



**HAL**  
open science

# Comportement mécanique des sols grossiers hétérogènes à matrice

N'guessan Kouakou

► **To cite this version:**

N'guessan Kouakou. Comportement mécanique des sols grossiers hétérogènes à matrice. Génie civil. Université de Lorraine, 2020. Français. NNT : 2020LORR0043 . tel-02939423

**HAL Id: tel-02939423**

**<https://hal.univ-lorraine.fr/tel-02939423>**

Submitted on 15 Sep 2020

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



## AVERTISSEMENT

Ce document est le fruit d'un long travail approuvé par le jury de soutenance et mis à disposition de l'ensemble de la communauté universitaire élargie.

Il est soumis à la propriété intellectuelle de l'auteur. Ceci implique une obligation de citation et de référencement lors de l'utilisation de ce document.

D'autre part, toute contrefaçon, plagiat, reproduction illicite encourt une poursuite pénale.

Contact : [ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr](mailto:ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr)

## LIENS

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 122. 4

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 335.2- L 335.10

[http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg\\_droi.php](http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg_droi.php)

<http://www.culture.gouv.fr/culture/infos-pratiques/droits/protection.htm>



## UNIVERSITÉ DE LORRAINE

École doctorale SIMPPÉ – Sciences et Ingénierie des Molécules, des Produits, des Procédés  
et de l'Énergie

Laboratoire LEMTA – Laboratoire Énergies et Mécanique Théorique et Appliquée

## THÈSE

Présentée en vue de l'obtention du grade de  
**Docteur de l'Université de Lorraine**  
Spécialité : Énergie et Mécanique

Par

**N'guessan Moïse KOUAKOU**

# Comportement mécanique des sols grossiers hétérogènes à matrice

Soutenue le 8 juillet 2020 devant la commission d'examen :

Mme Anne PANTET	Professeur – Université du Havre	Président du jury
M. Saïd TAIBI	Professeur – Université du Havre	Rapporteur
M. Pascal VILLARD	Professeur – Université de Grenoble-Alpes	Rapporteur
M. Emmanuel LAVALLEE	Ingénieur – Bouygues Construction	Examineur
Mme Farimah MASROURI	Professeur – Université de Lorraine	Directeur de thèse
M. Olivier CUISINIER	Maître de Conférences – Université de Lorraine	Co-directeur de thèse
M. Tangi LEBORGNE	Ingénieur – Bouygues Construction	Invité
M. Simon BONNE	Ingénieur – Bouygues Construction	Invité
M. Jean-Pierre GOURC	Professeur émérite – Université de Grenoble-Alpes	Invité
M. Christophe VELASQUE	Ingénieur – Setec International	Invité





*À ma famille pour son soutien indéfectible,*

*À mes précieux amis.*



## Remerciements

Ce travail de recherche a été réalisé à l'Université de Lorraine au sein du Laboratoire Énergies et Mécanique Théorique et Appliquée (LEMTA) dans le cadre d'une thèse CIFRE en partenariat avec l'entreprise Bouygues Travaux Publics.

Avant tout, je tiens à adresser mes sincères remerciements à Madame Farimah Masrouri, Professeur à l'École de Géologie (ENSG) de l'Université de Lorraine et Directrice de thèse. Merci de m'avoir accueilli au sein du laboratoire et pour l'encadrement, le soutien et la confiance que vous m'avez accordée tout au long de la période de thèse.

Je remercie vivement Monsieur Olivier Cuisinier, Maître de conférences à l'Université de Lorraine et co-directeur de thèse. Merci pour votre grande disponibilité, votre rigueur scientifique et vos conseils avisés indispensables à la réalisation de ce travail.

Je remercie sincèrement les membres du comité de pilotage de la thèse pour les discussions constructives menées : Messieurs Simon Bonne, Emmanuel Lavallée et Tangi Leborgne, Ingénieurs à Bouygues Construction ; Monsieur Pierre-Christophe Vélasque, Ingénieur à Setec International et Monsieur Jean-Pierre Gourc, Professeur émérite de l'Université de Grenoble-Alpes.

J'adresse tous mes remerciements à Monsieur Saïd Taïbi, Professeur à l'Université du Havre et à Monsieur Pascal Villard, Professeur à l'Université Grenoble Alpes, qui ont bien voulu accepter la tâche de rapporteur de ce mémoire. Je remercie également Madame Anne Pantet, Professeur à l'Université du Havre d'avoir accepté d'examiner la thèse.

Mes remerciements vont aussi à Monsieur Adel Abdallah, Maître de Conférences, et Madame Sandrine Rosin-Paumier, Maître de Conférences à l'Université de Lorraine, pour leurs conseils.

Je remercie les équipes techniques du LEMTA et plus particulièrement Messieurs Simon Becker, Jamel Ouhajjou, Franck Demeurie, Jacques Tisot et Jordane Rudolf pour leur rigueur et leur professionnalisme qui m'ont grandement aidé dans la mise en place des dispositifs expérimentaux. Je remercie également Madame Sarah Feuillatre, secrétaire au LEMTA, pour son support administratif.

Merci aux collègues doctorants et ATER pour toutes les expériences vécues ensemble au laboratoire et en dehors. Merci à Zayad, Soheib, Mojdeh, Marvin, Alice, Jaime, Giuseppe, Arthur, Ahmed, Hamza et Nidal. Merci Soheib pour les discussions constructives menées.

Enfin, pour leur soutien inconditionnel et très précieux de tous les instants, j'associe ce travail très particulièrement à ma famille et mes amis.



## Résumé

Les sols grossiers à matrice, matériaux contenant des grains allant du micromètre à plusieurs dizaines de centimètres, sont fréquemment utilisés dans divers projets géotechniques tels que les digues et les remblais. La détermination de la résistance au cisaillement de ces sols dans les appareils standards de laboratoire est difficile en raison de la présence des grains de grande taille. Différentes approches (écrêtement, substitution et granulométrie parallèle) pourraient être utilisées pour réduire la taille des grains de l'échantillon à tester. Toutefois, ces techniques impliquent une modification du pourcentage de chaque fraction par rapport à l'échantillon initial. Il est donc important de connaître l'effet de la variation de la courbe granulométrique sur la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice.

L'objectif de cette étude était d'établir une méthodologie permettant d'estimer la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice à partir d'essais sur leur fraction compatible avec les dispositifs de cisaillement disponibles. La méthode de granulométrie parallèle a été retenue et l'influence de l'augmentation du pourcentage de fines dans le sol reconstitué a été investiguée. Deux sols de différents pourcentages de fines ont été étudiés : un granulat calcaire ayant 1,9 % de fines et une grave naturelle ayant 15 % de fines. Les résistances au cisaillement d'échantillons de granulométrie parallèle de ces sols à la même densité sèche en conditions saturée et non saturée ont été déterminées dans des dispositifs de différentes dimensions.

Les résultats ont montré une estimation satisfaisante de la résistance au cisaillement du sol grossier initial lorsque le pourcentage de fines est inférieur à 4 % avec un faible taux de rupture des particules. Ce faible taux est garanti pour de faibles contraintes normales, inférieures à 100 kPa. Pour un pourcentage de fines plus élevé dans le sol, soit moins 30 % de fines, il a été montré que l'angle de frottement du sol initial est bien estimé lorsque le sol reconstitué a le même arrangement des grains que le sol initial. Cependant, la différence de pourcentage de fines entre le sol initial et le sol reconstitué a conduit à une surestimation de la cohésion du sol initial. Une relation cohésion – pourcentage de fines a été établie pour prédire la cohésion du sol grossier initial. Par ailleurs, lorsque le pourcentage de fines dans le sol reconstitué est supérieur à 30 %, il a été montré que la méthode d'écrêtement permet d'obtenir une estimation satisfaisante de la résistance au cisaillement du sol initial lorsque les critères de densité et de pourcentage de grains écrêtés sont respectés. Des recommandations ont été faites pour déterminer la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice en fonction de leurs caractéristiques et la taille du dispositif disponible.

**Mots clefs** : sol grossier à matrice, reconstitution granulométrique, pourcentage de fines, cohésion, angle de frottement, résistance au cisaillement.



## Abstract

Coarse-grained soils, which are materials containing grains ranging from micrometers to several tens of centimeters, are frequently used in various geotechnical projects such as dikes and embankments. The determination of their shear strength in standard laboratory devices is difficult because of the presence of large grains. Different approaches (scalping, substitution, and parallel gradation) could be used to reduce the grain size of the tested sample. However, these techniques involve a change in the percentage of each fraction in comparison to the initial sample. Therefore, it is important to know how the shear strength is altered by the variation in the grain size distribution curve.

The aim of this study was to establish a methodology for estimating the shear strength of coarse-grained soils with matrix by testing their fraction compatible with the available shear device size. The parallel gradation method was used and the influence of the fines content increase in the reconstituted soil was investigated. Two soils with different fines content were studied: a limestone aggregate with 1.9% fines and a natural gravel with 15% fines. The shear strengths of parallel graded samples of these soils at the same dry density under saturated and unsaturated conditions were determined in devices with different sizes.

The results showed, for the soil with fines content lower than 4%, a suitable estimation of the initial soil shear strength for a low grain breakage ratio. This low grain breakage ratio is ensured for low normal stresses, under 100 kPa in the case of the studied aggregate. For the soil with higher fines content, it has been shown that the initial soil friction angle is correctly estimated when the reconstituted soil has the same grain arrangement as the initial soil, i.e., for a fines content lower than 30%. However, the difference in fines content between the initial and reconstituted soils led to an overestimation of the initial soil cohesion. A cohesion – fines content relationship was proposed to predict the cohesion of the initial coarse-grained soil. Furthermore, when the fines content in the reconstituted soil is higher than 30%, it was shown that the scalping method provides a suitable estimation of the initial soil shear strength when the density and percentage of scalped grains criteria are fulfilled. Recommendations were made to determine the shear strength of coarse-grained soils with matrix based on their characteristics and the size of the available device.

**Keywords:** coarse-grained soils with matrix, grain size reconstitution, fines content, cohesion, friction angle, shear strength.





## Sommaire

Remerciements .....	v
Résumé.....	vii
Abstract.....	ix
Liste des Figures.....	xv
Liste des Tableaux .....	xx
Introduction générale.....	1
Chapitre 1 : État de l'art sur la détermination de la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice .....	5
1.1. Définition et structure des sols grossiers à matrice.....	6
1.1.1. Définition .....	6
1.1.2. Distinction entre matrice et inclusions .....	7
1.1.3. Structure des sols grossiers à matrice.....	9
1.1.3.1. Différents arrangements géométriques des grains dans les sols grossiers à matrice	9
1.1.3.2. Influence de la structure du sol sur la résistance au cisaillement.....	11
1.1.4. Conclusion sur les caractéristiques physiques des sols grossiers à matrice....	13
1.2. Paramètres influençant le comportement mécanique des sols grossiers à matrice	13
1.2.1. Pourcentage d'inclusions .....	14
1.2.2. Dimension des inclusions.....	17
1.2.3. Rupture des grains.....	19
1.2.4. Conclusion sur les paramètres qui influencent le comportement mécanique des sols grossiers à matrice.....	22
1.3. Détermination de la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice .....	23
1.3.1. Études in situ.....	23
1.3.1.1. Essais de rupture de talus.....	24
1.3.1.2. Essais de cisaillement direct en place .....	25
1.3.1.3. Essais de résistance au cisaillement in situ par compression.....	28
1.3.1.4. Conclusion sur les études in situ .....	30
1.3.2. Modification de la courbe granulométrique du sol initial.....	30
1.3.2.1. Méthode d'écrêtement.....	31
1.3.2.2. Méthode de substitution .....	36
1.3.2.3. Méthode de granulométrie parallèle .....	40
1.3.2.4. Conclusion sur les méthodes de reconstitution granulométrique .....	47

1.4.	Critères de rupture applicables aux sols grossiers.....	47
1.4.1.	Enveloppe de rupture des sols grossiers à matrice .....	47
1.4.2.	Critère de rupture de Mohr-Coulomb.....	49
1.4.3.	Critère de rupture de De Mello .....	50
1.4.4.	Autres critères de rupture .....	52
1.4.5.	Conclusion sur les critères de rupture .....	54
1.5.	Conclusion de l'étude bibliographique et perspectives .....	54
Chapitre 2 : Matériel et méthodes .....		58
2.1.	Présentation des dispositifs expérimentaux.....	59
2.1.1.	Boîtes de cisaillement direct.....	59
2.1.1.1.	Très grande boîte de cisaillement (B1000).....	59
2.1.1.2.	Grande et moyenne boîte de cisaillement (B300 & B150) .....	60
2.1.1.3.	Petite boîte de cisaillement (B60).....	62
2.1.2.	Cellules triaxiales .....	62
2.2.	Présentation des sols supports de l'étude .....	65
2.2.1.	Granulat .....	65
2.2.2.	Grave naturelle.....	67
2.3.	Préparation des éprouvettes et conduite des essais.....	69
2.4.	Répétabilité des essais .....	72
2.5.	Influence des paramètres d'essais .....	74
2.5.1.	Influence du ratio $L/d_{max}$ .....	74
2.5.2.	Influence de la vitesse de cisaillement .....	77
2.5.3.	Choix de la densité sèche du sol reconstitué.....	79
2.5.3.1.	Sols initial et reconstitué testés au même degré de compactage .....	80
2.5.3.2.	Sols initial et reconstitué testés à la même densité sèche .....	81
2.5.3.3.	Critère de choix de la densité du sol reconstitué .....	83
2.5.4.	Inclinaison de la plaque supérieure en cours d'essai.....	84
2.6.	Conclusion .....	87
Chapitre 3 : Estimation de la résistance au cisaillement des sols grossiers à faible pourcentage de fines.....		90
3.1.	Stratégie expérimentale .....	91
3.2.	Estimation par la méthode de granulométrie parallèle à l'état saturé .....	91
3.3.	Estimation par la méthode de granulométrie parallèle à l'état sec .....	96
3.4.	Effet de la saturation sur la résistance au cisaillement des granulats .....	101
3.5.	Discussion : estimation de la résistance au cisaillement des sols grossiers ayant peu de fines par la méthode de granulométrie parallèle.....	107

3.6. Conclusion .....	108
Chapitre 4 : Estimation de la résistance au cisaillement des sols grossiers ayant un pourcentage de fines élevé .....	110
4.1. Stratégie expérimentale .....	111
4.2. Estimation de la résistance au cisaillement par la méthode de granulométrie parallèle .....	112
4.2.1. À l'état saturé .....	112
4.2.1.1. Essais de cisaillement direct .....	112
4.2.1.2. Essais triaxiaux .....	115
4.2.1.3. Influence du dispositif de cisaillement sur les paramètres de rupture du sol	118
4.2.2. À l'état non saturé .....	119
4.2.3. Effet de la saturation sur la résistance mécanique .....	122
4.2.4. Discussion : effet de l'augmentation du pourcentage de fines dans le sol reconstitué sur l'estimation par la méthode de granulométrie parallèle .....	126
4.3. Méthode de granulométrie parallèle modifiée .....	128
4.3.1. Principe et résultats .....	128
4.3.2. Effet de la modification de la courbe granulométrique .....	131
4.3.3. Discussion sur la validité de la méthode de granulométrie parallèle modifiée	134
4.4. Estimation par la méthode d'écrêtement .....	135
4.4.1. Influence de l'écrêtement sur la résistance mécanique du sol .....	136
4.4.2. Discussion sur l'utilisation de la méthode d'écrêtement .....	137
4.5. Conclusion .....	138
Chapitre 5 : Proposition d'une méthodologie d'estimation de la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice .....	140
5.1. Caractérisation du sol grossier initial .....	141
5.1.1. Précautions à prendre pour la détermination de la courbe granulométrique des sols grossiers à matrice .....	141
5.1.2. Détermination des caractéristiques de compactage des sols grossiers .....	142
5.2. Choix de la méthode de reconstitution granulométrique .....	144
5.2.1. Pourcentage de fines du sol reconstitué inférieur à 5 % .....	145
5.2.2. Pourcentage de fines du sol reconstitué compris entre 5 et 30 % .....	146
5.2.3. Pourcentage de fines du sol reconstitué supérieur à 30 % .....	147
5.2.4. Synthèse sur le choix de la méthode de reconstitution granulométrique .....	148
5.3. Conclusion .....	150
Conclusion générale .....	152
Références bibliographiques .....	155



## Liste des Figures

Figure 1.1: Exemple de courbes granulométriques de sols grossiers à matrice (Varadarajan et al. 2006).....	7
Figure 1.2 : Limite entre matrice et inclusions fixée par l'examen de la courbe granulométrique du sol étudié (Jiang et al., 2016).....	8
Figure 1.3 : Différentes structures du sol grossier en fonction du pourcentage d'inclusions..	10
Figure 1.4 : Variation de l'indice des vides d'un sol grossier à matrice en fonction du pourcentage d'inclusions (Lade et al. 1998).....	11
Figure 1.5 : Variation de la résistance au cisaillement avec le pourcentage d'inclusions $w_c$ (Vallejo, 2001).....	12
Figure 1.6 : Courbes granulométriques des échantillons testés par Holtz et Gibbs (1956) ...	14
Figure 1.7 : Angle de frottement en fonction du pourcentage volumique d'inclusions (Seif El Dine et al., 2010).....	16
Figure 1.8 : Incrément d'augmentation de l'angle de frottement du sol grossier par rapport à celui de la matrice avec le pourcentage d'inclusions (Zhang et al., 2016).....	17
Figure 1.9 : Courbes granulométriques des éprouvettes testées par Holtz et Gibbs (1956)..	18
Figure 1.10 : Effet de la dimension des inclusions sur le déviateur des contraintes : (a) 20% et (b) 35% d'inclusions (Pedro, 2004).....	19
Figure 1.11 : Résistance à l'écrasement des grains de différentes minéralogies (Ovalle, 2013).....	19
Figure 1.12 : Mise en évidence de l'effet d'échelle sur la résistance des particules (Lee, 1992).....	20
Figure 1.13 : Définition du potentiel et du paramètre de rupture (Hardin, 1985).....	21
Figure 1.14 : Définition du taux de rupture selon Einav (2007) .....	21
Figure 1.15 : Variation de l'angle de frottement au pic avec le taux de rupture des grains (D'après Indraratna et al. 1998).....	22
Figure 1.16 : Schématisation du talus et identification des surfaces de rupture (Shirdam et al., 2001).....	25
Figure 1.17 : Analyse à rebours pour déterminer les paramètres de rupture du sol (d'après Shirdam et al., 2001).....	25
Figure 1.18 : Schéma d'un essai de cisaillement direct in situ (Jain et Gupta, 1974) .....	26
Figure 1.19 : Schématisation du dispositif de cisaillement in situ (Liu, 2009).....	27
Figure 1.20 : Critère de rupture du sol grossier obtenu après les essais de cisaillement in situ (Liu, 2009).....	28
Figure 1.21 : Schématisation de l'essai de cisaillement par compression : (a) avant application de l'effort horizontal et (b) fin de l'essai (Coli et al, 2011).....	29
Figure 1.22 : Reconstitution des surfaces de rupture après essai (Xu et al., 2007).....	30
Figure 1.23 : Illustration de la courbe granulométrique d'un sol modèle obtenu par écrêtement .....	31
Figure 1.24 : Variation de la résistance au cisaillement des éprouvettes en fonction de la taille maximale de grains de l'éprouvette et de la porosité (Zeller et Wullimann, 1957).....	32
Figure 1.25 : Courbes granulométriques des différents échantillons testés (Dano, 2001).....	32
Figure 1.26 : Variation de l'angle de frottement avec l'écrêtement (d'après Al-Hussaini, 1983).....	34

Figure 1.27 : Évolution du déviateur de contraintes d'un sol à différents niveaux d'écrêtement (Seif El Dine, 2007) .....	34
Figure 1.28 : Déviateurs de contraintes et courbes de dilatance du sol initial et du sol écrêté (Fragaszy et al, 1992).....	36
Figure 1.29 : Illustration de l'évolution de la courbe granulométrique après l'application de la méthode de substitution .....	37
Figure 1.30 : Estimation de la résistance au cisaillement d'un sol grossier via la méthode de substitution : $\sigma'_3 = 100$ kPa, 35% de graviers (d'après Pedro, 2004) .....	38
Figure 1.31 : Angles de frottement des éprouvettes obtenues par substitution (Tabibnejad et al., 2015).....	38
Figure 1.32 : Illustration de la courbe granulométrique du sol modèle obtenue via la méthode de granulométrie parallèle .....	40
Figure 1.33 : Évolution de l'angle de frottement en fonction du taux de rupture des particules de trois échantillons de granulométrie parallèle (Marachi et al., 1969).....	41
Figure 1.34 : Angles de frottement des éprouvettes en fonction de la contrainte normale effective (Indraratna et al., 1993).....	41
Figure 1.35 : Courbes granulométriques et angles de frottement des matériaux étudiés par Ovalle et al. (2014).....	42
Figure 1.36 : Évolution de l'angle de frottement avec la taille des grains (Varadarajan et al., 2006).....	43
Figure 1.37 : Résistance au cisaillement de deux éprouvettes à granulométrie parallèle (travaux de Marsal, 1967) ; vérification de la validité de la méthode de Frossard (2012).....	45
Figure 1.38 : Résistance au cisaillement de deux éprouvettes à granulométrie parallèle (travaux de Lee, 1992) ; vérification de la validité de la méthode de Frossard (2012).....	46
Figure 1.39 : Résistance au cisaillement des éprouvettes à granulométrie parallèle en conditions triaxiales (Xiao et al., 2014) .....	46
Figure 1.40 : Mise en évidence de la non-linéarité de l'enveloppe de rupture d'un sol grossier à matrice (Indraratna et al. 2013) .....	48
Figure 1.41 : Évolution de l'enveloppe de rupture des sols grossiers avec la contrainte normale (Indraratna et al. 1993).....	48
Figure 1.42 : Abaque de détermination du paramètre de rugosité $R'$ (d'après Barton & Kjaernsli, 1981).....	50
Figure 1.43 : Abaque de détermination de la résistance équivalente normalisée $S'$ (d'après Barton & Kjaernsli, 1981).....	50
Figure 1.44 : Limites d'évolution des critères de ruptures dans le plan de Mohr (Indraratna et al., 1993).....	51
Figure 2.1 : Vue d'ensemble de la boîte de cisaillement B1000 .....	60
Figure 2.2 : Vue d'ensemble du dispositif de cisaillement B300.....	60
Figure 2.3 : Réduction de la section de B300 (à gauche) pour obtenir B150 (à droite) .....	61
Figure 2.4 : Inclinaison de la plaque supérieure en cours d'essai : (a) début d'essai et (b) fin d'essai.....	61
Figure 2.5 : Vue d'ensemble de la petite boîte de cisaillement (B60).....	62
Figure 2.6 : Vue d'ensemble du dispositif triaxial (T50 et T100).....	63
Figure 2.7 : Dispositif de confection des éprouvettes T100 de sol cohérent.....	64
Figure 2.8 : Compactage par double-pistonnage des éprouvettes T100 de sol cohérent.....	64
Figure 2.9 : Moule de compactage des éprouvettes T100 de sol pulvérulent.....	65
Figure 2.10 : Échantillon du sol initial LA80 .....	66
Figure 2.11 : Courbes granulométriques des échantillons de granulat.....	67

