normale de 50 kPa est appliquée, la raideur tangentielle est de 60 kPa/mm. Pour une contrainte normale de 100 kPa, la raideur est de 87,8 kPa/mm et pour 150 kPa, la raideur dans ce cas est de 107,31 kPa/mm.

Pour l'interface remblai curé à 91 jours – remblai curé à 91 jours les raideurs développées par ces interfaces quand le déplacement tangentiel se produisait sont de 42,1 kPa/mm, 84,21 kPa/mm et de 110 kPa/mm pour les contraintes normales appliquées de 50 kPa, 100 kPa et 150 kPa respectivement.

Tableau B-1 : Paramètres du cisaillement des interfaces remblai-remblai à 3% GU/Slag

<b>Remblai (56 jours) – Remblai (56 jours)</b>			
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_p</math> (kPa)</b>	<b><math>u_p</math> (mm)</b>	<b>Ks (kPa/mm)</b>
50	51	3,6	60
100	88	3,6	87,80
150	126	3,4	107,31
<b>Remblai (91 jours) – Remblai (91 jours)</b>			
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_p</math> (kPa)</b>	<b><math>u_p</math> (mm)</b>	<b>Ks (kPa/mm)</b>
50	50	2,4	42,10
100	92	1,6	84,21
150	126	3,2	110

### B1-2 Enveloppe de rupture

Les enveloppes de rupture donnent sensiblement les mêmes valeurs d'adhésion et d'angle de frottement interne.

Pour l'interface remblai curé à 56 jours – remblai curé à 56 l'adhésion donne 13 kPa et un angle de frottement interne de 36,9°. Pour l'interface remblai curé à 91 jours – remblai curé à 91 jours l'adhésion est de 13 kPa et l'angle de frottement interne se retrouve à 37°.

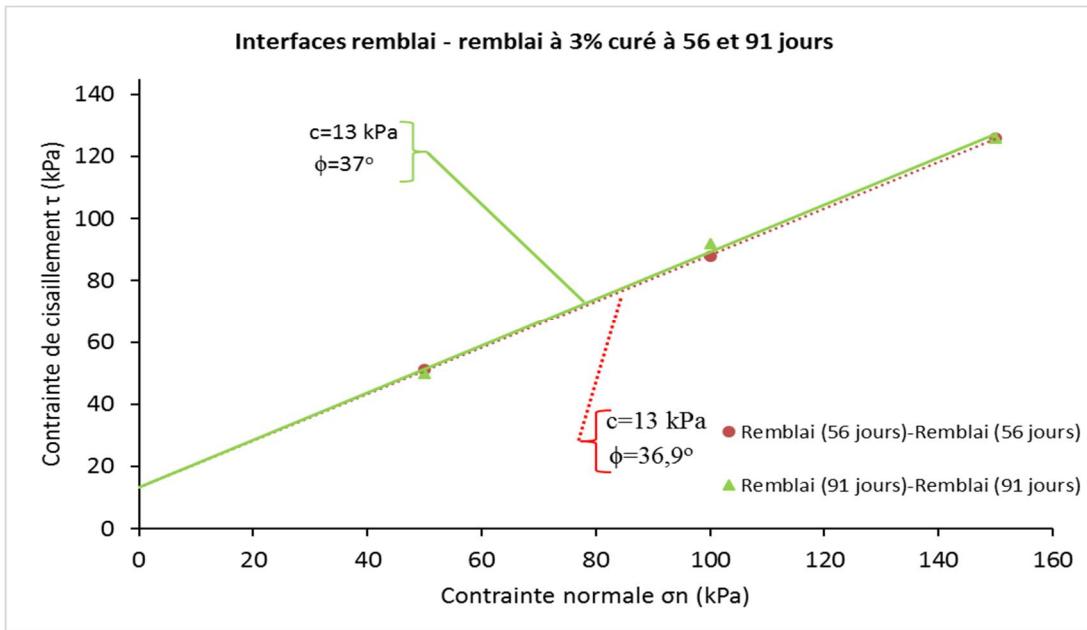


Figure B-2 : Enveloppes de rupture des interfaces remblai-remblai dosés à 3% GU/Slag et après 56 et 91 jours de temps de cure

## B2 Interface remblai-remblai à 5% de liant GU/Slag

### B2-1 Courbes contrainte-déplacement et de déplacement normal

Pour l'interface remblai curé à 56 jours – remblai curé à 56 la figure B-3 montre les courbes de contraintes-déplacement (courbe a) comportement élasto-plastique avec un plateau quand la contrainte normale appliquée est de 50 kPa, 100 kPa ou 150 kPa.