Figure 2.12 : Échantillon du sol grossier initial NG120.....	68
Figure 2.13 : Courbes granulométriques des échantillons NG .....	68
Figure 2.14 : Courbes de compactage des échantillons NG30, NG15 et NG5.....	69
Figure 2.15 : Exemple de fractions granulométriques de NG : < 0,08 ; 2,5-5 et 15-30 mm ...	70
Figure 2.16 : Exemple de fractions granulométriques de LA : < 0,4 ; 5-10 et 15-25 mm .....	70
Figure 2.17 : Éprouvette triaxiale NG5 après montage .....	71
Figure 2.18 : Saturation de NG30 dans la boîte B300 .....	72
Figure 2.19 : Essais de répétabilité sur NG30 dans la boîte B300 pour $\sigma_n = 100$ kPa.....	73
Figure 2.20 : Essais de répétabilité sur NG15 dans la cellule triaxiale T100 sous $\sigma_3 = 100$ kPa .....	74
Figure 2.21 : Effet de la taille de l'éprouvette sur la résistance au cisaillement.....	76
Figure 2.22 : Effet de la vitesse de cisaillement sur la résistance mécanique de NG30 .....	78
Figure 2.23 : Effet de la vitesse de cisaillement sur la résistance mécanique de NG5.....	79
Figure 2.24 : : Courbes de cisaillement de NG30 et NG5 testés à 94% de leur densité sèche maximale.....	81
Figure 2.25 : Courbes de cisaillement de NG30 et NG5 testés à une densité sèche de 2 Mg/m <sup>3</sup> .....	82
Figure 2.26 : Critères de rupture de NG30 à 2 Mg/m <sup>3</sup> et NG5 à 2 Mg/m <sup>3</sup> et 1,83 Mg/m <sup>3</sup> .....	84
Figure 2.27 : Schématisation du mouvement des particules lors d'un essai de cisaillement direct (Bareither et al., 2008).....	85
Figure 2.28 : Positionnement du capteur d'inclinaison sur la plaque supérieure de B300 et B150.....	85
Figure 2.29 : Variation de l'angle d'inclinaison de la plaque supérieure avec le déplacement horizontal lors de l'essai de cisaillement de LA30 dans B300 .....	86
Figure 2.30 : Variation de l'angle d'inclinaison de la plaque supérieure avec le déplacement horizontal lors de l'essai de cisaillement de NG30 dans B300 .....	87
Figure 2.31 : Variation de l'angle d'inclinaison de la plaque supérieure avec le déplacement horizontal lors de l'essai de cisaillement de NG15 dans B150 .....	87
Figure 3.1 : Courbes de cisaillement des éprouvettes saturées LA30 et LA5 avec $\rho_d = 1,73$ Mg/m <sup>3</sup> .....	92
Figure 3.2 : Critères de rupture selon Mohr-Coulomb et De Mello de LA30 et LA5 à l'état saturé .....	94
Figure 3.3 : Taux de dilatance de LA30 et LA5 lors du cisaillement à l'état saturé.....	95
Figure 3.4 : Angles de dilatance de LA30 et LA5 en fonction de la contrainte normale à l'état saturé .....	96
Figure 3.5 : Courbes de cisaillement des éprouvettes LA80, LA30 et LA5 à l'état sec avec $\rho_d = 1,80$ Mg/m <sup>3</sup> .....	98
Figure 3.6 : Critères de rupture de LA80, LA30 et LA5 à l'état sec avec $\rho_d = 1,80$ Mg/m <sup>3</sup> selon le modèle de Mohr-Coulomb et celui de De Mello .....	99
Figure 3.7 : Angles de frottement de LA80, LA30 et LA5 en fonction de la contrainte normale .....	100
Figure 3.8 : Taux de dilatance de LA80, LA30 et LA5 à l'état sec et variation de leurs angles de dilatance en fonction de la contrainte normale.....	101
Figure 3.9 : Comparaison courbes de cisaillement état saturé ( $\rho_d = 1,73$ Mg/m <sup>3</sup> ) - état sec ( $\rho_d = 1,80$ Mg/m <sup>3</sup> ) de LA5.....	102
Figure 3.10 : Comparaison courbes de cisaillement état saturé ( $\rho_d = 1,73$ Mg/m <sup>3</sup> ) - état sec ( $\rho_d = 1,80$ Mg/m <sup>3</sup> ) de LA30.....	103

Figure 3.11 : Critères de rupture de LA30 et LA5 selon le modèle de Mohr-Coulomb (à gauche) et celui de De Mello (à droite).....	104
Figure 3.12 : Effet de la saturation sur l'angle de frottement de LA30 et LA5.....	105
Figure 3.13 : Effet de la saturation sur le taux de dilatance de LA30 et LA5 .....	106
Figure 3.14 : Effet de la saturation sur l'angle de dilatance de LA30 et LA5.....	106
Figure 3.15 : Évolution des courbes granulométriques de LA80 et LA30 en cours d'essai pour 400 kPa de contrainte normale.....	108
Figure 4.1 : Courbes de cisaillement des éprouvettes NG30 et NG15 à l'état saturé avec $\rho_d = 2 \text{ Mg/m}^3$ .....	113
Figure 4.2 : Critères de rupture de NG30, NG15 et NG5 selon le modèle de Mohr-Coulomb (à gauche) et celui de De Mello (à droite).....	114
Figure 4.3 : Angles de dilatance de NG30, NG15 et NG5 à l'état saturé.....	115
Figure 4.4 : Résultats d'essais triaxiaux sur NG15 et NG5 à l'état saturé .....	116
Figure 4.5 : Critères de rupture de NG15 et NG5 selon le modèle de Mohr-Coulomb (à gauche) et celui de De Mello (à droite).....	117
Figure 4.6 : Vue de l'éprouvette NG5 avant et après essai.....	117
Figure 4.7 : Schématisation de l'influence du dispositif de cisaillement sur les paramètres de rupture de NG15 et NG5 .....	119
Figure 4.8 : Courbes de cisaillement et de variation de volume à l'état non saturé de NG30 ( $w_i = 8,1\%$ ) et NG5 ( $w_i = 10,4\%$ ).....	120
Figure 4.9 : Critères de rupture de NG30 et NG5 à l'état non saturé selon le modèle de Mohr-Coulomb et selon le modèle de De Mello .....	121
Figure 4.10 : Angles de dilatance de NG30 et NG5 à l'état non saturé .....	122
Figure 4.11 : Courbes de cisaillement et de variation de volume de NG30 aux états saturé et non saturé ( $w_i = 8,1\%$ ).....	123
Figure 4.12 : Courbes de cisaillement de NG5 aux états saturé et non saturé ( $w_i = 10,4\%$ ).....	124
Figure 4.13 : Critères de rupture de NG30 et NG5 aux états saturé et non saturé selon le modèle de Mohr-Coulomb et celui de De Mello .....	125
Figure 4.14 : Effet de la saturation sur l'angle de dilatance de NG30 et NG5 .....	125
Figure 4.15 : Variation de la cohésion avec le pourcentage de fines .....	127
Figure 4.16 : Modification de la courbe granulométrique de NG30 et NG15 pour obtenir NG30m et NG15m.....	129
Figure 4.17 : Courbes de cisaillement de NG30m et NG15m à l'état saturé .....	130
Figure 4.18 : Critères de rupture de NG30m et NG15m selon le modèle de Mohr-Coulomb et celui de De Mello.....	131
Figure 4.19 : Résistances au cisaillement de NG15 et NG15m à l'état saturé .....	132
Figure 4.20 : Résistances au cisaillement de NG30 et NG30m à l'état saturé .....	133
Figure 4.21 : Effet de la modification de la courbe granulométrique sur le critère de rupture .....	134
Figure 4.22 : Courbes de cisaillement et de variation de volume de NG30 ( $\rho_d = 2 \text{ Mg/m}^3$ ) et NG15ecr ( $\rho_d = 1,9 \text{ Mg/m}^3$ ) .....	136
Figure 4.23 : Critères de rupture de NG30 et NG15ecr selon le modèle de Mohr-Coulomb et celui de De Mello.....	137
Figure 5.1 : Variation de la densité sèche des éprouvettes NG en fonction de la taille moyenne des grains.....	143
Figure 5.2 : Variation de la teneur en eau optimale des éprouvettes NG en fonction de leur pourcentage de fines .....	144



Figure 5.3 : Choix de la méthode de reconstitution en fonction du pourcentage de fines du sol reconstitué..... 149

## Liste des Tableaux

Tableau 1.1 : Pourcentage d'inclusions délimitant les différentes structures d'un sol grossier à matrice .....	13
Tableau 1.2 : Influence de la proportion d'inclusions sur la masse volumique sèche et l'angle de frottement d'un sol grossier (d'après Holtz et Gibbs, 1956).....	15
Tableau 1.3 : Accroissement du déviateur de contraintes à la rupture avec la fraction volumique d'inclusions (d'après Pedro, 2004).....	15
Tableau 1.4: Évolution de l'angle de frottement en fonction du diamètre maximal des grains (Holtz et Gibbs, 1956).....	18
Tableau 1.5 : Paramètres de cisaillement au pic des alluvions du Rhône (Bourdeau, 1997) 27	
Tableau 1.6 : Paramètres de rupture obtenus après essai in situ de cisaillement par compression (Coli et al., 2011) .....	29
Tableau 1.7 : Paramètres de rupture des échantillons testés par Xu et al. (2007) .....	30
Tableau 1.8 : Caractéristiques des éprouvettes d'essais (Dano, 2001).....	33
Tableau 1.9 : Caractéristiques des éprouvettes testées par Leslie (1963).....	33
Tableau 1.10 : Résistance au cisaillement des éprouvettes étudiées par Zhang et al. (2016) .....	40
Tableau 1.11 : Exemples de critères de rupture applicables aux sols grossiers.....	53
Tableau 2.1 : Caractéristiques physiques des échantillons de granulat .....	67
Tableau 2.2 : Caractéristiques de compactage des échantillons NG .....	69
Tableau 2.3 : Séparation des échantillons initiaux en fractions granulométriques.....	69
Tableau 3.1 : Caractéristiques des éprouvettes LA .....	91
Tableau 3.2 : Angles de frottement de LA30 et LA5 à l'état saturé en fonction de la contrainte normale .....	94
Tableau 3.3 : Quantification de la rupture des grains de LA80 et LA30 pour $\sigma_n = 400$ kPa .	108
Tableau 4.1 : Caractéristiques des éprouvettes NG .....	112
Tableau 4.2 : Variation de l'angle de dilatance de NG15 et NG5 avec la contrainte latérale .....	118
Tableau 4.3 : Effet du dispositif de cisaillement sur les paramètres de rupture de NG15 et NG5 .....	119
Tableau 4.4 : Valeurs des paramètres $c_{100}$ et $\lambda$ .....	127
Tableau 5.1 : Masse de sol à prélever pour déterminer la courbe granulométrique en fonction du diamètre maximal de grain (AFNOR NF EN ISO 14688-1, 2018) .....	142

## Introduction générale

Les sols grossiers à matrice sont des matériaux contenant des grains de taille allant du micromètre à plusieurs dizaines de centimètres. Les types de sol entrant dans cette catégorie ont des origines géologiques diverses : alluvions, éboulis, colluvions, moraines. Les sols grossiers à matrice se rencontrent dans divers contextes géotechniques : remblais routiers et ferroviaires, exploitation minière, stockage des débris rocheux lors du creusement de tunnels, problématiques de glissement de terrain. Dans ces différents cas, il est primordial de déterminer la résistance mécanique des sols en présence pour garantir la stabilité des ouvrages et prévenir des sinistres. Cependant, la taille maximale des grains des sols grossiers à matrice est supérieure à la taille maximale admissible des dispositifs de cisaillement courants de laboratoire. Cet aspect rend difficile la détermination de leur résistance au cisaillement.

Les études sur les sols contenant des grains de grande taille ont débuté à la fin des années 50 lorsque les granulats ont commencé à être utilisés dans la construction des barrages en terre. Plusieurs études se sont intéressées à la détermination de la résistance au cisaillement des sols grossiers. Les premières recherches se sont concentrées sur l'adaptation de la taille du dispositif de cisaillement à la taille des grains du sol. Ainsi, des dispositifs de grandes dimensions ont été construits, comme par exemple, une cellule triaxiale de 1 m de diamètre. Des essais in situ ont aussi été développés, par exemple les essais de cisaillement direct in situ. Mais très vite, la rareté des dispositifs de grande dimensions, couplée à la difficulté de réalisation des essais in situ ont orienté les recherches sur les méthodes de reconstitution granulométrique. Ces méthodes consistent à reconstituer une éprouvette représentative du sol initial ayant des grains de taille relativement petite, et à déduire la résistance au cisaillement du sol initial à partir d'essais réalisés sur l'éprouvette reconstituée. Deux questions se posent alors : (1) sur quelle base la courbe granulométrique du sol initial devrait-elle être modifiée ? (2) quel est l'effet de cette modification sur les paramètres mécaniques du sol ? La réponse à ces deux questions permet de définir les conditions d'application de la méthode et de juger de sa capacité à prédire la résistance au cisaillement du sol initial.

Des études paramétriques ont été menées sur les sols grossiers afin de mettre en évidence les paramètres principaux qui influencent leur comportement mécanique. À partir des conclusions de ces études, trois méthodes de reconstitution granulométrique ont été

proposées : l'écrêtement, la substitution et la granulométrie parallèle. L'utilisation de ces méthodes nécessite de répondre à quelques questions préalables : comment fixer la taille des grains du sol reconstitué pour qu'il soit représentatif du sol initial ? comment choisir la densité du sol reconstitué pour déterminer la résistance au cisaillement du sol initial ? comment prendre en compte la différence de résistance mécanique des grains avec la taille, en particulier pour des contraintes de confinement élevées ? Ces méthodes de reconstitution granulométrique, en particulier la granulométrie parallèle, ont été utiles dans la détermination de la résistance au cisaillement des sols grossiers ne contenant pas de fines (particules de taille inférieure à 0,08 mm). En revanche, lorsque le sol grossier contient des fines, l'effet de ces fines sur l'estimation de la résistance au cisaillement est un paramètre supplémentaire qui a été très peu étudié. Ainsi, l'objectif de ce travail est d'établir une méthodologie permettant de déterminer la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice à partir d'essais sur leur fraction compatible avec le dispositif de cisaillement disponible. Pour ce faire, les conditions d'application des méthodes de reconstitution granulométrique existants sont relevées. Puis, les questions qui demeurent sur l'application de ces méthodes aux sols grossiers à matrice sont abordées.

Ce mémoire est organisé en cinq chapitres pour une meilleure compréhension.

Le chapitre 1 présente des éléments de bibliographie pour mieux appréhender la problématique et les différentes méthodes existantes pour déterminer la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice. Le chapitre débute par une définition des sols grossiers, ainsi que les différents modes d'agencement des grains dans ces sols. Puis, les essais in situ applicables aux sols grossiers que sont l'essai de cisaillement direct, la rupture de talus et l'essai de cisaillement par compression, sont présentés. Par la suite, les méthodes de reconstitution granulométrique sont abordées, à savoir l'écrêtement, la substitution et la granulométrie parallèle. Le principe de chaque méthode est exposé, ainsi que les résultats existants pour juger de leur capacité à prédire la résistance mécanique du sol grossier initial. À partir des informations recueillies, la méthode de granulométrie parallèle, largement utilisée pour déterminer la résistance au cisaillement des sols n'ayant pas de fines, a été retenue dans le cadre de cette étude. Mais cette méthode entraîne une augmentation du pourcentage de fines dans le sol reconstitué, l'effet de cette augmentation ayant été très peu étudié. Ainsi, ce chapitre se termine par la présentation d'une stratégie expérimentale permettant de prendre en compte l'effet de l'augmentation du pourcentage de fines sur l'estimation de la résistance mécanique des sols grossiers à matrice par la méthode de granulométrie parallèle.

Le chapitre 2 présente les différents appareillages de cisaillement utilisés pour les essais ainsi que les caractéristiques physiques des sols supports de l'étude. La procédure de reconstitution

granulométrique des échantillons est décrite, ainsi que le mode de mise en place des éprouvettes. Puis, sont présentés les résultats d'études paramétriques pour le choix de la taille appropriée du dispositif en fonction de la taille des grains de l'éprouvette, la densité sèche du sol reconstitué par rapport à celle du sol initial et la vitesse de cisaillement adaptée lors des essais.

Le chapitre 3 se focalise sur l'utilisation de la méthode de granulométrie parallèle pour estimer la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice dont la reconstitution granulométrique entraîne une faible augmentation du pourcentage de fines. Pour ce faire, des échantillons à granulométrie parallèle d'un granulat sont reconstitués et leurs résistances au cisaillement sont déterminées. Les éprouvettes sont testées aux états saturé et sec afin de mettre en évidence un éventuel effet de la saturation sur l'estimation par la méthode de granulométrie parallèle. Aussi, l'influence de la méthode sur l'angle de dilatance est présentée.

Le chapitre 4 s'attarde sur la détermination de la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice dont la reconstitution granulométrique entraîne une augmentation importante du pourcentage de fines dans le sol reconstitué. Les résultats obtenus sur les éprouvettes d'une grave naturelle reconstituées par la méthode de granulométrie parallèle sont présentés, avec une mise en évidence de l'effet de l'augmentation du pourcentage de fines dans le sol reconstitué et de la saturation. Les limites d'utilisation de la méthode de granulométrie parallèle lorsque le pourcentage de fines augmente dans le sol reconstitué sont aussi exposées. Dans la suite, les méthodes de granulométrie parallèle modifiée et d'écrêtement sont présentées comme alternatives à la méthode de granulométrie parallèle lorsque cette dernière ne peut être utilisée.

Le chapitre 5 présente une méthodologie d'estimation de la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice à partir des conclusions des chapitres 3 et 4. Il y est indiqué des précautions à prendre lors de la détermination de la courbe granulométrique des sols grossiers in situ ainsi qu'une méthodologie pour déterminer la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale de ces sols. Puis, il est indiqué la méthode de reconstitution granulométrique à retenir selon l'augmentation du pourcentage de fines induite dans le sol reconstitué. Le choix de la densité sèche du sol reconstitué ainsi que la déduction des paramètres du sol grossier initial sont aussi précisés.

Ce mémoire se termine par une conclusion générale rappelant les points essentiels de ce travail et des pistes d'étude pour enrichir les résultats obtenus.



## **Chapitre 1 : État de l'art sur la détermination de la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice**

Les sols grossiers à matrice sont des matériaux abondants dans la nature mais leur résistance mécanique est difficile à déterminer du fait de la présence de grains de taille pouvant atteindre plusieurs centimètres. Cette étude bibliographique vise à faire le point sur l'état actuel des connaissances sur le comportement mécanique de ces matériaux. Elle débute par une définition et des exemples de sols grossiers à matrice pour bien circonscrire les matériaux entrant dans cette catégorie et visualiser la problématique rencontrée. Puis, les critères de distinction entre la partie fine (matrice) et la partie grossière (inclusions) du sol ainsi que les différents modes d'arrangement géométrique des grains dans les sols grossiers sont présentés. Pour approfondir notre connaissance de ces matériaux, les paramètres qui influencent la résistance au cisaillement des sols grossiers sont exposés. Dans la suite, les différents moyens de détermination de leur résistance au cisaillement, à savoir l'utilisation de dispositifs de grande taille, la réalisation d'essais in situ et les techniques de reconstitution granulométrique sont présentés. Pour clore le chapitre, les critères de rupture adaptés à ces matériaux sont présentés et commentés.

## 1.1. Définition et structure des sols grossiers à matrice

### 1.1.1. Définition

Le sol est le produit de l'altération physique et chimique des roches. Il est constitué de grains de différentes tailles classés en différents groupes : argile, limon, sable, grave, cailloux, blocs. La limite de taille entre ces différents groupes peut varier d'un système de classification à un autre. Par exemple, dans la classification française, les limites de taille sont données comme suit (AFNOR NF EN ISO 14688-1, 2018) :

- Argile : < 0,002 mm ;
- Limon : entre 0,002 et 0,063 mm ;
- Sable : entre 0,063 et 2 mm ;
- Grave : entre 2 et 63 mm ;
- Cailloux : entre 63 et 200 mm ;
- Blocs rocheux : > 200 mm.

Certains sols contiennent des grains de taille allant des argiles jusqu'aux blocs rocheux, ce sont les sols grossiers à matrice. Par exemple, Shirdam et al. (2001) se sont intéressés à des éboulis de granulométrie 0-250 mm. La Figure 1.1 présente les courbes granulométriques des sols grossiers à matrice étudiés par Varadarajan et al. (2006). Dans le Guide des Terrassements Routiers (GTR, 2000), ces matériaux appartiennent à la classe C (sols comportant des éléments fins et une fraction de grains supérieurs à 50 mm non négligeable) ou D<sub>3</sub> (sols comportant des grains de taille supérieure à 50 mm et moins de 12 % de fines) et sont désignés par le terme « sols blocailleux ». Ces sols grossiers à matrice ont des origines géologiques variées :

- Les alluvions étudiées entre autres par Fragaszy et al. (1992), Bourdeau (1997), Vallé (2001) ;
- Les éboulis étudiés par Shirdam et al. (2001) ;
- Les colluvions étudiées par Fleming et Johnson (1994), Irfan et Tang (1995), Chang et Phantachang (2016) ;
- Les moraines étudiées par McKinlay et al. (1974), Gens et Wight (1979), Bimbard (2001).

Certains auteurs ont tenté de mieux définir ces sols en fixant le pourcentage de chaque fraction permettant de les identifier. Ainsi, Lambe et Whitman (1969) considèrent comme grossier un sol qui contient plus de 50 % de particules plus grandes que 0,075 mm. Perrot (1968) propose plutôt 50 % de particules supérieures à 2 mm.

Les sols contenant les grains de grande taille peuvent être subdivisés en deux catégories :



- Les granulats de carrière provenant de l'exploitation d'un massif rocheux contenant très peu de sable et pas de fines (limon et argile) ;
- Les dépôts naturels contenant un pourcentage important de sable et/ou de fines comme les alluvions.

Dans ce travail, sont considérés comme sols grossiers à matrice les sols dont la taille des grains peut varier du micromètre à plusieurs dizaines de centimètres, contenant un pourcentage non négligeable de sable et/ou de fines et dont le diamètre maximal de grain est supérieur à la limite admissible par les appareils courants de laboratoire ( $d_{max} > 10$  mm).

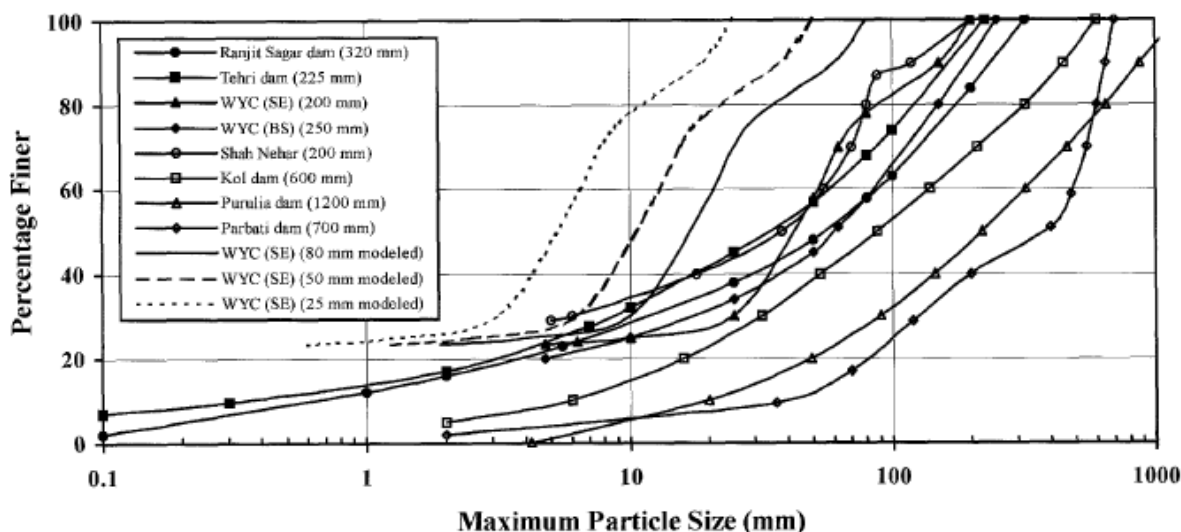


Figure 1.1: Exemple de courbes granulométriques de sols grossiers à matrice (Varadarajan et al. 2006)

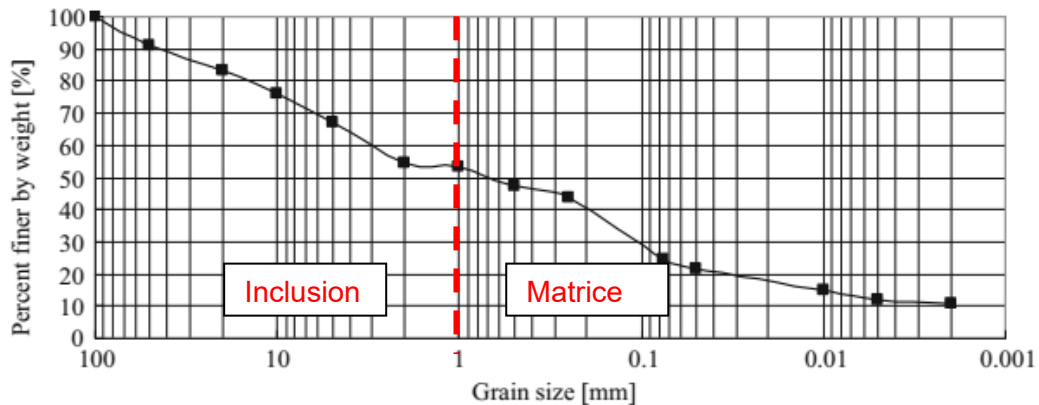
### 1.1.2. Distinction entre matrice et inclusions

Par souci de simplification, les sols grossiers à matrice sont généralement considérés comme un mélange d'une partie fine appelée matrice et des grains de grande taille appelés inclusions. Dans les matériaux naturels, du fait de l'étalement de la courbe granulométrique, le choix de la taille de grain qui distingue la matrice des inclusions peut s'avérer délicat. Plusieurs possibilités sont présentées dans la bibliographie pour répondre à cette question.

- Certains auteurs (Fragaszy et al. 1992, Gotteland et al. 2000) considèrent comme inclusions les grains de taille supérieure à la taille maximale admissible par l'appareillage utilisé. Ce critère peut aboutir à une taille limite entre matrice et inclusions différente d'un auteur à un autre pour un même sol suivant l'appareillage disponible.
- Certains auteurs se sont basés sur une des limites proposées dans les systèmes de classification des sols par rapport à leur taille. Ainsi, Zhao et al. (2013) dans le cadre de leur étude sur un sol de granulométrie 0-10 mm classent comme inclusions les grains de taille supérieure à 0,075 mm. Donaghe et Torrey (1985) considèrent comme

matrice les grains de taille inférieure à 4,76 mm. Le choix de la limite entre matrice et inclusions est laissé à l'appréciation de l'auteur.

- Jiang et al. (2016) se basent sur la forme de la courbe granulométrique pour distinguer la matrice des inclusions : la limite est fixée entre deux points de la courbe ayant des pourcentages de passant pratiquement identiques. En effet, dans certains sols grossiers, le pourcentage de certaines fractions granulométriques intermédiaires est très faible, ces sols apparaissant ainsi comme un mélange de deux fractions facilement identifiables. Dans ce cas, la distinction entre matrice et inclusions est aisée.



**Figure 1.2 : Limite entre matrice et inclusions fixée par l'examen de la courbe granulométrique du sol étudié (Jiang et al., 2016)**

- Medley (2002) définit comme matrice, à une échelle donnée, les grains dont la taille ne contrôle pas le comportement macro-mécanique du sol grossier. Les inclusions sont les grains dont la taille a un effet significatif sur le mécanisme de rupture et le comportement macro-mécanique du sol. Par conséquent, la limite entre matrice et inclusions varie selon que l'on considère une éprouvette au laboratoire ou un remblai in situ. L'auteur a proposé d'évaluer la taille limite entre matrice et inclusions par  $d_{lim} = 0,05 \cdot L_c$ ,  $L_c$  étant une constante caractéristique de l'échelle considérée. Pour un essai triaxial,  $L_c$  correspond au diamètre de l'échantillon ; pour un essai de cisaillement direct,  $L_c$  correspond à la hauteur de la demi-boîte de cisaillement et pour un remblai,  $L_c$  désigne sa hauteur.
- Pedro (2004) a étudié un sol grossier constitué d'une matrice sableuse et de graviers. Il a déterminé la résistance au cisaillement de plusieurs éprouvettes de sol ayant différentes valeurs du rapport taille moyenne des inclusions / taille moyenne des grains de la matrice ( $d_{50, incl} / d_{50, mat}$ ). Il a constaté que pour un rapport supérieur à 10, il obtient des valeurs quasi identiques du déviateur de contraintes. Il estime que pour avoir des valeurs correctes de résistance au cisaillement, la taille des inclusions doit être suffisamment grande par rapport à la taille de la matrice. Il a donc proposé que la limite entre matrice et inclusions soit fixée en respectant le critère  $d_{50, incl} / d_{50, mat} > 10$ .

Les différentes propositions de distinction entre matrice et inclusions peuvent être pertinentes selon les caractéristiques du sol grossier étudié. Parmi ces critères, celui de Medley et celui adopté par Fragaszy sont les plus utilisés mais chacun de ces critères a été employé dans des conditions particulières. Le critère de Medley a été en général utilisé pour calculer le pourcentage d'inclusions dans des éprouvettes testées (Xu et al. 2007, Coli et al. 2011, Wen-Jie et al. 2011, Zhang et al. 2016a). En revanche, le critère adopté par Fragaszy permet de déterminer le pourcentage de grains ne pouvant être inclus dans l'éprouvette en raison de leur taille. Ainsi, si le pourcentage de grains grossiers présents dans une éprouvette doit être déterminé, le critère de Medley sera retenu. En revanche, le critère utilisé par Fragaszy permet de déterminer le pourcentage de grains retirés du sol initial avant la constitution d'une éprouvette.

Dans la suite, les modes d'agencement géométrique des grains pouvant être rencontrés dans les sols grossiers à matrice sont présentés.

### **1.1.3. Structure des sols grossiers à matrice**

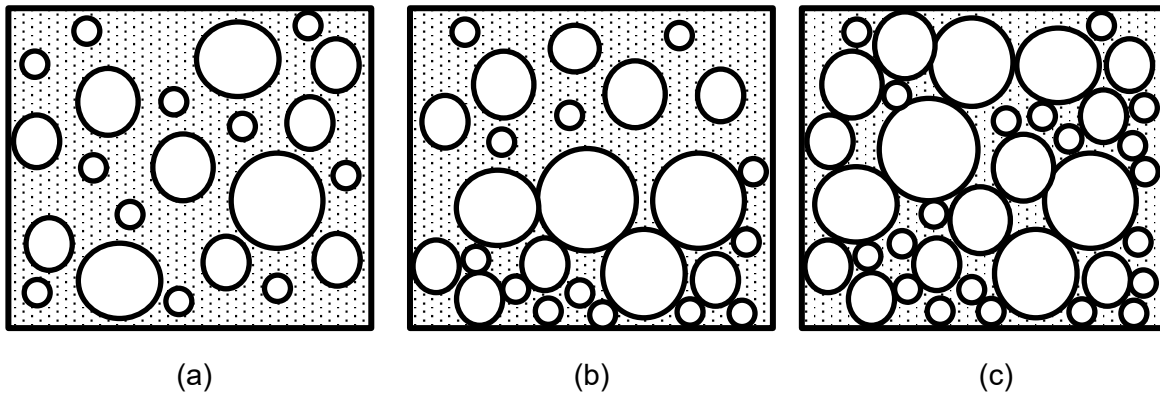
La structure du sol est définie par l'agencement dans l'espace des particules qui le constituent. Suivant le pourcentage d'inclusions, l'une des deux composantes va contrôler la structure du sol, c'est-à-dire la plupart des contacts intergranulaires dans le sol sont soit entre inclusions ou plutôt entre les grains de la matrice. Dans cette section, les différentes structures pouvant exister dans les sols grossiers à matrice et les comportements mécaniques associés sont présentés.

#### **1.1.3.1. Différents arrangements géométriques des grains dans les sols grossiers à matrice**

Il existe trois types d'arrangement géométrique des grains dans les sols grossiers à matrice suivant le pourcentage d'inclusions (Vallejo 2001, Thevanayagam et al. 2002, Chang et Meidani 2013) :

- **Structure dominée par la matrice (Figure 1.3a)** : lorsque le pourcentage d'inclusions dans le sol est faible, celles-ci ne sont pas en contact, elles sont dispersées dans la matrice. Le comportement global du sol est fortement dépendant du réseau de contacts intergranulaires formé par les grains de la matrice.
- **Structure de transition (Figure 1.3b)** : à partir d'un certain pourcentage d'inclusions, certaines inclusions entrent en contact, tandis que les autres sont dispersées dans la matrice. Le sol acquiert une structure hybride contrôlée partiellement par la matrice et par les inclusions.

- **Structure dominée par les inclusions (Figure 1.3c)** : le pourcentage d'inclusions augmentant, tous les grains grossiers entrent en contact, la matrice remplit les vides entre eux. Les contacts inter-inclusions contrôlent la structure globale du sol.



**Figure 1.3 : Différentes structures du sol grossier en fonction du pourcentage d'inclusions**

Le changement de structure du sol peut être mis en évidence par l'étude de l'indice des vides (ou la porosité) du sol en fonction du pourcentage d'inclusions. Les données expérimentales montrent que lorsque le pourcentage massique d'inclusions varie de 0 à 100 %, l'indice des vides du sol diminue jusqu'à atteindre une valeur minimale et augmente ensuite pour atteindre l'indice des vides de l'échantillon constitué uniquement d'inclusions (Lade et al. 1998, Vallejo 2001, Chang et Meidani 2013, Chang et al. 2015). La Figure 1.4 schématise l'évolution de l'arrangement des grains du sol en fonction du pourcentage d'inclusions. Vallejo (2001) a établi que la porosité minimale théorique est obtenue pour un pourcentage d'inclusions égal à :

$$f_{m-min} = \frac{(1 - n_{incl})\gamma_{incl}}{n_{incl}(1 - n_{mat})\gamma_{mat} + (1 - n_{incl})\gamma_{incl}} \quad (1.1)$$

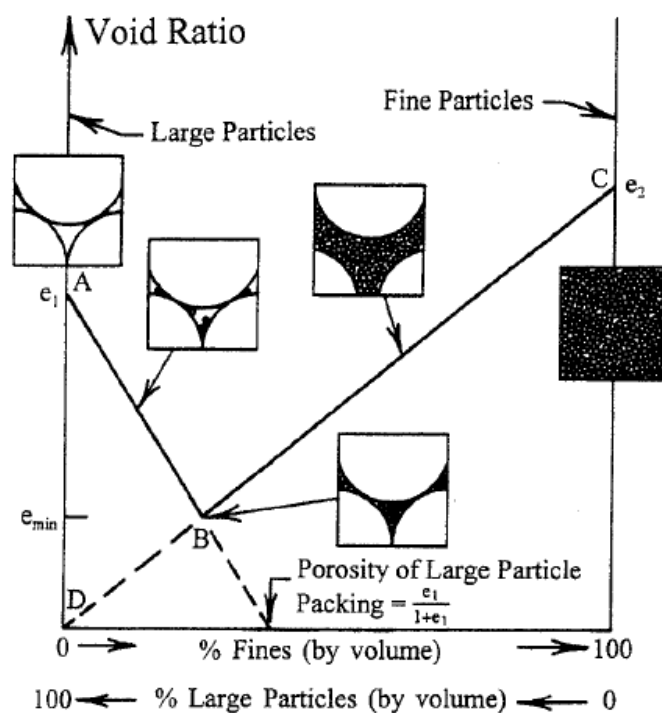
Avec  $n_{incl}$  et  $n_{mat}$  : porosité des inclusions et de la matrice considérées séparément ;  $\gamma_{incl}$  et  $\gamma_{mat}$  : poids volumiques solides des inclusions et de la matrice considérées séparément.

Chang et Hong (2008) ont supposé des poids volumiques solides identiques pour la matrice et les inclusions et aboutissent à une expression simplifiée :

$$f_{m-min} = \frac{1 + e_{mat}}{1 + e_{mat} + e_{incl}} \quad (1.2)$$

Avec  $e_{mat}$  : indice des vides de la matrice uniquement et  $e_{incl}$  : indice des vides des inclusions uniquement.

Le pourcentage limite d'inclusions  $f_{m-min}$  est calculé en considérant que toutes les inclusions sont en contact et que la matrice remplit totalement les vides entre elles. Donc pour un pourcentage d'inclusions supérieur à  $f_{m-min}$ , la structure du sol est imposée par les inclusions. Cependant, aucune expression n'est proposée pour déterminer le pourcentage d'inclusions séparant la structure à dominance matricielle de la structure de transition. Ainsi, certains auteurs préfèrent ignorer la structure de transition et distinguent alors deux structures du sol grossier à matrice : une première dans laquelle les inclusions sont dispersées dans la matrice ( $f_m < f_{m-min}$ ) et une seconde où les inclusions sont en contact ( $f_m > f_{m-min}$ ) (Hamidi et al, 2009; Pedro, 2004; Simoni et Houlsby, 2006).



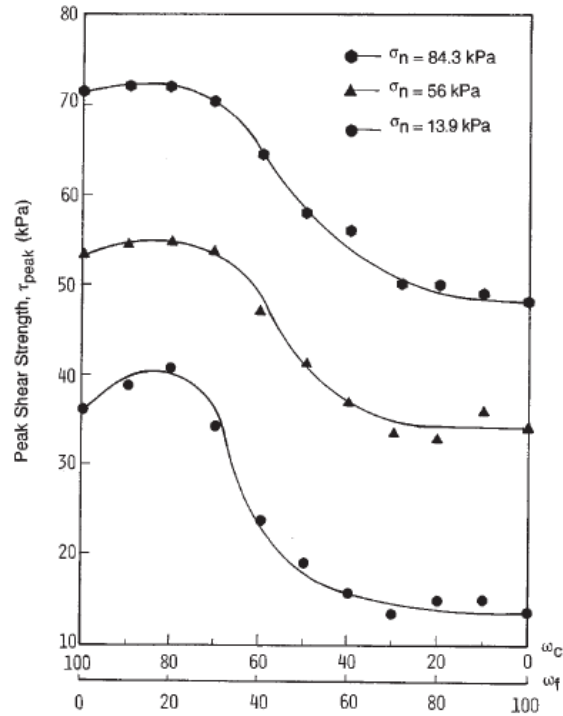
**Figure 1.4 : Variation de l'indice des vides d'un sol grossier à matrice en fonction du pourcentage d'inclusions (Lade et al. 1998)**

### **1.1.3.2. Influence de la structure du sol sur la résistance au cisaillement**

D'un point de vue mécanique, la structure du sol peut être définie comme le réseau de contacts intergranulaires qui reçoit et transmet les charges appliquées au sol. Comme évoqué dans la section précédente, la structure du sol grossier à matrice évolue avec le pourcentage d'inclusions. Ce changement impacte la résistance au cisaillement du sol suivant que ce soit la matrice ou les inclusions qui dominent la structure du sol (Figure 1.5) :

- Lorsque la structure du sol est dominée par la matrice, la résistance au cisaillement du sol global est similaire à celle de la matrice ;

- Dans la structure de transition, la résistance au cisaillement du sol global augmente avec le pourcentage d'inclusions ;
- Lorsque la structure du sol est dominée par les inclusions, la résistance au cisaillement du sol global est similaire à celle du sol constitué d'inclusions seules.



**Figure 1.5 : Variation de la résistance au cisaillement avec le pourcentage d'inclusions  $\omega_c$  (Vallejo, 2001)**

Ainsi, la représentation de la résistance au cisaillement en fonction du pourcentage d'inclusions permet de mieux distinguer les différentes structures du sol grossier à matrice, contrairement à la variation de l'indice des vides qui ne permet pas de distinguer la structure de transition de la structure contrôlée par la matrice. Les pourcentages d'inclusions délimitant les différentes structures des sols grossiers à matrice ont été déterminés expérimentalement et sont résumés dans le Tableau 1.1. Globalement, il ressort de ces observations que pour un pourcentage d'inclusions inférieur à 40 %, la matrice domine le comportement mécanique du sol tandis que pour plus de 80 % d'inclusions, les inclusions contrôlent le comportement mécanique du sol.

**Tableau 1.1 : Pourcentage d'inclusions délimitant les différentes structures d'un sol grossier à matrice**

<b>Auteurs</b>	<b>Matériaux étudiés</b>	<b>Structure contrôlée par la matrice</b>	<b>Structure de transition</b>	<b>Structure contrôlée par les inclusions</b>
Holtz et Gibbs (1956)	Sable + graviers	< 50 %	50 à 65 %	> 65 %
Holtz et Ellis (1961)	Argile + graviers	< 50 %	50 à 65 %	> 65 %
Fragaszy et al., 1992	Alluvions Matrice : $d < 12,7\text{mm}$ Inclusions : $12,7\text{mm} < d < 25,4\text{mm}$	< 40 %	40 à 65 %	> 65 %
Vallejo et Mawby (2000)	Argile : $d_{50} = 4,2 \mu\text{m}$ Sable : $d_{50} = 0,59 \text{mm}$	< 40 %	40 à 75 %	> 75 %
Vallejo (2001)	Billes lisses Matrice : $d = 0,4\text{mm}$ Inclusions : $d = 5\text{mm}$	< 40 %	40 à 80 %	> 80 %
Wen-Jie et al (2011)	Alluvions	< 25 %	25 à 60 %	> 70 %

#### **1.1.4. Conclusion sur les caractéristiques physiques des sols grossiers à matrice**

Les sols grossiers à matrice sont des matériaux contenant des grains de taille pouvant aller de l'argile aux blocs rocheux. Ces sols sont généralement considérés comme le mélange d'une partie fine appelée matrice et des grains de grande taille appelés inclusions. Le critère de choix de la taille de grain qui distingue la matrice des inclusions n'est pas unique. Cette taille limite a été fixée, par exemple, comme la taille maximale admissible de l'appareillage utilisé, ou à 5 % de la dimension caractéristique de l'échelle considérée. Par ailleurs, il existe trois types d'arrangement spatial des grains dans les sols grossiers à matrice. L'arrangement des grains peut être dominé par la matrice, ou en partie par la matrice et les inclusions, ou encore dominé par les inclusions. La fraction qui domine l'arrangement des grains contrôle le comportement mécanique global du sol.

#### **1.2. Paramètres influençant le comportement mécanique des sols grossiers à matrice**

Plusieurs paramètres influencent le comportement mécanique d'un sol en général :

- la nature géologique et minéralogique des grains ;
- la distribution granulométrique du sol traduite par le coefficient d'uniformité ;

- la densité et la teneur en eau du sol ;
- la forme et la rugosité des grains.

Dans le cas des sols grossiers à matrice, des paramètres supplémentaires sont susceptibles d'avoir un effet important sur leur résistance mécanique. Il s'agit du pourcentage et la dimension des inclusions et le taux de rupture des particules. Ces paramètres sont présentés plus en détail dans la suite.

### 1.2.1. Pourcentage d'inclusions

La plupart des études ont montré que la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice augmente avec le pourcentage d'inclusions (Holtz et Gibbs 1956, Rathee 1981, Irfan et Tang 1995, Li et al. 2004, Pedro 2004, Xu et al. 2007, Seif El Dine et al. 2010, Coli et al. 2011, Wen-Jie et al. 2011, Zhang et al. 2016b). Quelques études sont citées en exemple dans la suite.

Afin d'étudier l'effet du pourcentage d'inclusions sur la résistance au cisaillement d'un sol grossier à matrice, Holtz et Gibbs (1956) ont effectué des essais triaxiaux en condition drainée sur un dépôt alluvionnaire ayant des grains sub-arrondis. Les auteurs ont considéré comme matrice les éléments de taille inférieure à 4,76 mm (essentiellement sableux) et comme inclusions les graviers de taille comprise entre 4,76 mm et 19 mm. Les pourcentages massiques d'inclusions étaient 0, 20, 35, 50 et 65% et les éprouvettes avaient une densité relative de 70 %. La courbe granulométrique des échantillons est représentée sur la Figure 1.6. Les résultats montrent une augmentation de la masse volumique sèche avec l'augmentation de la proportion d'inclusions. Par ailleurs, l'angle de frottement interne du matériau croît lorsque la proportion d'inclusions passe de 0 à 50 % puis décroît entre 50 et 65 % d'inclusions (Tableau 1.2).

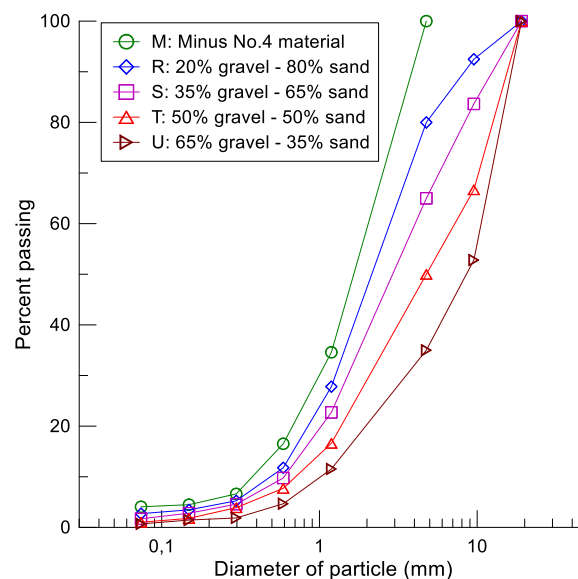


Figure 1.6 : Courbes granulométriques des échantillons testés par Holtz et Gibbs (1956)



**Tableau 1.2 : Influence de la proportion d'inclusions sur la masse volumique sèche et l'angle de frottement d'un sol grossier (d'après Holtz et Gibbs, 1956)**

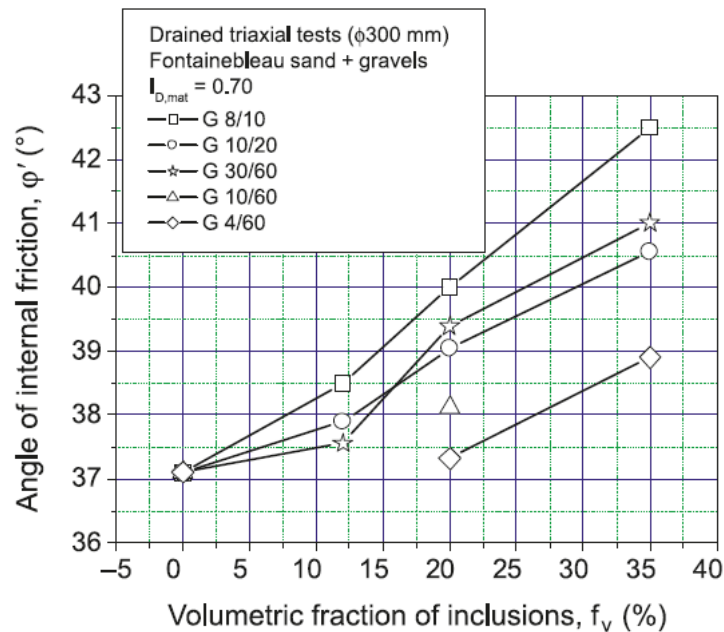
<b>Fraction massique d'inclusions (%)</b>	0	20	35	50	65
<b><math>\rho_d</math> (kg/m<sup>3</sup>)</b>	17,52	18,46	19,09	19,70	19,93
<b><math>\varphi</math> (°)</b>	35,7	37,2	39,0	40,0	37,9

Pedro (2004) a réalisé une série d'essais triaxiaux (éprouvettes de diamètre 100 mm) sur un sol grossier reconstitué ayant comme matrice le sable de Fontainebleau et comme inclusions des graviers de 8/10 mm. Il a déterminé la résistance au cisaillement d'échantillons ayant différentes fractions volumiques d'inclusions : 0, 20, 35, 60 % sous une contrainte moyenne de 100 kPa. La densité relative de la matrice a été fixée à 70 % pour tous les essais. L'auteur a constaté une augmentation du déviateur de contraintes à la rupture de plus de 100% quand la proportion volumique d'inclusions passe de 0 à 60 % (Tableau 1.3).