Pour l'interface remblai curé à 91 jours – remblai curé à 91 jours Pour l'interface remblai curé à 91 jours – remblai curé à 91 jours montre aussi un comportement élasto-plastique avec un plateau quand la contrainte normale appliquée est de 50 kPa, alors que ce comportement est élasto-plastique avec un écrouissage négatif quand la contrainte normale appliquée est de 100 kPa ou de 150 kPa.

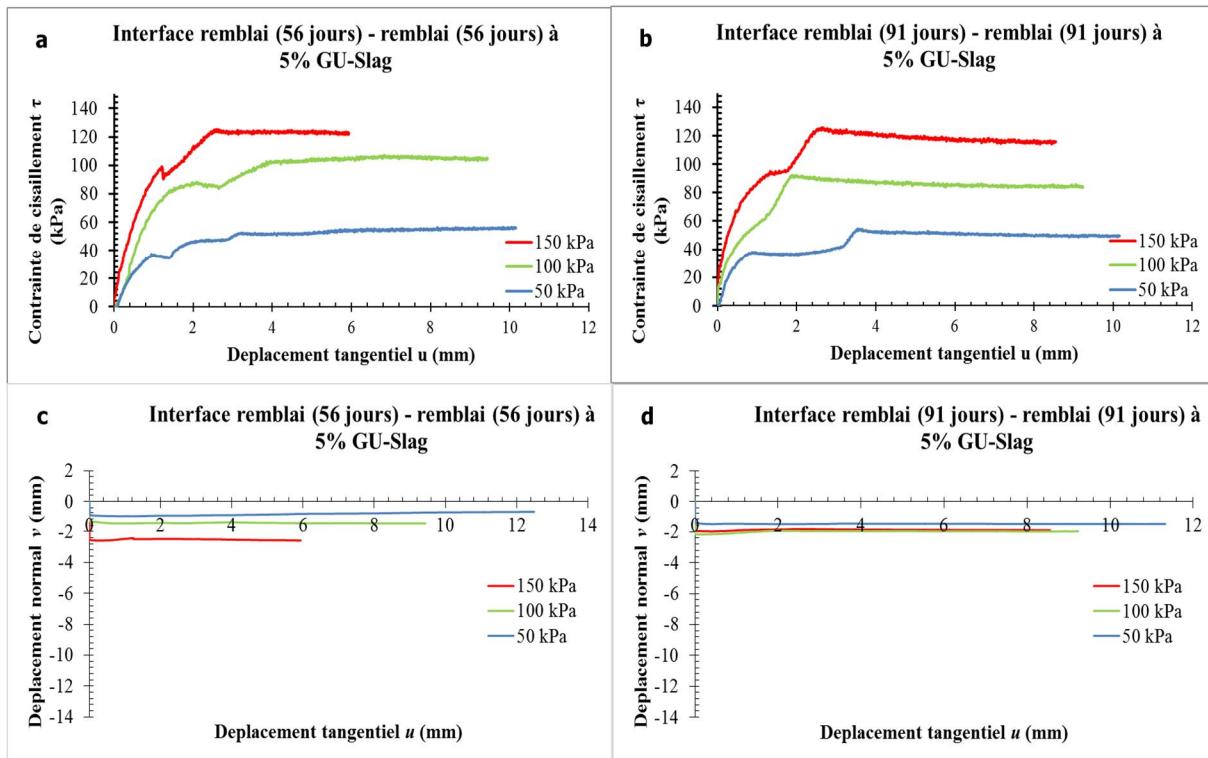


Figure B-3 : Courbes de cisaillement et de déplacement normal de l'interface remblai-remblai à 5% GU/Slag mûri à 56 et 91 jours de temps de cure

Pour l'interface remblai curé à 56 jours – remblai curé à 56 quand la contrainte normale est de 50 kPa appliquée la raideur tangentielle pour cette contrainte est de 57,14 kPa/mm. Par ailleurs pour la contrainte normale de 100 kPa la raideur pour celle-ci est de 67,5 kPa/mm. Si la contrainte normale est de 150 kPa, la raideur est de 128 kPa/mm.