**Tableau 1.3 : Accroissement du déviateur de contraintes à la rupture avec la fraction volumique d'inclusions (d'après Pedro, 2004)**

<b>Fraction volumique d'inclusions (%)</b>	<b><math>q_{max}</math> (kPa)</b>	<b><math>\Delta q_{max}/q_{max,mat}</math> (%)</b>
0	319	0
12	343	8
20	361	13
35	512	60
60	659	107

Seif El Dine et al. (2010) ont réalisé une série d'essais triaxiaux sur un sol grossier reconstitué en laboratoire ayant comme matrice le sable de Fontainebleau et comme inclusions des graviers de différentes tailles : 8/10, 10/20, 30/60, 10/60 et 4/60 mm. Les auteurs ont constaté une augmentation de l'angle de frottement interne du sol lorsque la proportion volumique des graviers augmente indépendamment de leur taille (Figure 1.7).



**Figure 1.7 : Angle de frottement en fonction du pourcentage volumique d'inclusions (Seif El Dine et al., 2010)**

Selon Seif El Dine et al. (2010), l'augmentation de la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice avec le pourcentage d'inclusions est due à la rigidité plus grande des inclusions par rapport à la matrice. La présence des inclusions a un effet de renfort dans le sol. Plus le pourcentage d'inclusions augmente, plus l'effet de renfort est accentué, ce qui implique une augmentation de la résistance au cisaillement du sol. L'augmentation de la résistance au cisaillement en fonction du pourcentage d'inclusions peut être subdivisée en trois phases (Figure 1.8) :

- Lorsque le pourcentage d'inclusions est inférieur à 20 à 30 %, la résistance au cisaillement augmente très peu avec le pourcentage d'inclusions ;
- Entre 30 et 60 à 70 % d'inclusions, la résistance au cisaillement augmente significativement avec le pourcentage d'inclusions ;
- Pour plus de 70 % d'inclusions, la résistance au cisaillement est relativement constante avec l'augmentation du pourcentage d'inclusions.

Ces différences de comportement sont liées à l'évolution de la structure du sol grossier à matrice avec l'augmentation du pourcentage d'inclusions (voir le paragraphe 1.1.3. Structure des sols grossiers à matrice).

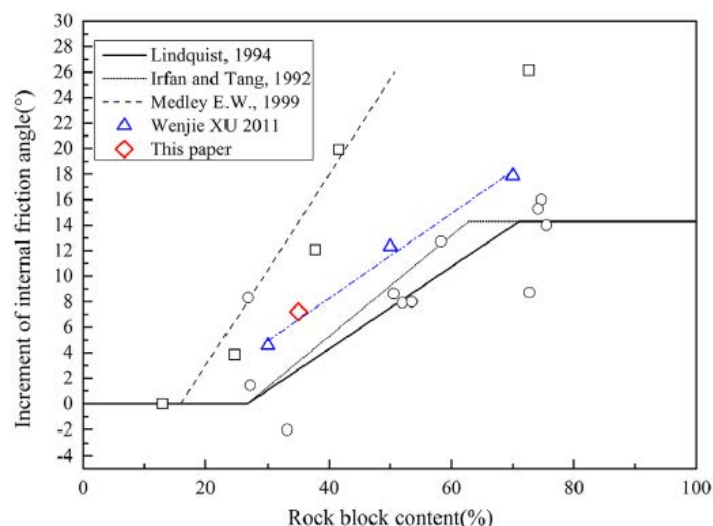


Figure 1.8 : Incrément d'augmentation de l'angle de frottement du sol grossier par rapport à celui de la matrice avec le pourcentage d'inclusions (Zhang et al., 2016)

En définitive, l'augmentation du pourcentage d'inclusions conduit à une augmentation de la résistance au cisaillement du sol.

### 1.2.2. Dimension des inclusions

L'étude de l'effet de la dimension des inclusions revient à déterminer si, à pourcentage massique ou volumique constant, la taille des inclusions impacterait significativement la résistance mécanique du sol grossier à matrice. Il est présenté dans la suite les travaux de certains auteurs qui se sont penchés sur la question.

Holtz et Gibbs (1956) ont réalisé deux séries d'essais triaxiaux en fixant le pourcentage massique d'inclusions à 20 % puis à 50 % tout en faisant varier la taille maximale des grains de 19,1 mm à 76,2 mm. Les courbes granulométriques de chaque éprouvette sont présentées sur la Figure 1.9. Ils ont constaté que l'angle de frottement ne change pas lorsque le diamètre maximal de grain passe de 19,1 à 76,2 mm (Tableau 1.4).

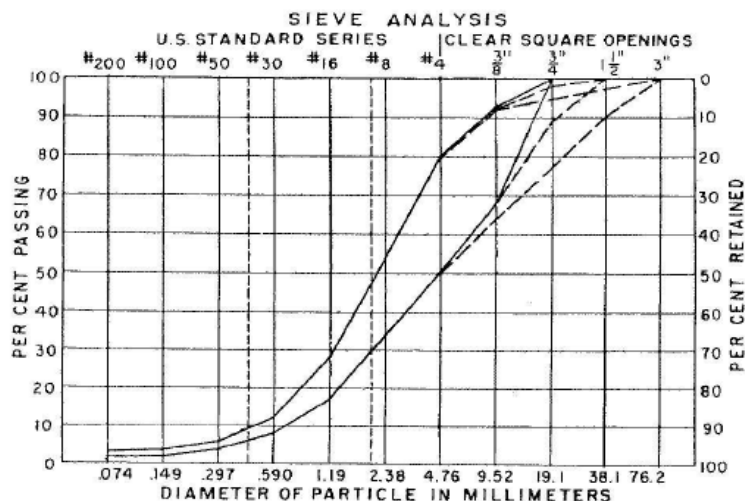


Figure 1.9 : Courbes granulométriques des éprouvettes testées par Holtz et Gibbs (1956)

Tableau 1.4: Évolution de l'angle de frottement en fonction du diamètre maximal des grains (Holtz et Gibbs, 1956)

Fraction massique d'inclusions (%)	20			50		
$d_{max}$ (mm)	19,1	38,1	76,2	19,1	38,1	76,2
$\phi$ (°)	37,2	37,9	38,3	40,0	40,0	41,3

Pour étudier l'effet de la dimension des inclusions, Pedro (2004) a fixé le pourcentage volumique d'inclusions à 20 % puis 35 % et a utilisé des inclusions de taille 4/5, 8/10 et 16/20 mm. L'auteur a constaté que les courbes de déviateur de contraintes sont confondues lorsque la fraction volumique des inclusions vaut 20 %. Pour 35 % d'inclusions, l'éprouvette ayant les plus grandes inclusions admet un déviateur de contraintes résiduel un peu plus élevé. Seif El Dine (2007) obtient les mêmes résultats avec des inclusions de taille 10/20 et 30/60 mm pour 12 et 20 % d'inclusions. Mais pour 35 % d'inclusions, l'auteur note un déviateur de contraintes au pic et résiduel plus grand pour l'éprouvette contenant les inclusions de taille 30/60 mm.

En conclusion, il apparaît qu'une augmentation de la taille des inclusions (à proportion massique ou volumique constante) entraîne une faible augmentation de la résistance au cisaillement du sol grossier à matrice.

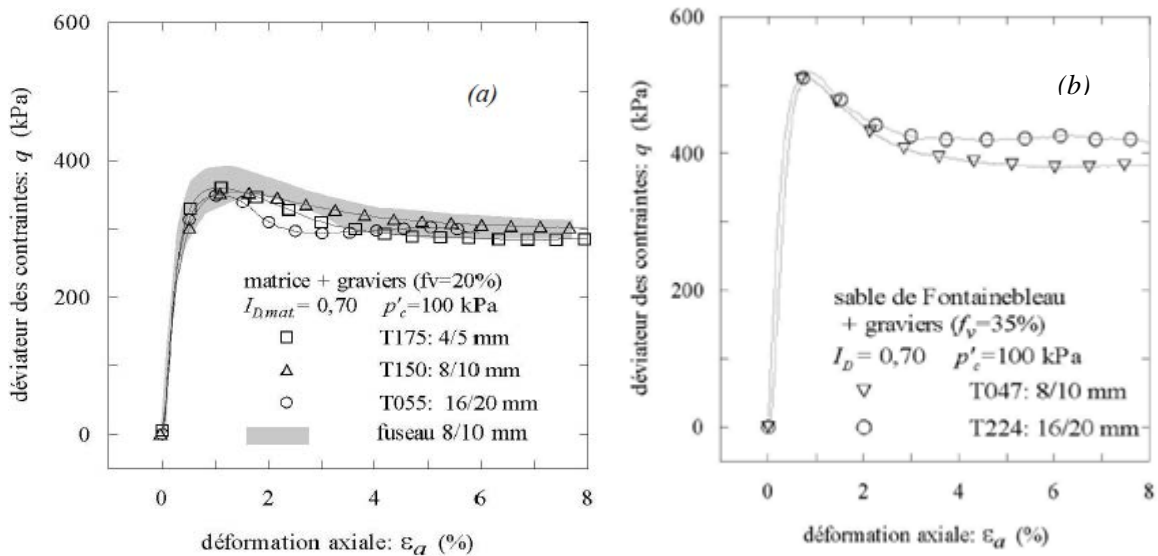


Figure 1.10 : Effet de la dimension des inclusions sur le déviateur des contraintes : (a) 20% et (b) 35% d'inclusions (Pedro, 2004)

### 1.2.3. Rupture des grains

Lorsqu'ils sont soumis à des contraintes relativement élevées, les grains peuvent se casser. Le taux de rupture des grains dépend du rapport entre la résistance individuelle des particules et les contraintes macro-mécaniques (Ovalle, 2013). Les facteurs influençant la rupture des grains sont entre autres :

- La minéralogie du grain : la nature et la résistance de la roche-mère influencent fortement la force de rupture des grains. Sur la Figure 1.11 qui compile des résultats d'essais d'écrasement il apparaît que la résistance à la rupture des grains de quartzite est largement supérieure à celle du calcaire.

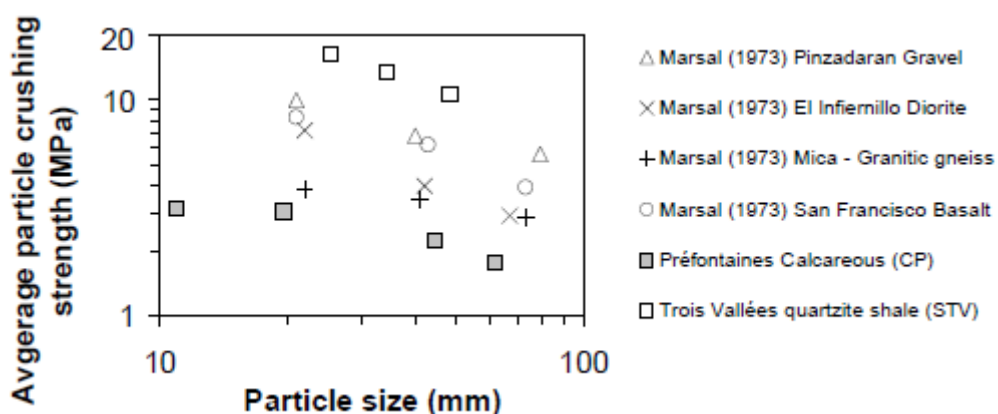
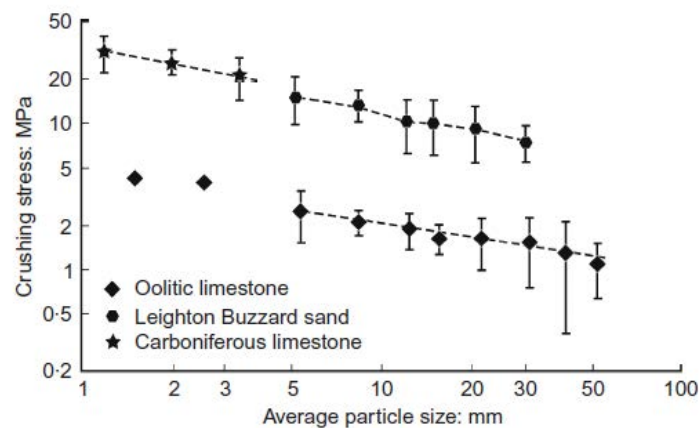


Figure 1.11 : Résistance à l'écrasement des grains de différentes minéralogies (Ovalle, 2013)

- La forme des grains : la rupture des grains est favorisée par l'angularité des particules. Cela est dû au fait que les grains angulaires ont moins de points de contact entre

particules et ils transmettent donc des forces plus élevées par rapport à des grains arrondis sous la même contrainte macro-mécanique.

- La granulométrie initiale de l'éprouvette : la rupture des grains dépend fortement de la contrainte de contact entre les grains. Ainsi, s'il y a moins de contact, la contrainte est plus élevée et le taux de rupture augmente. Les matériaux à granulométrie uniforme sont donc plus vulnérables à la rupture que ceux à granulométrie étalée. De manière générale, le taux de rupture décroît avec le coefficient d'uniformité.
- La taille des grains : les essais d'écrasement des grains individuels ont montré que la force de rupture du grain est inversement proportionnelle à sa taille (Figure 1.12). Cela est dû au fait que les défauts et microfissures sont plus abondants quand le grain est de grande taille, ces défauts favorisant la rupture des particules.



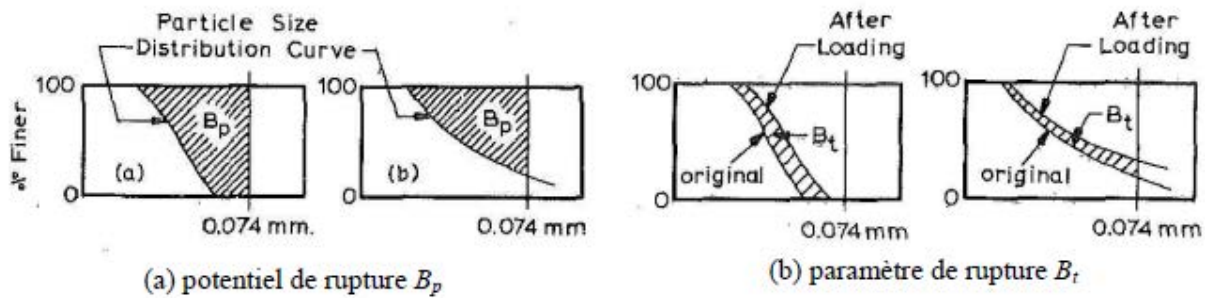
**Figure 1.12 : Mise en évidence de l'effet d'échelle sur la résistance des particules (Lee, 1992)**

- Densité initiale de l'éprouvette : Plus un matériau est dense, plus il y aura de points de contact entre grains et donc plus faibles seront, en moyenne, les intensités des forces transmises. De même, à faible compacité initiale, les forces seront relativement plus élevées et les grains seront plus vulnérables à la rupture. Cependant, au-delà d'une certaine valeur de la contrainte de confinement, l'effet de la densité initiale est négligeable puisque la structure du matériau tend vers la même configuration après la consolidation.
- L'effet du temps : la propagation des fissures et microfissures aboutissant à la rupture des particules est fonction du temps de chargement du grain.

Pour quantifier le taux de rupture des particules, Marsal (1973) calcule pour chaque ouverture de tamis, la différence entre le pourcentage de refus avant et après essai. Le taux de rupture est défini par la somme de toutes les valeurs positives (ou négatives) obtenues.

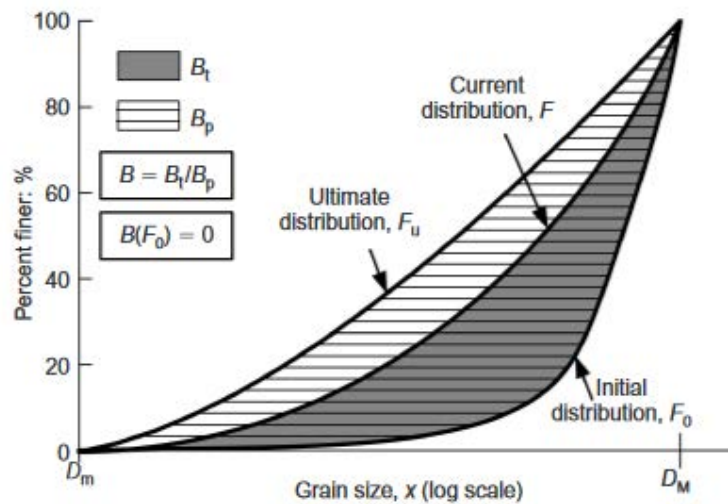
Hardin (1985) propose de quantifier le taux de rupture des grains en calculant le rapport entre le paramètre de rupture ( $B_r$ ) et le potentiel de rupture ( $B_p$ ). Pour l'auteur, il n'y a pas de rupture de grain en deçà de la taille de référence 0,074 mm. Le paramètre de rupture est défini comme

la surface entre les courbes granulométriques avant et après essai tandis que le potentiel de rupture est la surface entre la courbe granulométrique initiale et une granulométrie uniforme de taille 0,074 mm (Figure 1.13).



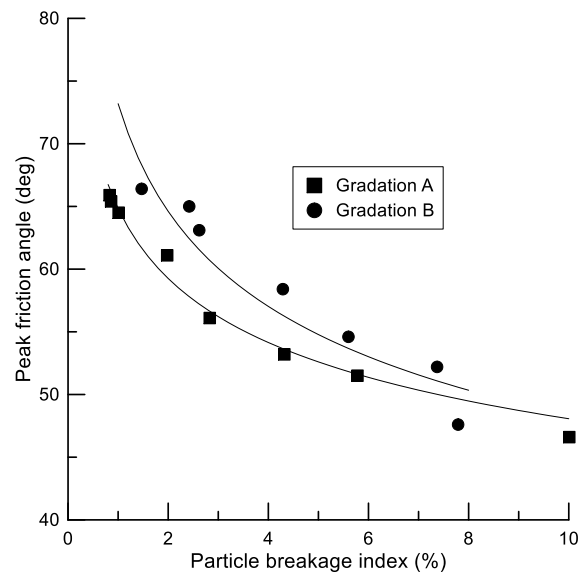
**Figure 1.13 : Définition du potentiel et du paramètre de rupture (Hardin, 1985)**

En se basant sur des observations expérimentales, Einav (2007) a montré qu'il existe une granulométrie finale ultime à chaque sol granulaire. Il reprend donc la formulation de Hardin mais en définissant le paramètre  $B_p$  par l'aire entre la courbe granulométrique initiale et la courbe granulométrique ultime du matériau (Figure 1.14).



**Figure 1.14 : Définition du taux de rupture selon Einav (2007)**

Indraratna et al. (1998) ont déterminé la résistance au cisaillement de deux éprouvettes de ballast A et B dans une cellule triaxiale de 300 mm de diamètre pour des contraintes de confinement comprises entre 1 et 240 kPa. Ils ont constaté que l'angle de frottement diminue avec le taux de rupture des particules (Figure 1.15).



**Figure 1.15 : Variation de l'angle de frottement au pic avec le taux de rupture des grains (D'après Indraratna et al. 1998)**

La rupture des grains induit une diminution de la dilatance et de la résistance au cisaillement des sols granulaires (Indraratna et al. 1998, Frossard et al. 2012, Ovalle 2013, Ovalle et al. 2014). Selon Indraratna et al. (1993), la rupture des particules est négligeable en dessous d'une contrainte de confinement de 200 kPa. Simoni et Houlsby (2006) proposent comme valeur limite 150 kPa.

En définitive, l'application de fortes contraintes au sol conduit à une rupture des grains. Le taux de rupture dépend des facteurs tels que la minéralogie, la forme et la taille des grains, la granulométrie initiale et la densité de l'éprouvette, ainsi que de la durée d'application de la charge. Par ailleurs, la rupture des grains conduit à une diminution de la dilatance et de la résistance au cisaillement des sols.

#### **1.2.4. Conclusion sur les paramètres qui influencent le comportement mécanique des sols grossiers à matrice**

Le pourcentage et la dimension des inclusions, ainsi que la rupture des grains sont des paramètres qui influencent la résistance mécanique des sols grossiers à matrice. L'augmentation du pourcentage d'inclusions entraîne une augmentation de la résistance au cisaillement des sols grossiers. Cet effet est dû à la rigidité plus grande des inclusions qui ont un effet de renfort dans le sol. En revanche, une augmentation de la taille des inclusions (à proportion massique ou volumique constante) conduit à une faible augmentation de la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice. Par ailleurs, la résistance au cisaillement des sols grossiers diminue avec le taux de rupture des particules. Ce taux de rupture dépend des caractéristiques des grains et de l'éprouvette.



### **1.3. Détermination de la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice**

Lors d'essais de cisaillement en laboratoire, afin de limiter l'influence de la taille du dispositif sur les résultats, le diamètre maximal des grains doit être suffisamment faible par rapport aux dimensions de l'éprouvette. Pour un essai triaxial, il est recommandé que le diamètre de l'éprouvette soit supérieur à six fois le diamètre maximal des grains (AFNOR NF EN ISO 17892-9, 2018) tandis que pour un essai de cisaillement direct, la taille du plus gros grain doit être inférieure à six fois la hauteur de la boîte (AFNOR NF EN ISO 17892-10, 2018). Les dimensions usuelles des éprouvettes de sol pour le cisaillement sont 35 ou 50 mm de diamètre pour la cellule triaxiale et 60 ou 100 mm de largeur pour la boîte de cisaillement direct. Ces dispositifs peuvent servir à réaliser des essais sur des éprouvettes de taille maximale de grain allant jusqu'à 10 mm. Cette taille limite, trop faible par rapport à la taille que peuvent atteindre les grains, rend inadapté l'utilisation des appareillages usuels pour tester un échantillon complet de sol grossier à matrice. Plusieurs appareillages de grandes dimensions ont été utilisés pour déterminer la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice (Shirdam et al. 2001, Estaire et Olalla 2005, Ovalle et al. 2014). Ces appareillages ont été utiles dans l'étude du comportement mécanique des sols grossiers ayant des particules de taille inférieure à 160 mm. Malheureusement, ces dispositifs, en plus de ne pas être adaptés à tous les sols grossiers à matrice, sont peu nombreux et posent de réels problèmes de manutention.

Pour pallier cette situation, deux autres solutions sont envisageables :

- Faire des essais in situ ;
- Modifier la courbe granulométrique du sol initial afin de tester un échantillon représentatif ayant des grains de taille acceptable par l'appareillage disponible.

Chacune de ces possibilités est explorée dans la suite.

#### **1.3.1. Études in situ**

Les études in situ apparaissent comme un excellent moyen d'accéder aux caractéristiques mécaniques réelles du sol grossier à matrice. L'intérêt des essais in situ est de déterminer les paramètres du sol en place. Parmi les essais existants, certains sont peu adaptés aux sols grossiers à matrice du fait de la présence des inclusions qui peuvent rendre les résultats difficilement exploitables (pressiomètre et pénétromètre entre autres). Trois essais in situ mieux adaptés aux sols grossiers à matrice ainsi que des exemples de résultats sont présentés dans ce paragraphe : rupture de talus, cisaillement direct et cisaillement par compression.

### 1.3.1.1. Essais de rupture de talus

L'essai consiste à raidir progressivement un talus afin de provoquer sa rupture et de déterminer ses paramètres mécaniques en fonction de la géométrie critique du talus et de la surface de glissement.

Les dispositifs nécessaires à la réalisation d'un essai de rupture de talus sont (Shirdam et al., 2001) :

- Des piquets quadrillant la tête du talus pour suivre les déplacements du talus. Ces piquets sont associés à des repères de référence placés suffisamment loin de la zone de travail pour ne pas être influencés par les mouvements engendrés ;
- Des inclinomètres permettant de mesurer les déplacements horizontaux en profondeur du talus.

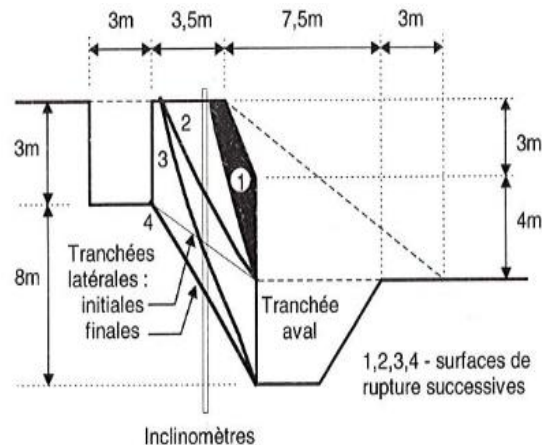
La pente du talus est raidie progressivement jusqu'à la rupture de celui-ci. Il est possible d'envisager un chargement en tête de talus pour faciliter la rupture. Une fois la rupture obtenue, les surfaces de ruptures sont identifiées à partir des mesures inclinométriques, des fissures sur la plateforme et des points de passage probables. À la rupture, le coefficient de sécurité, fonction de la cohésion  $c$  et l'angle de frottement  $\varphi$  du sol est proche de 1. Un plan de rupture permet donc d'établir une relation entre  $c$  et  $\varphi$ . Pour obtenir les valeurs de ces deux paramètres, l'un des paramètres est déterminé par une autre méthode (essais de laboratoire, prise en compte de la nature du sol), ou deux surfaces de rupture sont provoquées dans le même type de sol. Ces deux surfaces de rupture donnent deux relations entre  $c$  et  $\varphi$  qui permettent de trouver leurs valeurs respectives.

Comme exemple d'essai de rupture de talus, les travaux de Shirdam et al (2001) dans le cadre de leur étude des éboulis de granulométrie 0-250 mm dans la vallée de la Maurienne sont présentés. Des essais pressiométriques préalables ont permis d'identifier deux couches : la première entre 0 et 3 m de profondeur et la seconde entre 3 et 11 m de profondeur. Les pentes de chaque couche ont été choisies en fonction de leur compacité : 2/1 pour la première couche moins compacte et pente verticale pour la seconde. La tête de talus avait une largeur de 3,5 m. Des piquets régulièrement espacés d'un mètre ont été implantés sur la tête de talus et des inclinomètres ont été installés à un mètre du bord du talus. Des tranchées ont été creusées autour du talus, l'isolant ainsi du massif environnant afin de provoquer la rupture.

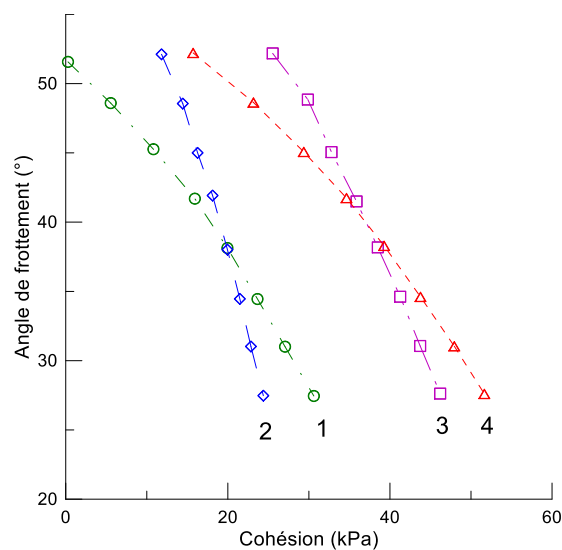
Le déplacement des inclinomètres en profondeur et les fissures sur la plateforme ont permis de définir quatre surfaces de rupture : deux ruptures superficielles et deux ruptures profondes (Figure 1.16). Les paramètres mécaniques de la première couche ont été déduits par corrélation à partir d'essais pressiométriques :  $c_1 = 15$  kPa et  $\varphi_1 = 35,5^\circ$ . Les paramètres mécaniques de la seconde couche ont été obtenus par analyse des surfaces de rupture (Figure 1.17). Les ruptures superficielles conduisent aux valeurs  $c_2 = 20$  kPa et  $\varphi_2 = 38^\circ$  et les ruptures profondes aux valeurs  $c_2 = 37$  kPa et  $\varphi_2 = 39^\circ$ . Les auteurs ont constaté que ces

valeurs sont similaires à celles obtenues par cisaillement direct en laboratoire sur la fraction 0-40 mm du matériau :  $c = 30$  kPa et  $\varphi = 39^\circ$ .

Ainsi, les essais de rupture de talus mobilisent de grands moyens pour leur mise en œuvre et nécessitent au moins deux plans de rupture dans le sol pour déterminer les paramètres de rupture du sol. Néanmoins, ces essais, réalisés sur un volume représentatif du sol, permettent d'accéder à des paramètres mécaniques fiables du sol.



**Figure 1.16 : Schématisation du talus et identification des surfaces de rupture (Shirdam et al., 2001)**



**Figure 1.17 : Analyse à rebours pour déterminer les paramètres de rupture du sol (d'après Shirdam et al., 2001)**

### 1.3.1.2. Essais de cisaillement direct en place

Ces essais suivent le même principe que les essais de cisaillement direct en laboratoire. Il s'agit d'isoler un massif parallélépipédique de sol, d'y appliquer un effort vertical puis d'exercer un effort horizontal jusqu'à la rupture (Figure 1.18). Ces essais se réalisent dans une galerie ou un puits avec les dispositifs suivants (Jain et Gupta 1974) :

- Une demi-boîte de taille adaptée à la dimension des grains du sol et dont les arêtes inférieures sont amincies en vue de faciliter la mise en place dans le sol ;
- L'ensemble du système de chargement vertical qui comprend le vérin, le plateau de chargement et les deux plaques métalliques qui se positionnent au-dessous et au-dessus du vérin pour répartir la force verticale. Le vérin peut être remplacé par des masses ; dans ce cas, l'effort vertical sera limité par la quantité de masse que peut recevoir le plateau de chargement ;
- Un vérin d'application de la force tangentielle pour le cisaillement du sol ;
- Des capteurs de déplacement verticaux et horizontaux ;
- Des capteurs de mesure des forces appliquées.

Après décapage du sol sur la surface nécessaire pour l'expérimentation, la boîte est posée puis enfoncée dans le sol à l'aide d'un vérin. Le terrain est dégagé autour de la boîte pour installer le vérin d'application de l'effort tangentiel et les capteurs de mesure de force et de déplacement. Le système d'application de l'effort normal est aussi installé.

Pour démarrer l'acquisition, l'effort normal  $P$  est exercé, puis, après stabilisation du déplacement vertical, l'effort de cisaillement  $F$  est appliqué à une vitesse constante. L'évolution de l'effort de cisaillement et des déplacements en fonction du temps est enregistrée afin de tracer les courbes effort-déformation et contractance-dilatance. L'essai est répété avec différents efforts normaux pour tracer la courbe intrinsèque du sol.

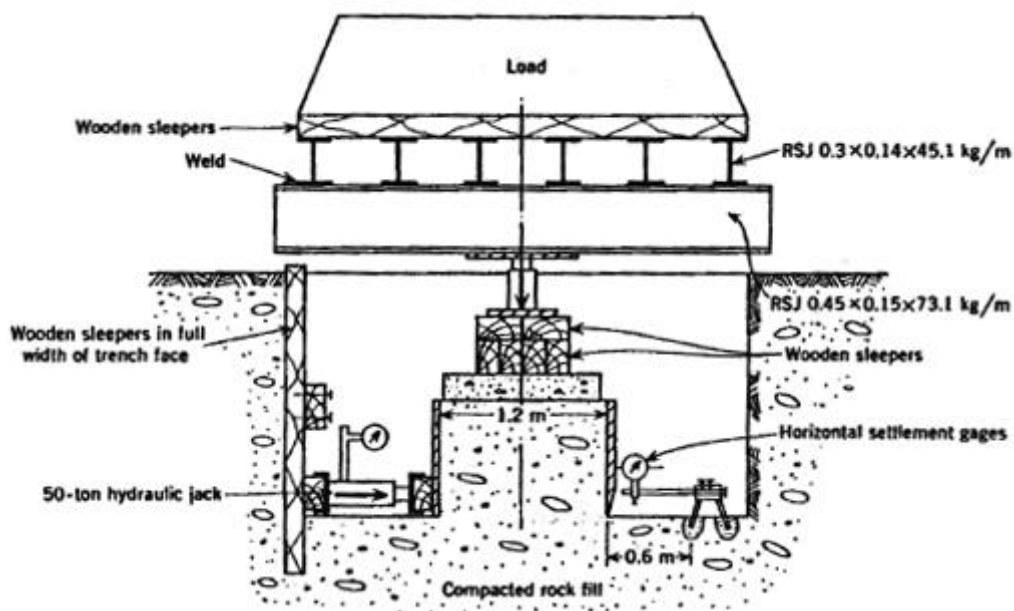


Figure 1.18 : Schéma d'un essai de cisaillement direct in situ (Jain et Gupta, 1974)

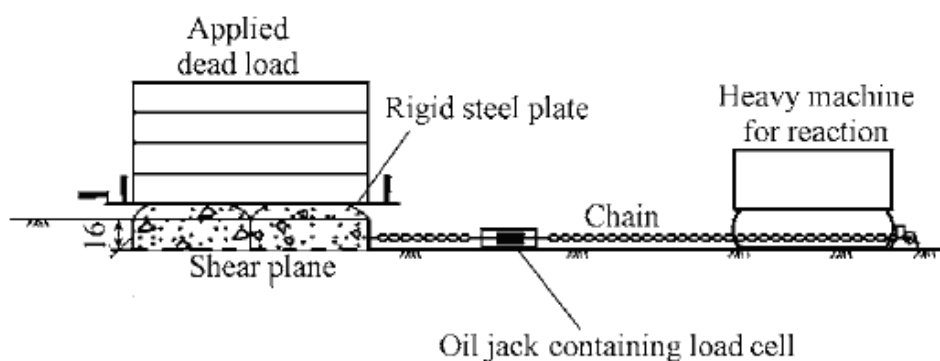
Afin d'étudier le comportement mécanique en place des alluvions du Rhône, Bourdeau (1997) a réalisé des essais de cisaillement direct in situ. La boîte utilisée était de dimensions 600 x

600 x 400 mm<sup>3</sup>. Elle a été mise en place par havage. Le dispositif d'application de l'effort normal est constitué d'un plateau venant en appui sur l'échantillon de sol et pouvant recevoir jusqu'à 10 gueuses en fonte de 5 kN. Ce dispositif est utilisé pour maintenir fixe la charge normale en cours d'essai tout en autorisant la libre évolution de la dilatance de l'éprouvette. La contrainte normale maximale pouvant être atteinte est de 158 kPa. Le système d'application de l'effort de cisaillement est constitué d'un vérin hydraulique et d'un capteur de force. La vitesse de cisaillement adoptée est de 1 mm/min. Les résultats obtenus pour chaque site sont résumés dans le Tableau 1.5.

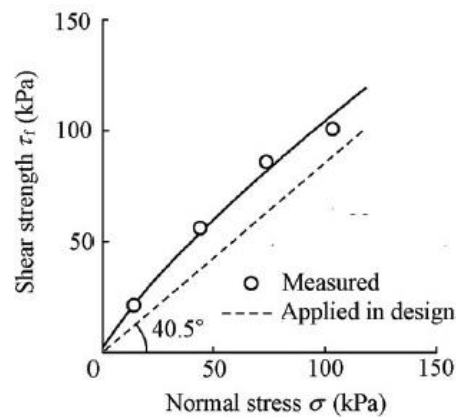
**Tableau 1.5 : Paramètres de cisaillement au pic des alluvions du Rhône (Bourdeau, 1997)**

Site	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$C_u$	$\phi_{pic}$ (°)	$C_{pic}$ (kPa)
Lyon Part-Dieu (I)	21,2 (valeur moyenne du site)	60	37,5	3
Lyon Part-Dieu (II)			31,5	8
Lyon Saxe-Gambetta (I)	17,0	243	33,3	11
Lyon Saxe-Gambetta (II)	19,4	37	30,0	16
Vénissieux	18,5	56	29,8	20
Millery	22,4	97	46,6	3
Saint-Vallier (I)	22,1	46	39,0	9

Liu (2009) a réalisé des essais de cisaillement direct in situ pour déterminer les caractéristiques mécaniques des enrochements ( $d_{max} = 200$  mm) utilisés pour la construction d'un barrage. La boîte avait comme dimensions 1200 x 1200 x 160 mm<sup>3</sup>. Afin de reproduire les conditions de mise en œuvre, une couche d'un mètre de hauteur a été compactée à l'aide d'un Roller et la partie supérieure de la couche décapée pour que l'essai soit réalisé au milieu de la couche. Le système d'application de l'effort de cisaillement est constitué d'une chaîne flexible liant la boîte à un bulldozer sur laquelle est fixé un vérin hydraulique (Figure 1.19). Les résultats des essais ont été utilisés pour tracer le critère de rupture du matériau (Figure 1.20).



**Figure 1.19 : Schématisation du dispositif de cisaillement in situ (Liu, 2009)**



**Figure 1.20 : Critère de rupture du sol grossier obtenu après les essais de cisaillement in situ (Liu, 2009)**

En définitive, les essais de cisaillement direct in situ permettent de déterminer les caractéristiques mécaniques des sols grossiers à matrice en testant un volume représentatif de sol. Cependant, en plus des grands moyens nécessaires et la difficulté de mise en œuvre, ces essais souffrent des limitations de l'essai de cisaillement direct de laboratoire comme l'imposition du plan de cisaillement.

### 1.3.1.3. Essais de résistance au cisaillement in situ par compression

Le principe de l'essai est d'isoler un massif parallélépipédique de sol en laissant une de ces faces solidaire avec le sol adjacent, puis de le comprimer par la face opposée jusqu'à la rupture (Figure 1.21). Les dispositifs nécessaires à la réalisation de cet essai sont (Coli et al., 2011) :

- Trois plaques de mêmes dimensions pour isoler le massif de sol à tester ;
- Un dispositif d'application de la force horizontale ;
- Un capteur de déplacement horizontal ;
- Un capteur de mesure de la force horizontale appliquée.

Après un décapage de la partie superficielle du sol, deux tranchées latérales et une tranchée frontale sont creusées autour de l'échantillon. La tranchée frontale doit être suffisamment large pour installer le dispositif d'application de l'effort horizontal. Les tranchées latérales peuvent servir à suivre la rupture de l'échantillon de sol. Les trois plaques sont mises sur les faces latérales et frontales de l'échantillon et sont maintenues fixes pour limiter les déplacements latéraux. Le vérin est fixé à la plaque frontale de telle sorte que le point d'application de la force soit situé à mi-largeur et au tiers de la hauteur de la plaque. Pour empêcher les mouvements du vérin durant l'essai, il est fixé à une plaque en forme de L soutenue par un support indéformable.

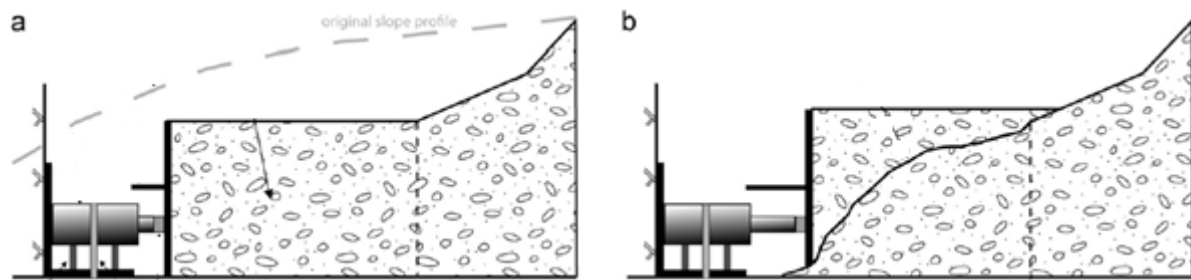


Figure 1.21 : Schématisation de l'essai de cisaillement par compression : (a) avant application de l'effort horizontal et (b) fin de l'essai (Coli et al, 2011)

L'effort de compression est exercé sur le massif à une vitesse constante et le déplacement horizontal correspondant est enregistré. L'essai fournit donc une courbe effort horizontal – déplacement horizontal. Une fois l'essai terminé, la surface de rupture est reconstituée et les paramètres de rupture du sol sont déterminés à partir d'un critère d'équilibre limite se basant sur la méthode des tranches.

Coli et al. (2011) ont utilisé l'essai de cisaillement par compression pour étudier le comportement mécanique d'un sol grossier à matrice constitué de blocs de calcaire dans une matrice argileuse. Les échantillons avaient une longueur de 800 mm, une largeur de 800 mm et une hauteur de 500 mm. La vitesse de cisaillement adoptée était de 3 mm/min et la pression interstitielle n'a pas été mesurée. Les résultats obtenus sont consignés dans le Tableau 1.6.

Tableau 1.6 : Paramètres de rupture obtenus après essai in situ de cisaillement par compression (Coli et al., 2011)

Essais	% volumique d'inclusions (d > 10 mm)	c (kPa)	$\phi$ (°)
P1	26	6,2	43,7
P2	18	28,8	49,2
P3	44	5,7	48,4
P4	39	7,1	48,0
P5	37	3,7	44,8

Xu et al. (2007) ont réalisé des essais in situ de cisaillement par compression sur un sol grossier de granulométrie 0-150 mm. Les échantillons testés étaient de dimensions 800 x 800 x 300 mm<sup>3</sup>. La surface de rupture moyenne de chaque échantillon est représentée sur la Figure 1.22. Après calcul, les paramètres de rupture obtenus pour chaque échantillon sont résumés dans le Tableau 1.7.

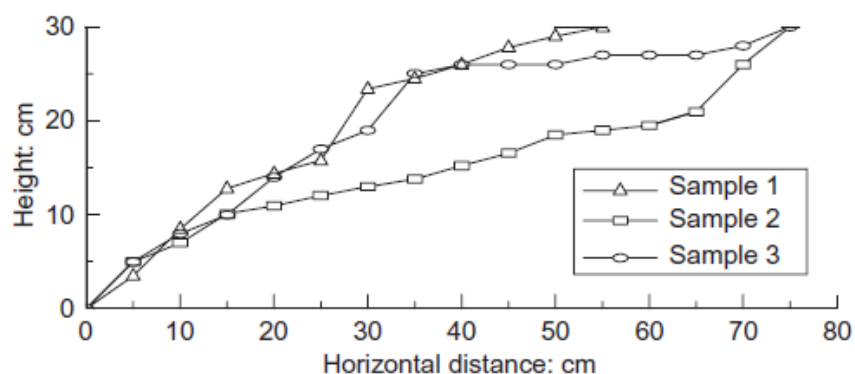


Figure 1.22 : Reconstitution des surfaces de rupture après essai (Xu et al., 2007)

Tableau 1.7 : Paramètres de rupture des échantillons testés par Xu et al. (2007)

Essais	% massique d'inclusions (d > 15 mm)	c (kPa)	$\phi$ (°)
T1	56	0,47	47,6
T2	54	1,76	49,0
T3	37	2,35	41,2

L'avantage principal de cet essai est le libre développement de la surface de rupture dans l'échantillon, ce qui se produit réellement dans les ruptures de talus. Cependant, l'essai nécessite de grands moyens pour sa mise en œuvre.

#### 1.3.1.4. Conclusion sur les études in situ

Trois types d'essais in situ ont été présentés : la rupture de talus, le cisaillement direct in situ et le cisaillement in situ par compression. L'essai de rupture de talus permet de calculer la cohésion et l'angle de frottement du sol à partir de deux surfaces de rupture provoquées dans un talus. Quant à l'essai de cisaillement direct in situ, il permet d'accéder aux paramètres mécaniques du sol en réalisant au moins trois essais à des contraintes normales différentes. Par ailleurs, l'essai de cisaillement in situ par compression permet de calculer la cohésion et l'angle de frottement du sol via une surface de rupture développée librement dans le sol. Ces essais permettent de tester un volume représentatif de sol mais nécessitent de grands moyens pour leur mise en œuvre.

#### 1.3.2. Modification de la courbe granulométrique du sol initial

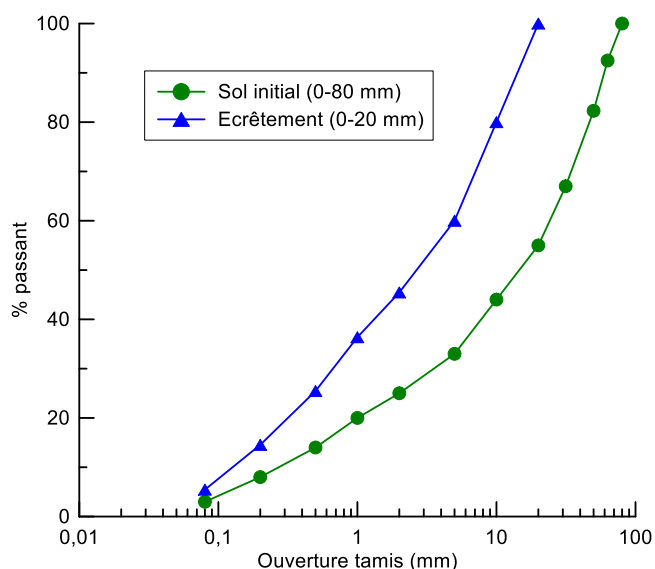
Du fait de la grande taille des grains qui les constituent, il est difficile, voire impossible de disposer d'un appareillage permettant de réaliser des essais sur un échantillon complet de sol grossier. Des auteurs ont donc étudié la possibilité d'estimer la résistance au cisaillement de ces sols à partir d'essais avec les dispositifs disponibles. Il s'agit de reconstituer un échantillon



représentatif du sol grossier initial à partir des grains de taille compatible avec le dispositif utilisé. Puis, la résistance au cisaillement du sol initial est estimée à partir des résultats obtenus. Trois approches de reconstitution granulométrique sont présentées dans la bibliographie : l'écrêtement, la substitution et la granulométrie parallèle. Chacune de ces approches est basée sur une hypothèse spécifique issue des conclusions des études paramétriques effectuées sur les sols grossiers.