Pour l'interface remblai curé à 91 jours – remblai curé à 91 jours ; les raideurs développées par ces interfaces quand le déplacement tangentiel se produisait sont de 71,42 kPa/mm, 129,62 kPa/mm et de 180 kPa/mm pour les contraintes normales appliquées de 50 kPa, 100 kPa et 150 kPa respectivement.

Tableau B-2 : Paramètres de cisaillement des interfaces remblai-remblai à 5% GU/Slag et après 56 et 91 jours de temps de cure

<b>Remblai (56 jours) – Remblai (56 jours)</b>			
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_{p2}</math> (kPa)</b>	<b><math>u_{p2}</math> (mm)</b>	<b><math>K_s1</math> (kPa/mm)</b>
50	50	3,2	57,14
100	102	4	67,5
150	130	2,6	128
<b>Remblai (91 jours) – Remblai (91 jours)</b>			
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_{p2}</math> (kPa)</b>	<b><math>u_{p2}</math> (mm)</b>	<b><math>K_s1</math> (kPa/mm)</b>
50	52	3,6	71,42
100	90	2	129,62
150	128	2,6	180

## B2-2 Enveloppe de rupture

Pour l'interface remblai curé à 56 jours – remblai curé à 56, l'adhésion est de 12 kPa et l'angle de frottement interne s'établit à  $32^\circ$  pour le deuxième pic. Pour l'interface remblai curé à 91 jours – remblai curé à 91 jours montre une adhésion de 4 kPa avec un angle de frottement à l'interface de  $37^\circ$  (Figure B-4).

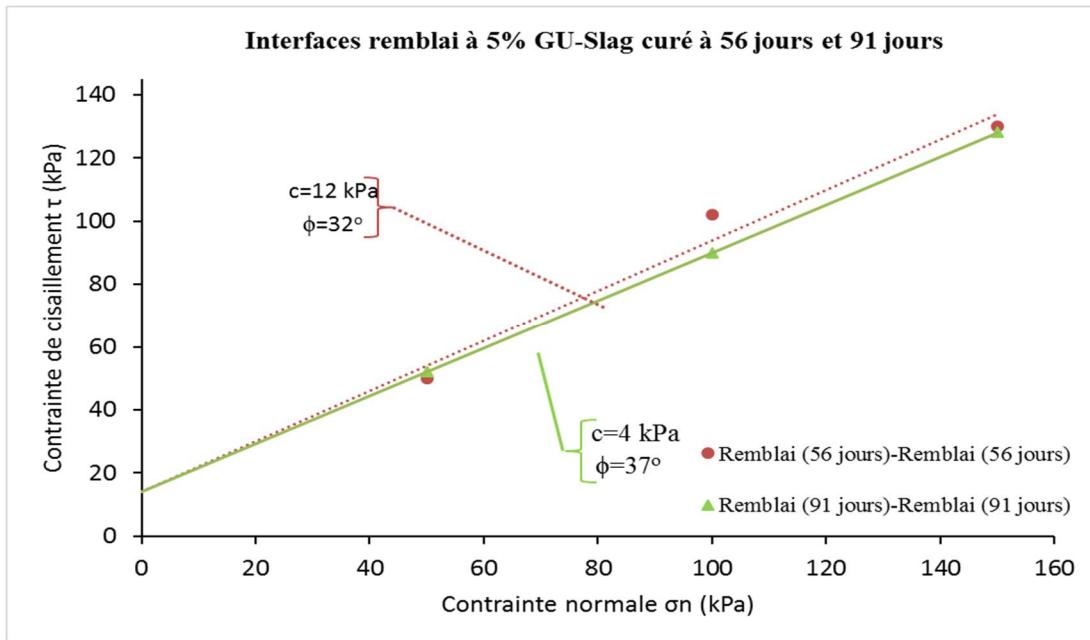


Figure B-4 : Enveloppes de rupture des interfaces remblai-remblai dosés à 5% GU/Slag et après 56 et 91 jours de temps de cure

### B3 Interface remblai-remblai à 7% de liant GU/Slag

#### B3-1 Courbes contrainte-déplacement et de déplacement normal

Pour l'interface remblai curé à 56 jours – remblai curé à 56 (courbe a) la courbe de contrainte de cisaillement – déplacement tangentiel ayant un comportement élasto-plastique avec observation d'un plateau après la résistance au cisaillement ultime.