### 1.3.2.1. Méthode d'écrêtement

Elle consiste à retirer du sol tous les grains de taille supérieure à la taille admissible par l'appareillage disponible et de réaliser l'essai sur la fraction restante (Figure 1.23). Cette méthode a été utilisée pour la première fois par Zeller et Wullimann (1957) lors de l'étude du matériau du barrage Göschenalp de granulométrie initiale 0-600 mm. Elle entraîne, dans le matériau reconstitué, une augmentation du pourcentage de la fraction fine et une diminution du pourcentage de la fraction grossière ainsi que du coefficient d'uniformité.



**Figure 1.23 : Illustration de la courbe granulométrique d'un sol modèle obtenu par écrêtement**

Certains auteurs ont étudié l'influence de l'écrêtement sur la résistance au cisaillement du sol en réalisant des essais sur un sol initial et le même sol écrêté. Zeller et Wullimann (1957) ont déterminé, en fonction de la porosité, la résistance au cisaillement d'un matériau initial de granulométrie 0-100 mm et de trois éprouvettes de granulométrie 0-30, 0-10 et 0-1 mm obtenus par écrêtement. Les pourcentages massiques de grains écrêtés sont respectivement de 20, 35 et 65 %. Les auteurs ont montré que l'écrêtement réduit la différence entre les porosités maximale et minimale du sol. Par ailleurs, les résultats indiquent qu'à porosité constante, la résistance au cisaillement augmente avec le pourcentage de grains écrêtés. Ainsi, la densité du sol écrêté est un paramètre important dans l'estimation de la résistance au cisaillement des sols grossiers par la méthode d'écrêtement.

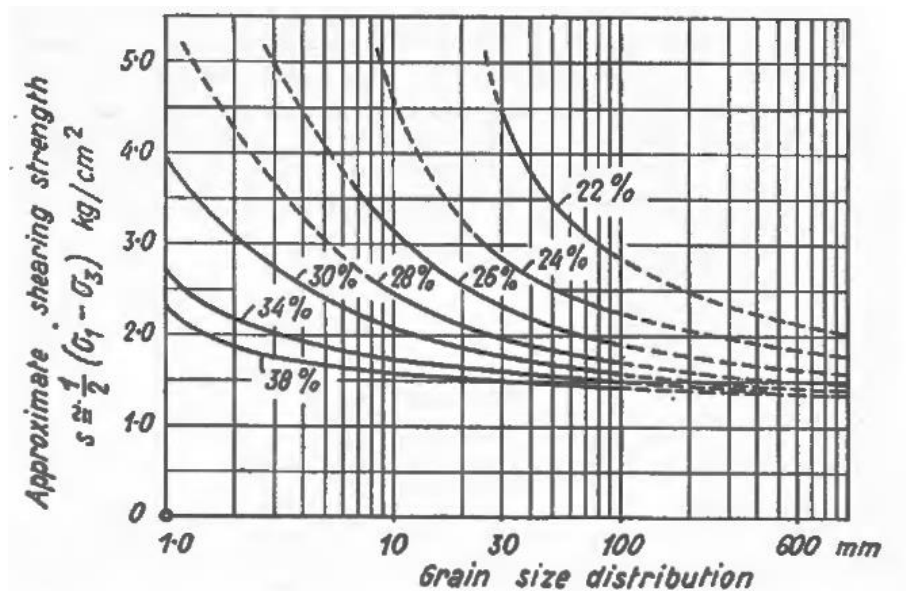


Figure 1.24 : Variation de la résistance au cisaillement des éprouvettes en fonction de la taille maximale de grains de l'éprouvette et de la porosité (Zeller et Wullimann, 1957)

Dano (2001) a réalisé des essais triaxiaux sur des éprouvettes écrêtées d'un sol alluvionnaire dont les courbes granulométriques sont représentées sur la Figure 1.25. Les pourcentages de grains écrêtés sont respectivement de 5 % pour le sol écrêté à 6,3 mm et 10 % pour le sol écrêté à 3,15 mm. Les trois éprouvettes ont été testées à des densités sèches similaires. L'auteur constate que l'angle de frottement augmente de 1,5 à 2,1° avec le niveau d'écrêtement (Tableau 1.8).

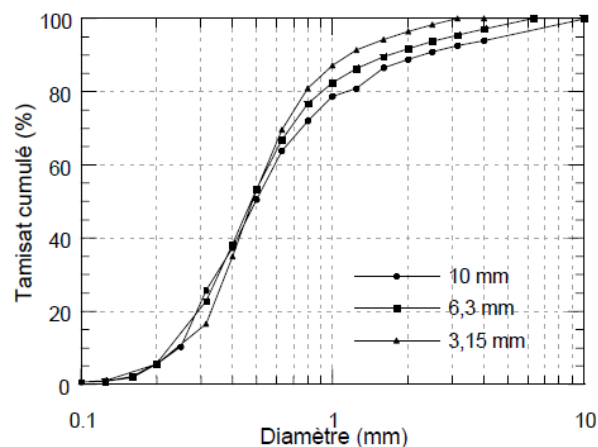


Figure 1.25 : Courbes granulométriques des différents échantillons testés (Dano, 2001)

**Tableau 1.8 : Caractéristiques des éprouvettes d'essais (Dano, 2001)**

Diamètre maximal des grains (mm)	Cu	$\sigma'_c$ (kPa)	$e_0$	$\phi'$ (°)
10,00	2,36	100	0,480	36,6
		200	0,493	
		400	0,463	
6,30	2,53	100	0,489	38,1
		200	0,475	
		400	0,460	
3,15	2,35	100	0,490	38,7
		200	0,478	
		400	0,470	

Leslie (1963) a étudié l'effet de l'écrêtement sur un sol grossier à matrice à l'aide d'un appareil triaxial de diamètre 304,8 mm et de hauteur 609,9 mm. À partir de l'échantillon initial 5A ( $d_{max} = 76,2$  mm), il a reconstitué deux échantillons 5B et 5C de diamètre maximal de grain 38,1 et 25,4 mm. Cela correspond à un pourcentage de grains écrêtés de 10 et 20 % respectivement. Ces échantillons ont été testés à des indices de vides pratiquement identiques. L'auteur conclut que l'écrêtement n'a pas d'influence significative sur l'angle de frottement interne du matériau.

**Tableau 1.9 : Caractéristiques des éprouvettes testées par Leslie (1963)**

Matériau	$d_{max}$ (mm)	Indice des vides	Angle de frottement (°)
5A	76,2	0,233	41,0
5A	76,2	0,232	40,8
5B	38,1	0,234	41,4
5B	38,1	0,233	42,2
5C	25,4	0,266	40,3
5C	25,4	0,257	41,0

Al-Hussaini (1983) a réalisé des essais triaxiaux drainés sur un ballast écrêté à des tailles maximales de grains allant de 76,2 à 6,3 mm. La Figure 1.26 présente la variation de l'angle de frottement des éprouvettes avec la contrainte de confinement. Il apparaît que pour une contrainte de confinement donnée, l'angle de frottement diminue avec le niveau d'écrêtement. L'auteur attribue cette diminution à la diminution du coefficient d'uniformité avec l'écrêtement. En effet, le coefficient d'uniformité passe de 11,60 à 3,31 lorsque le diamètre maximal passe de 76,2 à 6,3 mm.

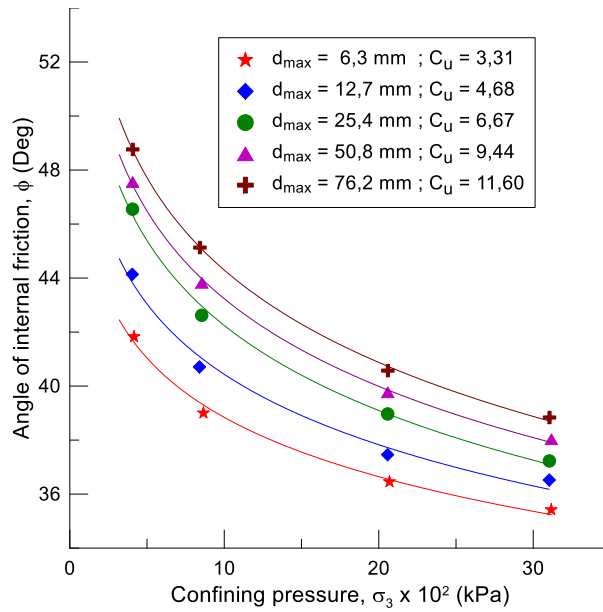


Figure 1.26 : Variation de l'angle de frottement avec l'écèlement (d'après Al-Hussaini, 1983)

Seif El Dine (2007) a réalisé des essais triaxiaux non drainés sur une grave silico-calcaire écelée à 20 mm, 16 mm et 10 mm. Les éprouvettes ont été testées à la masse volumique qu'elles avaient dans le sol initial à savoir 1,89 ; 1,85 et 1,76 Mg/m<sup>3</sup>. Il a constaté une diminution du déviateur de contraintes à la rupture de 7 à 20 % avec le niveau d'écèlement.

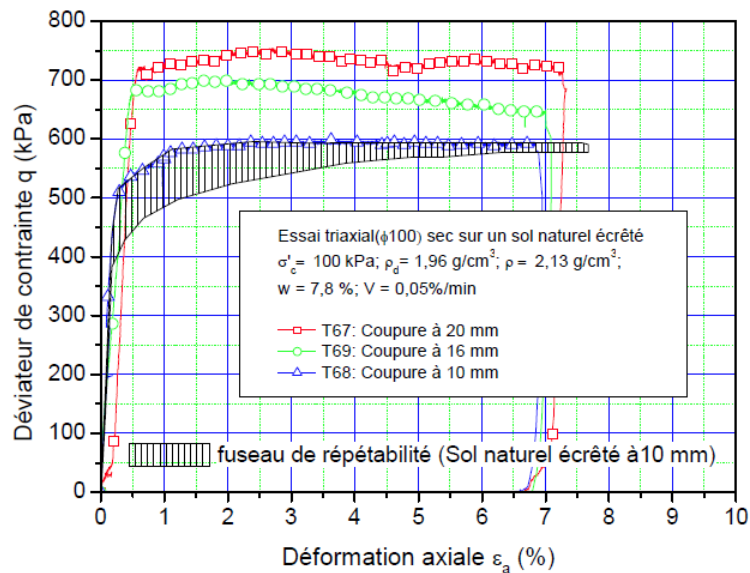


Figure 1.27 : Évolution du déviateur de contraintes d'un sol à différents niveaux d'écèlement (Seif El Dine, 2007)

Les études présentées ci-dessus arrivent à des conclusions contradictoires, ce qui peut s'expliquer par le pourcentage de grains écelés et le choix de la densité du sol obtenu après écellement. En effet, la méthode d'écèlement est basée sur le fait que pour un faible pourcentage de grains retirés du sol, le comportement mécanique du sol n'est pas modifié du

fait de la conservation de la structure du sol dominée par la matrice dans ce cas (voir section 1.1.3). Selon Post (1979), l'écrêtement des inclusions ne modifie pas le comportement du sol grossier tant que la proportion massique d'inclusions n'excède pas 10 % à 25 %. Bourdeau (1997) conclut qu'en dessous de 25 % d'inclusions écrêtées, le sol conserve son comportement mécanique tandis que Feng & Vitton (1997) proposent comme valeur seuil 5 %. Pedro (2004) propose moins de 35 % de grains écrêtés et Fragaszy et al. (1992) proposent 40 % comme seuil. Ainsi, le pourcentage seuil au-delà duquel la méthode d'écrêtement ne peut pas être appliquée est fonction du type de sol étudié.

Le second paramètre qui influence les résultats obtenus par la méthode d'écrêtement est la densité sèche du sol reconstitué. En effet, certains auteurs ont testé le sol écrêté à une densité identique à celle du sol initial (Leslie 1963, Dano 2001). Or les travaux de Zeller et Wullimann (1957), Fragaszy et al. (1992) et Pedro (2004) ont montré que lorsque le sol écrêté est testé à une densité identique à celle du sol initial, sa résistance au cisaillement est plus grande du fait de sa densité relative plus élevée. Ainsi, Pedro (2004) préconise de tester le sol écrêté à sa densité dans le sol initial. Cette densité est donnée par :

$$\rho_{mat} = \frac{1 - p}{\frac{1}{\rho_{tot}} - \frac{p}{\rho_{s,incl}}} \quad (1.3)$$

$\rho_{mat}$  : masse volumique sèche du sol écrêté ;  
 $p$  : pourcentage massique des inclusions écrêtées ;  
 $\rho_{tot}$  : masse volumique sèche du sol initial ;  
 $\rho_{s,incl}$  : masse volumique solide des inclusions écrêtées.

Cependant, en utilisant cette densité, la résistance mécanique du sol écrêté est plus faible que celle du sol initial (Pedro 2004, Seif El Dine 2007). Fragaszy et al. (1992) proposent de réaliser les essais sur le sol écrêté à une densité sèche correspondante à celle de la partie de la matrice suffisamment éloignée des inclusions. En effet, Fragaszy et al. (1990) ont montré que lorsque les inclusions sont dispersées dans la matrice, elles induisent une augmentation du volume des vides autour d'elles. La matrice n'a donc pas la même densité selon que les grains sont à proximité immédiate des inclusions ou suffisamment éloignés d'elles. La densité de la matrice non perturbée par la présence des inclusions peut être obtenue par l'expression :

$$\rho_{mat} = \frac{1 - p}{\frac{1}{\rho_{tot}} - \frac{p}{\alpha \rho_{s,incl}}} \quad (1.4)$$

Avec  $\alpha$  : le coefficient tenant compte du supplément de vide dû à la présence des inclusions.

Cette méthodologie a été appliquée à un sol alluvionnaire avec une matrice de granulométrie 0-12,7 mm et des inclusions de granulométrie 12,7-25,4 mm. Les résultats des essais obtenus à deux densités différentes montrent que le sol initial et le sol écrêté ont des courbes de résistance au cisaillement et de variation de volume similaires (Figure 1.28). Ainsi, lorsque la structure du sol est dominée par la matrice (pour un pourcentage de grains écrêtés inférieur à 25 à 40 %), la méthode d'écrêtement peut être utilisée pour estimer la résistance au cisaillement du sol grossier initial, à condition de calculer la densité du sol écrêté à partir de la relation proposée par Fragaszky et al. (1992).

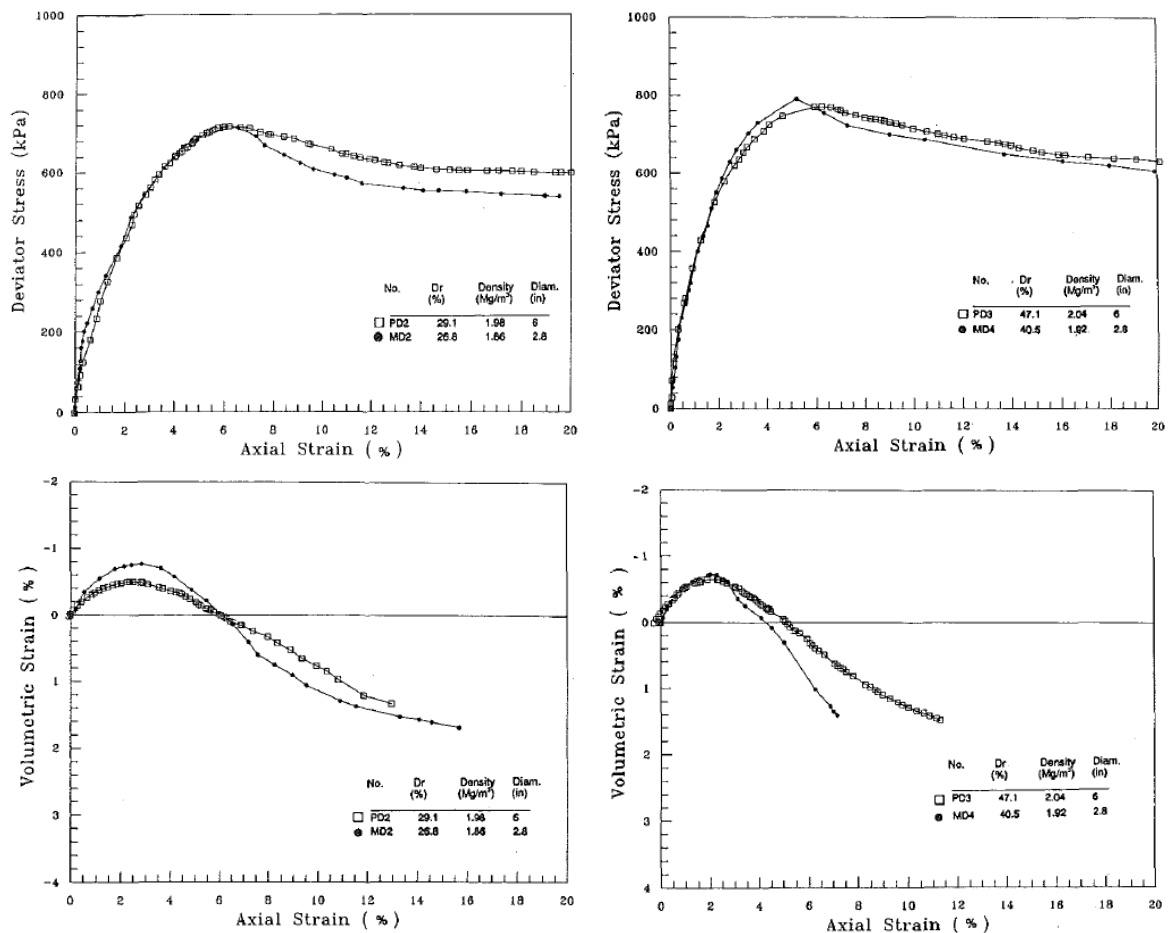
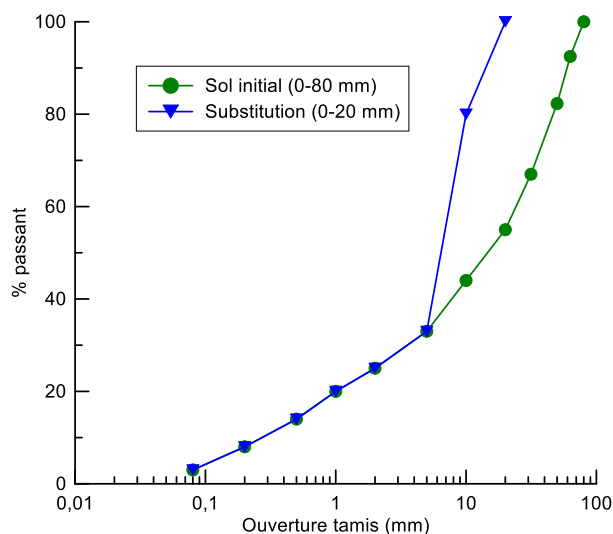


Figure 1.28 : Déviateurs de contraintes et courbes de dilatace du sol initial et du sol écrêté (Fragaszky et al., 1992)

### 1.3.2.2. Méthode de substitution

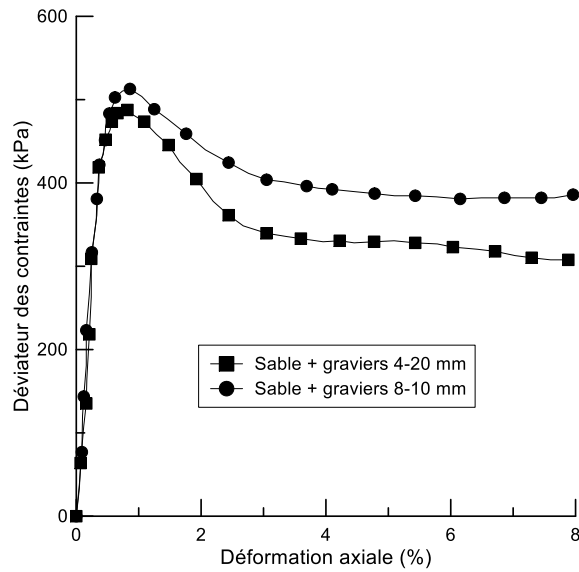
Elle consiste à remplacer, à pourcentage massif égal, les inclusions de grande taille par des inclusions de taille admissible par l'appareillage utilisé. Les inclusions de plus grande taille sont en général remplacées par des grains de taille comprise entre 5 mm et le diamètre maximal de l'éprouvette reconstituée (Figure 1.29). Cette méthode conserve le pourcentage

de grains inférieurs à 5 mm de l'échantillon de sol réel mais entraîne une diminution du coefficient d'uniformité.



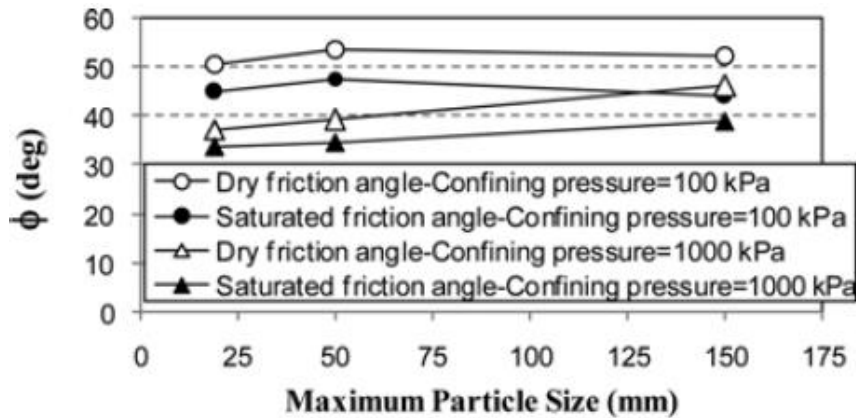
**Figure 1.29 : Illustration de l'évolution de la courbe granulométrique après l'application de la méthode de substitution**

Peu d'études sur les sols grossiers à partir de cette méthode sont disponibles. Pour évaluer la pertinence de cette approche, Pedro (2004) a réalisé des essais sur deux éprouvettes constituées de sable de Fontainebleau et de 35 % de gravier. La première éprouvette contenait des graviers de taille 4-20 mm et la seconde de taille 8-10 mm, leur densité étant identique. Cet auteur a conclu que les deux éprouvettes ont les mêmes valeurs de déviateur de contraintes au pic (Figure 1.30). Hamidi et al. (2012) ont déterminé la résistance au cisaillement d'un mélange sable-graviers de granulométrie 0-25,4 mm et d'une éprouvette 0-12,5 mm obtenue par substitution (40 % de grains substitués). Les auteurs ont obtenu une résistance au cisaillement similaire pour les deux éprouvettes.