Pour l'interface remblai curé à 91 jours – remblai curé à 91 jours (courbe b), des courbes de contrainte de cisaillement – déplacement tangentiel ayant un comportement élasto-plastique avec observation d'un plateau après la résistance au cisaillement ultime sont observées (Figure B-5).

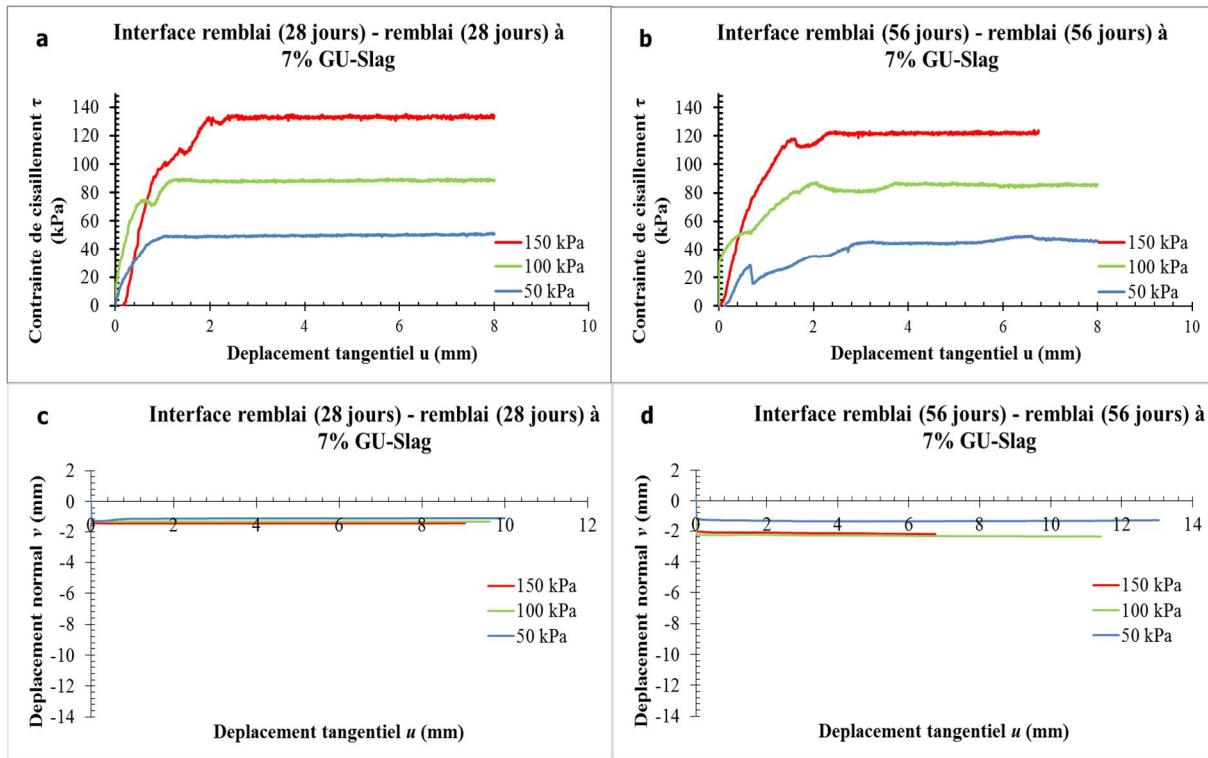


Figure B-5 : Courbes du cisaillement et de déplacement normal de l'interface remblai-remblai à 7% GU/Slag mûri à 56 et 91 jours de temps de cure

Pour l'interface remblai curé à 56 jours – remblai curé à 56 jours. Les raideurs développées par ces interfaces quand le déplacement tangentiel se produisait sont de 66,66 kPa/mm, 75 kPa/mm et de 150 kPa/mm pour les contraintes normales appliquées de 50 kPa, 100 kPa et 150 kPa respectivement.