**Figure 1.30 : Estimation de la résistance au cisaillement d'un sol grossier via la méthode de substitution :  $\sigma'_3 = 100$  kPa, 35% de graviers (d'après Pedro, 2004)**

Tabibnejad et al. (2015) ont déterminé la résistance au cisaillement d'un granulat (0-150 mm) et de deux éprouvettes obtenues par substitution (0-19,1 et 0-50 mm) à partir d'essais triaxiaux. Cela représente respectivement 30 et 50% de grains substitués pour les éprouvettes 0-50 et 0-19,1 mm. La densité sèche des trois éprouvettes est fixée à  $2,15 \text{ Mg/m}^3$ . Ils ont conclu que les trois éprouvettes ont des angles de frottement similaires (Figure 1.31).



**Figure 1.31 : Angles de frottement des éprouvettes obtenues par substitution (Tabibnejad et al., 2015)**

Vallé (2001) a utilisé la méthode de substitution pour déterminer les paramètres de rupture d'une grave alluvionnaire provenant de la carrière de Criquebeuf-sur-Seine. Il a appliqué des niveaux de substitution à 25 mm et à 50 mm pour une granulométrie initiale de 0-80 mm. Les échantillons ont été testés à 95 % de leur densité sèche maximale, ce qui conduit à des masses volumiques sèches similaires pour les deux éprouvettes ( $2,01 \text{ t/m}^3$  pour 0-25 mm et  $2,07 \text{ t/m}^3$  pour 0-50 mm). Ses résultats montrent que la résistance au cisaillement est plus grande pour l'échantillon substitué à 50 mm. Il explique cette différence par la différence de masse volumique sèche entre les deux échantillons.



Zhang et al. (2016) ont déterminé la résistance au cisaillement d'une colluvion (0-60 mm) et de deux sols obtenus par substitution de 30% de grains (0-20 mm) à partir d'essais triaxiaux. Les trois éprouvettes ont été testées à la même densité. Les auteurs ont constaté que les éprouvettes obtenues par substitution avaient un angle de frottement inférieur de  $6^\circ$  et une cohésion inférieure de 7 kPa par rapport à l'éprouvette initiale. Les auteurs expliquent cette différence par le coefficient d'uniformité plus faible des éprouvettes reconstituées par substitution.

La méthode de substitution repose sur l'hypothèse que le pourcentage d'inclusions influence significativement le comportement mécanique du sol grossier, la taille des inclusions ayant une influence négligeable (voir les paragraphes 1.2.1. Pourcentage d'inclusions et 1.2.2. Dimension des inclusions). Ainsi, en conservant le pourcentage des inclusions, la résistance au cisaillement du sol reconstitué devrait être similaire à celle du sol initial. Au regard des résultats de la bibliographie, la qualité de l'estimation par la méthode de substitution semble cependant dépendante de la contrainte de confinement : pour de faibles contraintes de confinement, la substitution donnerait une estimation satisfaisante de la résistance au cisaillement tandis que la résistance au cisaillement du sol initial serait sous-estimée pour des contraintes élevées. En effet, Pedro (2004) et Hamidi et al. (2012) ont conclu à une bonne estimation après avoir réalisé leurs études à des contraintes de confinement inférieures à 300 kPa. L'analyse des résultats de Tabibnejad et al. (2015) indique une bonne estimation de l'angle de frottement sous 100 kPa et une sous-estimation d'environ  $6^\circ$  sous 1000 kPa de contrainte de confinement. Quant aux résultats de Zhang et al. (2016), la résistance au cisaillement est sous-estimée de 12 % sous 100 et 300 kPa, alors qu'elle est sous-estimée de 33 % sous 600 et 900 kPa (Tableau 1.10). Ainsi, en utilisant la méthode de substitution, la taille des inclusions deviendrait un paramètre déterminant pour des contraintes de confinement supérieures à 300 kPa.

Aussi, les résultats pourraient être influencés par la modification de la courbe granulométrique qui en résulte. En effet, si le pourcentage d'éléments substitués est trop élevé, il s'en suivra une réduction importante du coefficient d'uniformité qui aboutira à une résistance du sol modèle inférieure à celle du sol initial. Par conséquent, pour une meilleure utilisation de la méthode de substitution, l'influence de la contrainte de confinement et du pourcentage d'inclusions substituées sur la résistance au cisaillement doit être clarifiée.

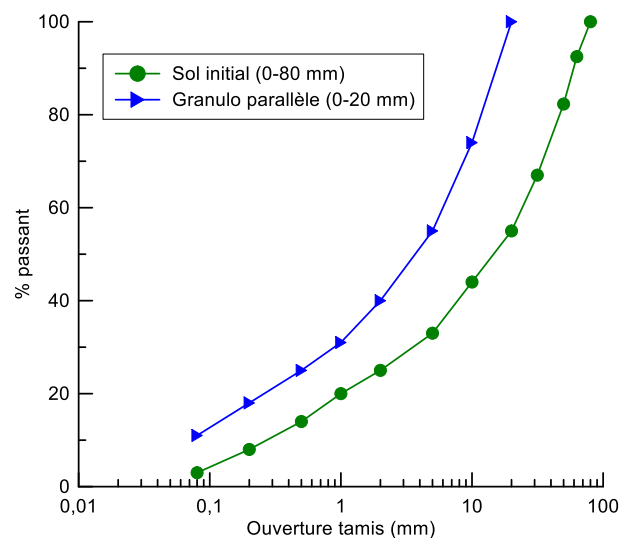
En définitive, les résultats obtenus à partir de la méthode de substitution sont prometteurs mais le faible nombre d'études menées via cette méthode ne permet pas de préciser tous les contours de son utilisation.

**Tableau 1.10 : Résistance au cisaillement des éprouvettes étudiées par Zhang et al. (2016)**

Éprouvettes	Résistance au cisaillement (kPa)				Angle de frottement (°)	Cohésion (kPa)
	100	300	600	900		
S-RM-1	636,4	1385,8	2872,7	3807,9	41,7	53,9
S-RM-2	562,0	1211,8	1910,7	2552,1	36,1	47,2
S-RM-3	463,9	1124,1	2093,5	2709,1	35,7	47,0
Sol	336,0	904,0	1546,4	2260,1	33,1	25,9

### 1.3.2.3. Méthode de granulométrie parallèle

Elle consiste à reconstituer, à partir des grains de taille admissible par l'appareillage utilisée, un échantillon de distribution granulométrique parallèle au sol initial (Lowe 1964). Idéalement, les grains du sol reconstitué doivent avoir la même minéralogie, la même forme et la même rugosité de surface que ceux du sol initial (Anagnosti 1982).



**Figure 1.32 : Illustration de la courbe granulométrique du sol modèle obtenue via la méthode de granulométrie parallèle**

Marachi et al. (1969) ont étudié l'effet de la granulométrie parallèle sur la résistance au cisaillement de trois échantillons de sol : deux échantillons de granulats rocheux et un échantillon alluvionnaire. Ils ont reconstitué trois éprouvettes de chaque échantillon de taille maximale de grains 152,4 ; 50,8 ; et 11,4 mm et ont réalisé des essais triaxiaux avec des contraintes de confinement comprises entre 235 et 4500 kPa. Les résultats ont indiqué que l'angle de frottement était de 2 à 5° plus élevé lorsque l'éprouvette contenait des grains de plus petite taille. Pour expliquer cette différence, les auteurs ont représenté l'angle de frottement des éprouvettes en fonction du taux de rupture des particules (Figure 1.33). Ils ont constaté qu'à indice des vides identique, la courbe angle de frottement – taux de rupture des particules était unique, indépendante de la taille des grains. Ils ont donc conclu que l'angle de

frottement des éprouvettes à granulométrie parallèle testées à la même densité était identique pour un même taux de rupture des particules.

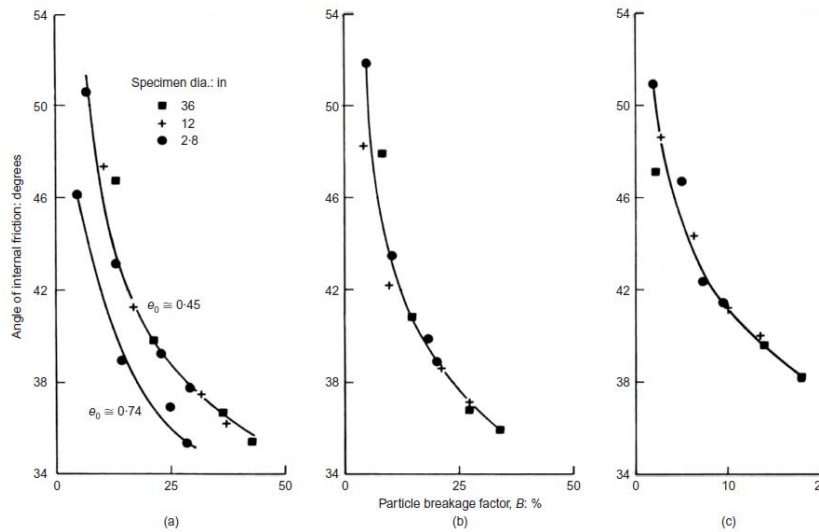


Figure 1.33 : Évolution de l'angle de frottement en fonction du taux de rupture des particules de trois échantillons de granulométrie parallèle (Marachi et al., 1969)

Indraratna et al. (1993) ont déterminé la résistance au cisaillement de deux granulats rocheux 0-38,1 et 0-25,4 mm de granulométrie parallèle par des essais dans une cellule triaxiale de 300 mm de diamètre. Les deux éprouvettes ont été testées à la même porosité et les contraintes de confinement variaient de 100 à 600 kPa. Les auteurs ont observé que les angles de frottement des deux matériaux ont des valeurs similaires sous toutes les contraintes appliquées.

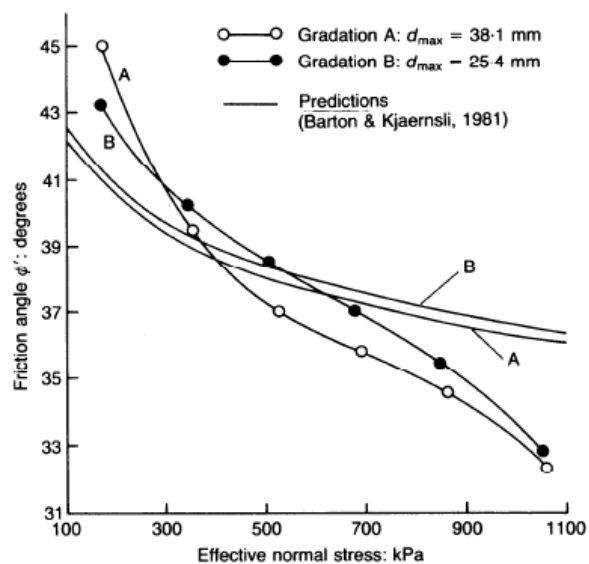


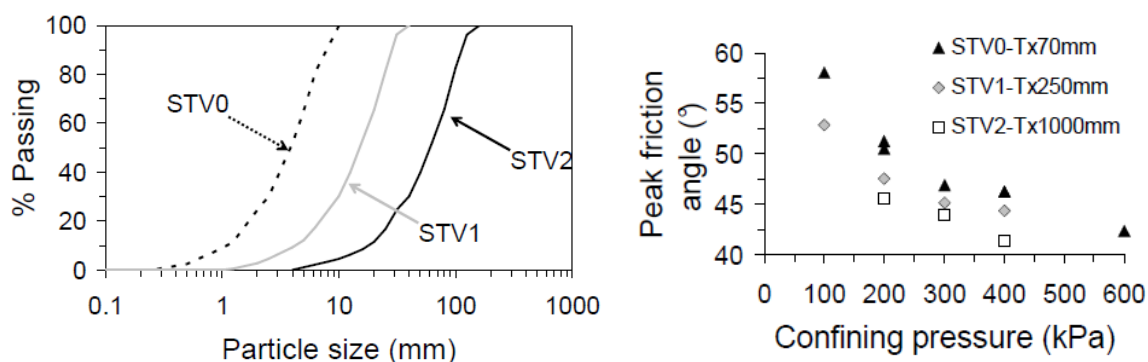
Figure 1.34 : Angles de frottement des éprouvettes en fonction de la contrainte normale effective (Indraratna et al., 1993)

Verdugo et De La Hoz (2006) ont réalisé des essais triaxiaux drainés sur des éprouvettes à granulométrie parallèle de cinq sols alluvionnaires. Les cellules triaxiales avaient un diamètre

de 50, 100 et 150 mm et les contraintes de confinement appliquées étaient comprises entre 20 et 600 kPa. Les auteurs ont constaté que les angles de frottement des éprouvettes étaient similaires lorsqu'elles avaient des courbes granulométriques parfaitement parallèles et des pourcentages de fines (particules de taille inférieure à 0,08 mm) inférieures à 10 %.

Hu et al. (2011) ont déterminé la résistance au cisaillement de granulats calcaires de granulométrie parallèle 1,25-12,5 ; 5-40 et 25-160 mm. Ces éprouvettes ont été testées à des indices des vides identiques dans trois cellules triaxiales de diamètres 70, 250 et 1000 mm. Les auteurs ont conclu que les résistances au cisaillement des trois éprouvettes sont similaires, indépendamment de la taille des grains.

Ovalle et al. (2014) ont déterminé l'angle de frottement de trois matériaux à granulométrie parallèle de taille maximale de grain 10, 40 et 160 mm. Les essais ont été réalisés sur des éprouvettes sèches dans des cellules triaxiales de diamètre 70, 250 et 1000 mm à des contraintes de confinement comprises entre 100 et 600 kPa. Les auteurs ont observé que l'angle de frottement est de 1 à 3,5° plus élevé lorsque l'éprouvette contient les grains de petite taille.



**Figure 1.35 : Courbes granulométriques et angles de frottement des matériaux étudiés par Ovalle et al. (2014)**

Varadarajan et al. (2006) ont utilisé la méthode de granulométrie parallèle pour étudier la résistance au cisaillement de sols alluvionnaires et de granulats rocheux. Ils ont reconstitué trois éprouvettes modèles ayant des tailles maximales de grains de 80, 50 et 25 mm à partir des courbes granulométriques des matériaux initiaux. La résistance au cisaillement des différentes éprouvettes a été déterminée à partir d'essais triaxiaux drainés sous des contraintes de confinement allant de 300 à 1200 kPa. Les résultats ont montré que l'angle de frottement diminue de 1 à 3° avec la taille des grains dans le cas des granulats rocheux tandis qu'il augmente de 3 à 10° avec la taille des grains pour les sols alluvionnaires (Figure 1.36). L'auteur explique cette différence de comportement par le phénomène de rupture des grains au cours de l'essai qui est prépondérant dans le cas des granulats. En effet, la forme anguleuse des particules dans les granulats, couplée à l'absence de fines favorise une rupture plus importante des grains (voir le paragraphe 1.2.3. Rupture des grains pour plus de détails).

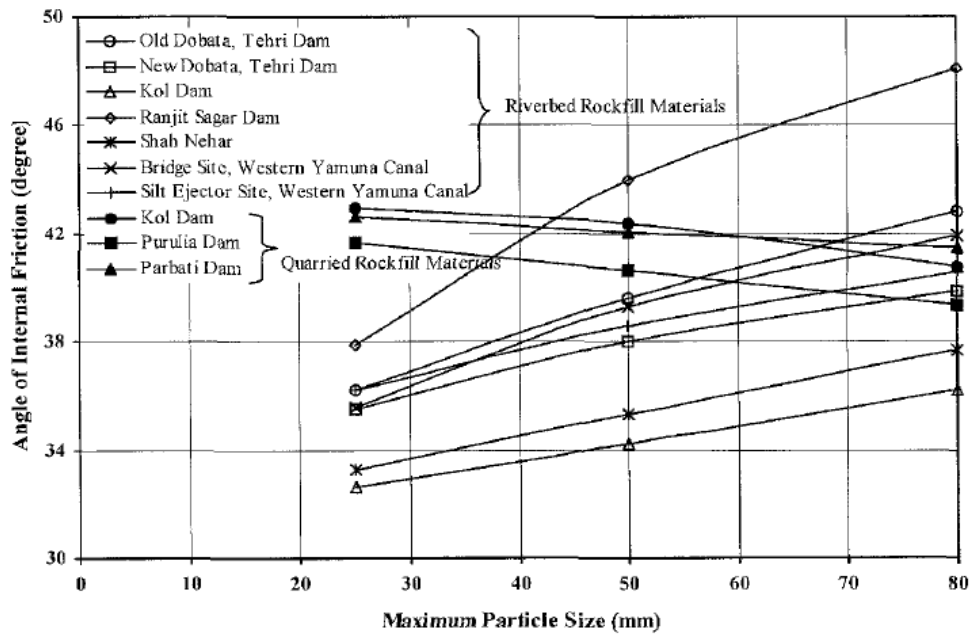


Figure 1.36 : Évolution de l'angle de frottement avec la taille des grains (Varadarajan et al., 2006)

La méthode de granulométrie parallèle privilégie la conservation de la forme de la courbe granulométrique comme facteur déterminant d'une bonne représentation du sol initial. Ainsi, en conservant les rapports de taille des grains, le sol reconstitué est censé reproduire les contacts de grains existants dans le sol grossier initial (Frossard et al. 2012). Mais en pratique, cette reproduction est difficile à obtenir, en particulier pour les dépôts naturels formés de grains de minéralogies différentes et les sols contenant un pourcentage important de particules de taille inférieure à 0,08 mm (fines). La plupart des études précitées effectuées sur des échantillons ayant peu de fines montrent que les éprouvettes à granulométrie parallèle ont des résistances au cisaillement similaires ou indiquent une légère diminution de la résistance au cisaillement avec la taille des grains. Cependant, les travaux de Varadarajan et al. (2006) montrent que pour les sols alluvionnaires, la résistance au cisaillement augmente avec la taille des grains. Ce résultat pourrait être dû au pourcentage de fines plus ou moins significatif dans les sols alluvionnaires étudiés. En effet, la méthode de granulométrie parallèle entraîne une augmentation du pourcentage de fines dans le sol reconstitué. Ainsi, l'influence des fines sur la résistance au cisaillement peut différer du sol initial au sol reconstitué. Verdugo et De La Hoz (2006) proposent de ne pas utiliser la méthode de granulométrie parallèle lorsque le sol reconstitué contient plus de 10 % de fines. Mais cette valeur a été fixée arbitrairement et n'est supportée par aucune étude. L'effet de l'augmentation du pourcentage de fines dans le matériau reconstitué doit être étudiée pour une meilleure application de la méthode de granulométrie parallèle aux sols grossiers contenant des fines.

Par ailleurs, lorsque le pourcentage de fines dans les éprouvettes à granulométrie parallèle est très faible, les études montrent que la résistance au cisaillement diminue légèrement avec

la taille des grains. Cette diminution, de plus en plus significative lorsque la contrainte de confinement augmente, est attribuée à la rupture des particules en cours d'essai. En effet, plus les grains de l'éprouvette sont de grande taille, plus le taux de rupture des particules est potentiellement élevé (voir section 1.2.3). Les travaux de Marachi et al. (1969) ont montré que pour un taux de rupture de particules identique, les éprouvettes à granulométrie parallèle ont le même angle de frottement. Frossard et al. (2012) ont proposé une méthode analytique permettant de prendre en compte la rupture des grains des éprouvettes afin d'avoir une estimation correcte de la résistance au cisaillement du sol initial à partir des résultats obtenus sur le sol reconstitué. Leur méthode est basée sur l'hypothèse que la rupture des particules suit la loi statistique de Weibull (1951) qui permet de déterminer la probabilité de survie des grains dans un ensemble de grains cassables soumis à une contrainte donnée. Cette loi stipule que dans un milieu granulaire soumis à une contrainte  $\sigma$ , la probabilité de survie des grains de volume  $V$  est donnée par :

$$P_s(V, \sigma) = \exp \left[ -\frac{V}{V_0} \left( \frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^m \right] \quad (1.5)$$

Avec  $V_0$  : volume de référence ;  $\sigma_0$  : contrainte pour laquelle  $P_s(V_0) = 1/e = 0,37$  et  $m$  : paramètre du modèle.

Aussi, en se basant sur des données expérimentales, Marsal (1967) a montré que la force de rupture des particules peut s'écrire en fonction de leur diamètre moyen  $\bar{d}$  sous la forme :

$$f = \eta \bar{d}^\lambda \quad (1.6)$$

Frossard et al. (2012) ont établi que les paramètres  $m$  et  $\lambda$  sont liés par la relation :

$$\lambda = 2 - \frac{3}{m} \quad (1.7)$$

Pour établir la relation entre les résistances au cisaillement des éprouvettes de granulométrie parallèle, ils considèrent deux matériaux A et B de dimensions caractéristiques  $D_A$  et  $D_B$ , provenant de la même roche mère. Si ces deux matériaux sont soumis à des forces  $f_A$  et  $f_B$ , pour obtenir la même probabilité de rupture dans les éprouvettes, il faut que :

$$f_B = f_A \left( \frac{D_B}{D_A} \right)^{2-3/m} \quad (1.8)$$

Ce qui aboutit, après des implications analytiques successives, à la relation entre les contraintes des deux matériaux :

$$\sigma_B = \sigma_A \left( \frac{D_B}{D_A} \right)^{-3/m} \quad (1.9)$$

Toutes les contraintes appliquées aux deux matériaux (i.e. les contraintes normale et de cisaillement) sont liées par cette relation, ce qui permet de déduire le critère de rupture d'un matériau plus grossier à partir du critère de rupture d'un matériau plus fin.

Le paramètre de Weibull  $m$  peut être obtenu à partir d'essais d'écrasement normalisés (essais de Protodiakonov ou de Franklin).

Afin d'évaluer la validité de sa méthode, Frossard l'a appliquée aux données de Marsal (1967) et de Lee (1992). L'auteur a utilisé un critère de rupture de la forme  $\tau = A\sigma^b$ , ce qui conduit à la résistance au cisaillement du matériau grossier sous la forme :

$$\tau_{fB} = A_A \left( \frac{D_B}{D_A} \right)^{\frac{3(1-b_A)}{m}} (\sigma_{nB})^{b_A} \quad (1.10)$$

Les données de Marsal (1967) ont été obtenues sur des matériaux ayant comme taille maximale de grain 200 et 40 mm, sous des contraintes normales allant jusqu'à 5 MPa (Figure 1.37). Quant aux données de Lee (1992), elles proviennent d'essais sur des échantillons de sable de taille maximale de grain 0,3 et 2 mm, pour des contraintes normales atteignant 750 kPa (Figure 1.38). Les résultats indiquent que le modèle reproduit le critère de rupture du sol grossier initial dans chaque cas. Par conséquent, le modèle analytique proposé par Frossard et al. (2012) est robuste vis-à-vis de la taille des grains du sol et de la contrainte de confinement appliquée.