Pour l'interface remblai curé à 91 jours – remblai curé à 91 jours. Les raideurs développées par ces interfaces quand le déplacement tangentiel se produisait sont de 55 kPa/mm, 48 kPa/mm et de 109 kPa/mm pour les contraintes normales appliquées de 50 kPa, 100 kPa et 150 kPa respectivement.

Tableau B-2 Paramètres de cisaillement des interfaces remblai-remblai à 7% GU/Slag et après 56 et 91 jours de temps de cure

<b>Remblai (56 jours) – Remblai (56 jours)</b>			
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_p</math> (kPa)</b>	<b><math>u_p</math> (mm)</b>	<b>Ks (kPa/mm)</b>
50	48	3,6	66,66
100	86	2	75
150	122	2,8	150
<b>Remblai (91 jours) – Remblai (91 jours)</b>			
<b><math>\sigma_n</math> (kPa)</b>	<b><math>\tau_p</math> (kPa)</b>	<b><math>u_p</math> (mm)</b>	<b>Ks (kPa/mm)</b>
50	52	1,5	75
100	86	2,6	137,5
150	134	1	200

### B3-2 Enveloppe de rupture

Pour l'interface remblai curé à 56 jours – remblai curé à 56 jours l'adhésion est de 11 kPa et un angle de frottement interne de  $37^\circ$ . Pour l'interface remblai curé à 91 jours – remblai curé à 91 jours l'adhésion de 9 kPa et un angle de frottement interne de  $39^\circ$  (Figure B-6).

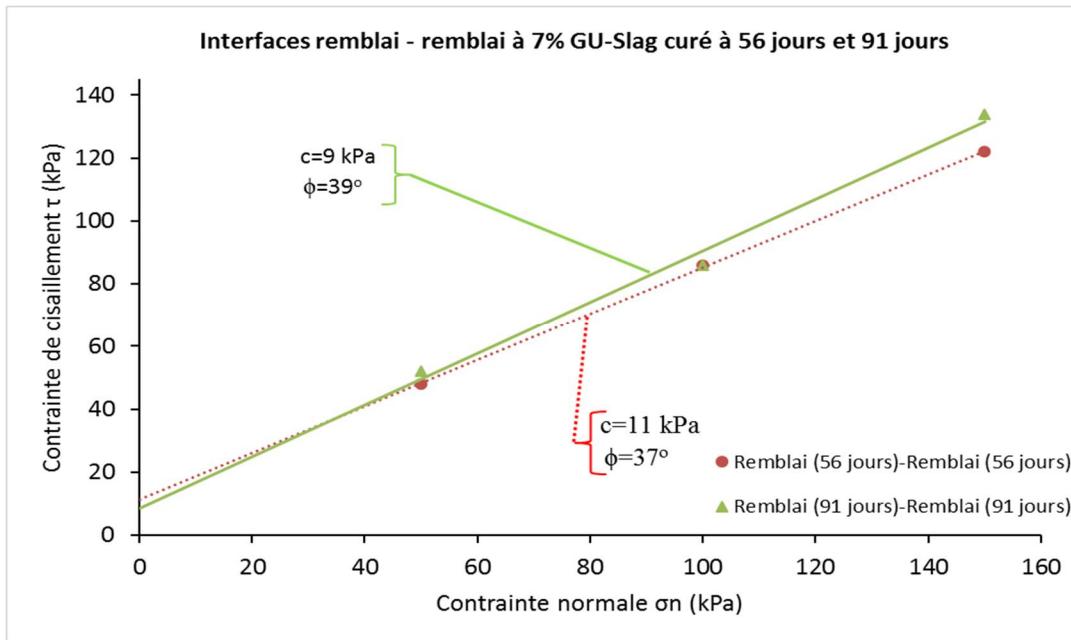


Figure B-6 : Enveloppes de rupture des interfaces remblai-remblai dosés à 5% curés à 56 jours et 91 jours