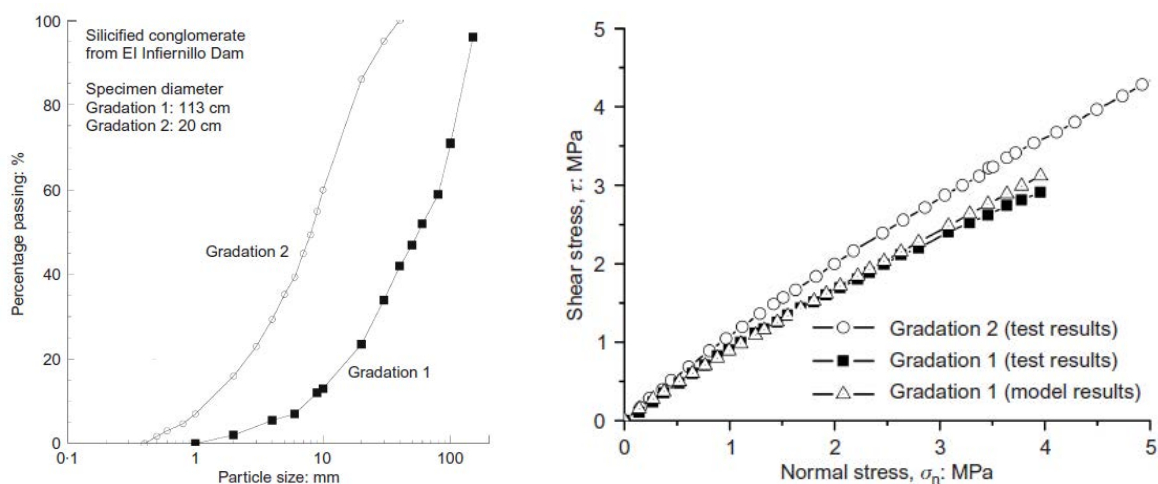
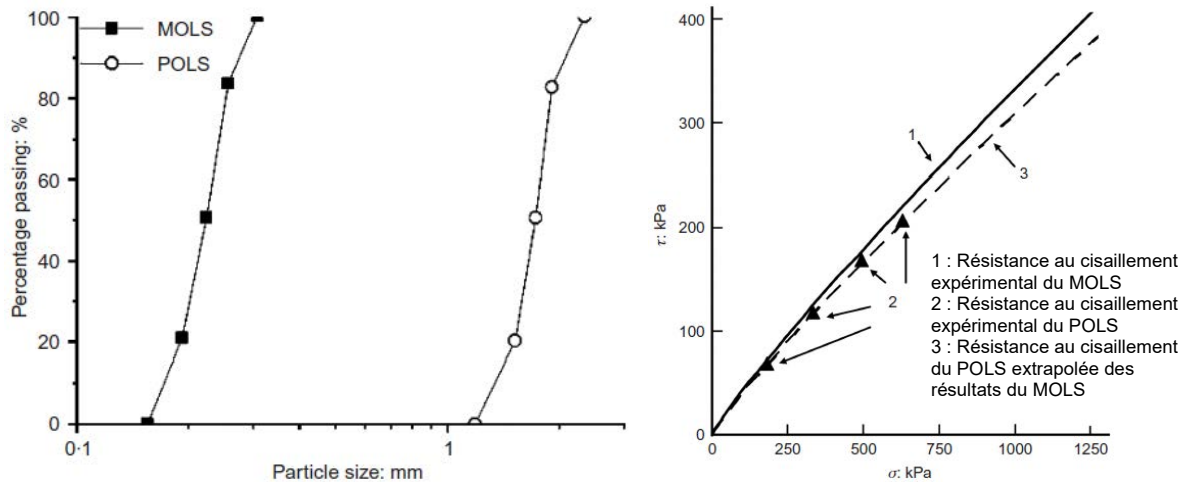


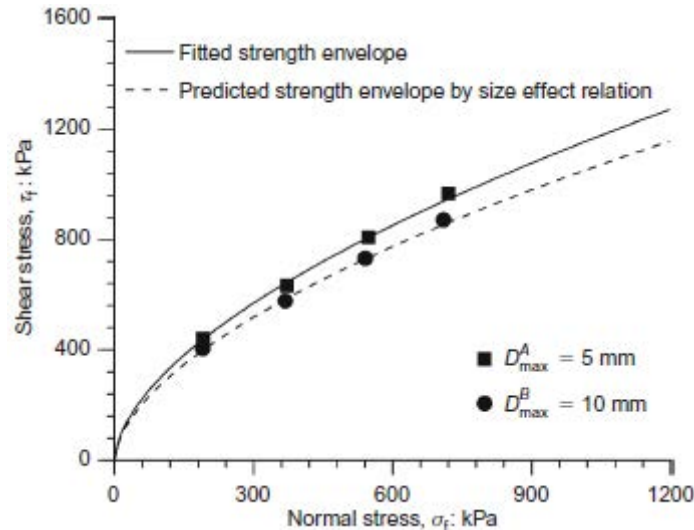
Figure 1.37 : Résistance au cisaillement de deux éprouvettes à granulométrie parallèle (travaux de Marsal, 1967) ; vérification de la validité de la méthode de Frossard (2012)



**Figure 1.38 : Résistance au cisaillement de deux éprouvettes à granulométrie parallèle (travaux de Lee, 1992) ; vérification de la validité de la méthode de Frossard (2012)**

La méthode de Frossard a aussi été validée par Xiao et al. (2014) sous de réelles conditions triaxiales ( $\sigma_2 \neq \sigma_3$ ) avec deux éprouvettes de taille maximale de grains 5 et 10 mm (Figure 1.39).

Il apparait clairement sur les résultats présentés par Frossard et al. (2012) et Xiao et al. (2014) qu'aux faibles contraintes normales ( $\sigma_n < 200$  kPa), les deux matériaux à granulométrie parallèle ont des critères de rupture identiques, les taux de rupture des particules étant faibles.



**Figure 1.39 : Résistance au cisaillement des éprouvettes à granulométrie parallèle en conditions triaxiales (Xiao et al., 2014)**

En somme, la méthode de granulométrie parallèle permet de déterminer la résistance au cisaillement des sols grossiers contenant peu de fines sous de faibles contraintes de confinement. En revanche, l'effet d'une augmentation importante du pourcentage de fines dans le sol reconstitué doit être clarifié pour une application de la méthode aux sols grossiers contenant un pourcentage non négligeable de fines.



#### **1.3.2.4. Conclusion sur les méthodes de reconstitution granulométrique**

Les méthodes de reconstitution granulométrique explorent la possibilité de déterminer la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice à partir d'essais sur leur fraction pouvant être testée dans les dispositifs de cisaillement disponibles. Les avantages de ces méthodes sont une facilité de mise en œuvre, un faible volume d'échantillon à manipuler et un gain de temps. Trois méthodes de reconstitution granulométrique sont présentées dans la bibliographie : l'écrêtement, la substitution et la granulométrie parallèle. La méthode d'écrêtement permet de déterminer la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice lorsque le sol restant domine le comportement mécanique du sol global (soit pour moins de 40 % de grains écrêtés) et que le sol écrêté est testé à sa densité dans le sol global. Les résultats obtenus à partir de la méthode de substitution sont divergents et les effets de la contrainte de confinement et du pourcentage de grains substitués doivent être précisés pour une meilleure estimation de la résistance mécanique via cette méthode. Quant à la méthode de granulométrie parallèle, elle permet de déterminer la résistance au cisaillement des sols grossiers contenant peu de fines. Cependant, l'impact d'une augmentation importante du pourcentage de fines dans le sol reconstitué sur l'estimation obtenue est méconnu. Ainsi, ces méthodes présentent des limites d'application et des questions demeurent dans leur utilisation pour estimer la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice.

### **1.4. Critères de rupture applicables aux sols grossiers**

Le critère de rupture décrit un état de contraintes qui appliqué à un matériau, aboutirait à la rupture de celui-ci. Il consiste à écrire une relation mathématique entre les contraintes appliquées suivant les trois axes. Le critère doit bien décrire les caractéristiques importantes du comportement observé du matériau. Pour faciliter son utilisation, le critère doit comporter un faible nombre de paramètres aisés à déterminer via les essais standards. Plusieurs modèles de critères de rupture des sols sont proposés dans la bibliographie (Aubertin et al. 2003, Liu et Carter 2003, Mortara 2008, Labuz et al. 2018). En pratique, pour décrire la rupture d'un sol, un modèle de critère de rupture est retenu en fonction de la nature du sol. Puis, les essais permettant de déterminer les paramètres du modèle sont réalisés. Dans la suite, l'enveloppe de rupture des sols grossiers à matrice ainsi que quelques modèles de critère couramment utilisés pour décrire cette enveloppe sont présentés.

#### **1.4.1. Enveloppe de rupture des sols grossiers à matrice**

L'enveloppe de rupture d'un sol désigne l'ensemble des états de contraintes déterminés expérimentalement à la rupture du sol. Dans le cas des sols grossiers à matrice, l'enveloppe

de rupture peut être incurvée aux faibles contraintes normales (Holtz et Gibbs 1956, Charles et Watts 1980, Indraratna et al. 2013). Par exemple, l'étude de Indraratna et al. (2013) portant sur un mélange de ballast et d'argile soumis à des contraintes de confinement de 10 à 60 kPa a mis en évidence cette non-linéarité (Figure 1.40). Selon Indraratna et al. (1993), la forme du critère de rupture est fonction des contraintes normales appliquées. Lorsque les contraintes normales sont relativement faibles, la courbure de l'enveloppe de rupture des sols grossiers est prononcée. En revanche, lorsque les contraintes normales appliquées sont élevées, l'enveloppe de rupture peut être approximée par une droite (Figure 1.41).

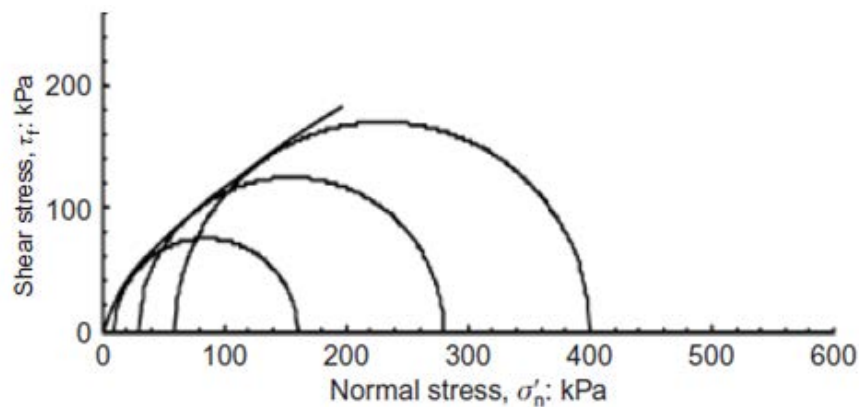


Figure 1.40 : Mise en évidence de la non-linéarité de l'enveloppe de rupture d'un sol grossier à matrice (Indraratna et al. 2013)

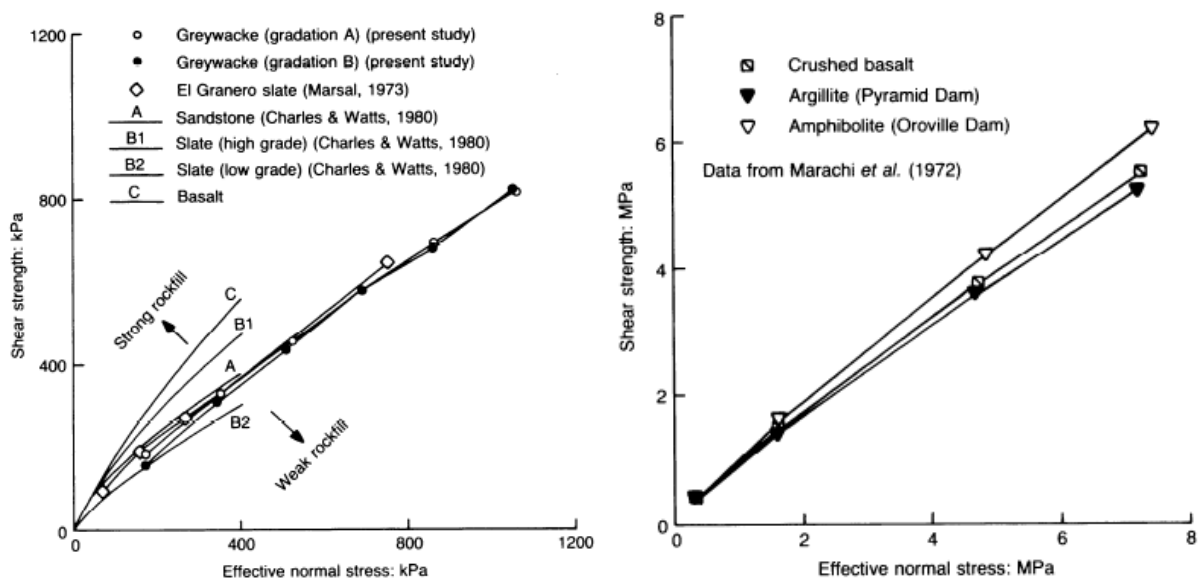


Figure 1.41 : Évolution de l'enveloppe de rupture des sols grossiers avec la contrainte normale (Indraratna et al. 1993)

### **1.4.2. Critère de rupture de Mohr-Coulomb**

Le critère de rupture le plus utilisé en mécanique des sols est celui de Mohr-Coulomb. Il permet de relier la résistance au cisaillement du sol à la contrainte de confinement appliquée à l'éprouvette. Dans le plan  $(\tau, \sigma_n)$ , la relation est sous la forme :

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (1.11)$$

Avec  $c$  la cohésion et  $\varphi$  l'angle de frottement interne du matériau.

Dans ce critère, la cohésion et l'angle de frottement sont supposés constants, conduisant à un critère linéaire. Cependant, l'adoption d'un critère de rupture linéaire peut aboutir à des valeurs de cohésion élevées, même pour des matériaux n'ayant pas de fines (particules de taille inférieure à 80  $\mu\text{m}$ ). Ainsi, lorsque la composition du sol ne justifie pas l'existence d'une cohésion, certains auteurs adoptent une cohésion nulle et font varier l'angle de frottement avec la contrainte de confinement (Barton et Kjaernsli 1981, Ooi et Selvarajah 2010, Xu et al. 2012). Ainsi, il a été observé que l'angle de frottement diminue avec la contrainte de confinement (Marachi et al. 1972, Al-Hussaini 1983, Indraratna et al. 1993, Ovalle 2013), cette variation pouvant être approchée par une fonction logarithmique. Deux expressions ont été proposées dans ce sens :

- Une première expression, simple à établir, utilisée par certains auteurs (Ooi et Selvarajah, 2010; Xu et al., 2012) :

$$\varphi = \varphi_0 - \Delta\varphi * \log\left(\frac{\sigma_c}{p_a}\right) \quad (1.12)$$

Avec  $\varphi_0$  = angle de frottement lorsque  $\sigma_c = p_a$  ;  $\sigma_c$  : contrainte de confinement, égale à  $\sigma_n$  pour un essai de cisaillement direct et  $\sigma_3$  pour un essai triaxial ;  $p_a$  : pression atmosphérique prise égale à 0,1 MPa ;  $\Delta\varphi$  : taux de réduction de l'angle de frottement avec la contrainte de confinement.

- La seconde expression a été proposée par Barton et Kjaernsli (1981). Elle prend également en compte la forme et la taille moyenne des grains, et le type d'essai réalisé. L'angle de frottement interne est donné par :

$$\varphi = \varphi_b + R * \log\left(\frac{S}{\sigma_n}\right) \quad (1.13)$$

Avec  $R$  : paramètre de rugosité, fonction de la forme des particules et de la porosité de l'éprouvette après compactage (Figure 1.42) ;  $S$  : résistance équivalente normalisée de la roche granulaire (Figure 1.43) et  $\varphi_b$  : angle de frottement des surfaces lisses de la roche intacte.

En définitive, l'une des formes du critère de Mohr-Coulomb présentées ci-dessus peut être utilisée pour représenter le comportement à la rupture des sols grossiers à matrice en fonction de leur nature.

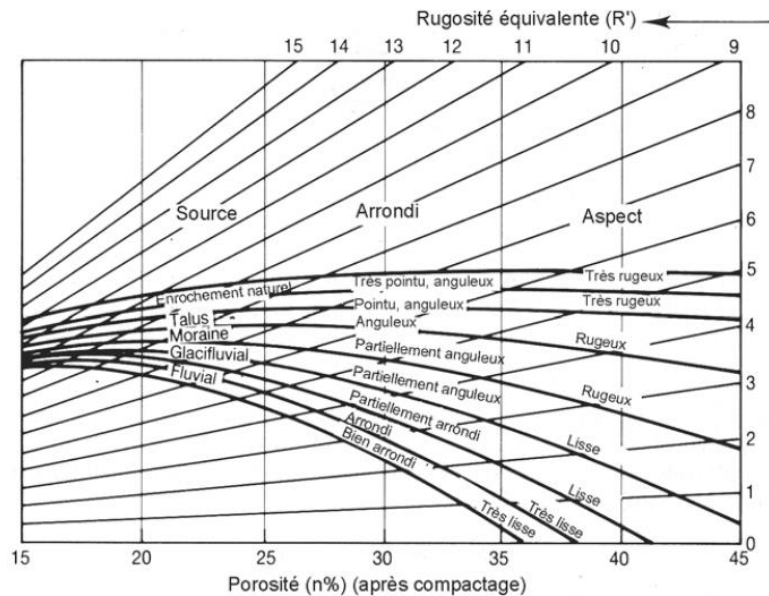


Figure 1.42 : Abaque de détermination du paramètre de rugosité  $R'$  (d'après Barton & Kjaernsli, 1981)

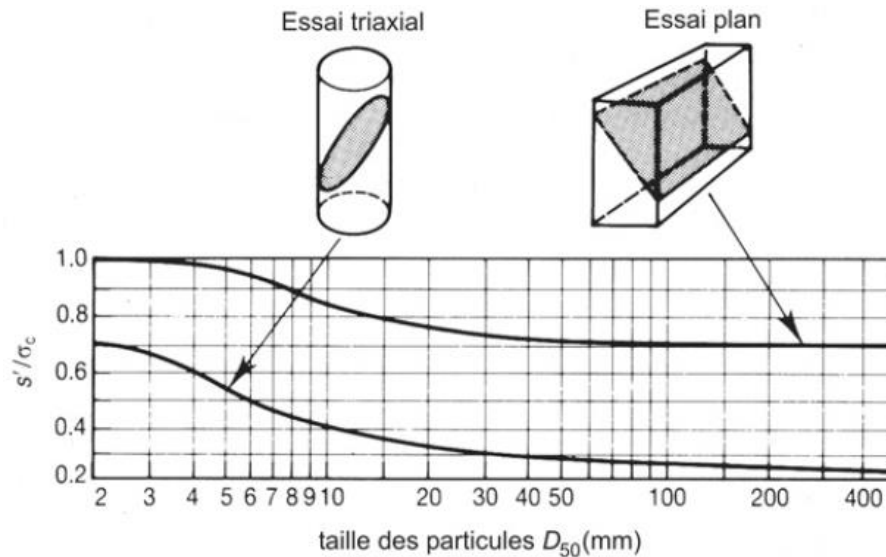


Figure 1.43 : Abaque de détermination de la résistance équivalente normalisée  $S'$  (d'après Barton & Kjaernsli, 1981)

### 1.4.3. Critère de rupture de De Mello

De Mello (1977) propose une relation sous une forme puissance entre  $\tau$  et  $\sigma_n$  pour tenir compte de la courbure constatée de l'enveloppe de rupture aux faibles contraintes normales :

$$\tau = A\sigma_n^b \quad (1.14)$$

Avec A et b des constantes du matériau étudié.

Ce critère simple a été utilisé par plusieurs auteurs pour décrire la rupture des sols grossiers (Charles et Watts 1980, Frossard et al. 2012, Xiao et al. 2014, Ovalle et al. 2014). Selon Charles et Watts (1980), ce critère de rupture rend bien compte du comportement des granulats pour des contraintes normales effectives inférieures à 400 kPa.

Les paramètres du critère de De Mello, contrairement à celui de Mohr-Coulomb, n'ont pas de sens physique. Indraratna et al. (1993) proposent un critère adimensionnel dérivant du précédent en introduisant la contrainte de compression uniaxiale de la roche mère. Cette modification offre la possibilité de comparer des résultats obtenus sur différents matériaux. Le critère se présente sous la forme :

$$\frac{\tau}{\sigma_c} = A \left( \frac{\sigma_n}{\sigma_c} \right)^b \quad (1.15)$$

À partir de ce critère, les auteurs rassemblent les résultats de la bibliographie pour donner des intervalles d'évolution des critères de rupture des granulats de diverses compositions (Figure 1.44).

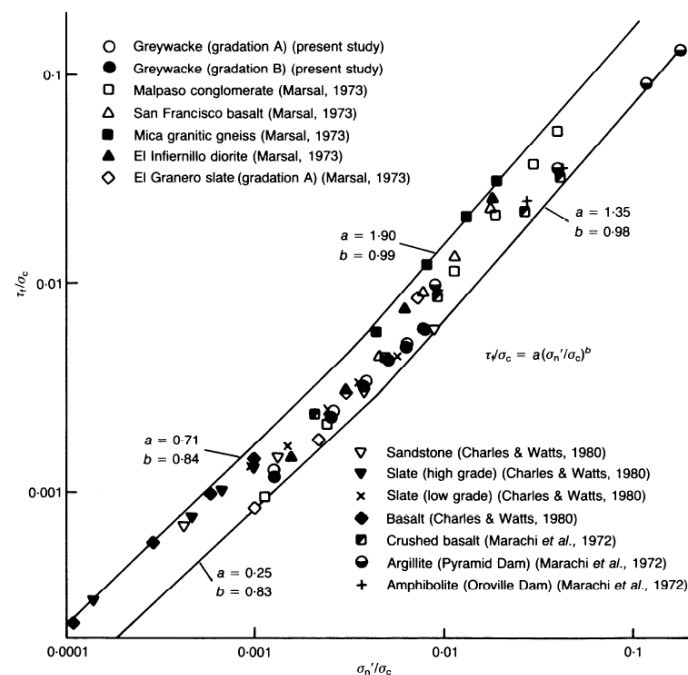


Figure 1.44 : Limites d'évolution des critères de ruptures dans le plan de Mohr (Indraratna et al., 1993)

#### 1.4.4. Autres critères de rupture

Les critères de Mohr-Coulomb et de De Mello ont été les plus utilisés pour décrire la rupture des sols grossiers à matrice en raison de leur simplicité. Cependant, plusieurs autres critères de rupture existent pour représenter le comportement à la rupture des sols, ces critères étant plus complets et mieux adaptés pour modéliser le comportement des sols. Le critère de Drucker et Prager (1952) est par exemple considéré comme une généralisation du critère de Mohr-Coulomb. En effet, ce critère conserve la linéarité du critère de Mohr-Coulomb, mais il a la forme d'un cône de section circulaire dans le plan des contraintes principales, différente de la section hexagonale du critère de Mohr-Coulomb. Cette forme régulière de la section du critère de Drucker-Prager facilite son utilisation dans les modèles numériques (Pouya et al. 2017). De plus, le critère de Drucker-Prager prend en compte l'effet de la contrainte principale intermédiaire contrairement au critère de Mohr-Coulomb. Par ailleurs, pour tenir compte de la courbure de l'enveloppe de rupture aux faibles contraintes de confinement, Lade et Duncan (1975) puis Lade (1977) ont proposé des critères paraboliques dont les expressions sont données en fonction des invariants du tenseur des contraintes. La surface de ces critères dans le plan des contraintes principales est un triangle arrondi à ses extrémités. Matsuoka et Nakai (1985) ont proposé un critère de rupture basé sur le concept SMP (Spatially Mobilized Plane) qui correspond à l'espace formé par les plans où le ratio  $\tau/\sigma_n$  est maximal. Ce critère prend en compte les trois invariants du tenseur des contraintes et son paramètre peut s'écrire en fonction de l'angle de frottement du critère de Mohr-Coulomb. Quant au critère de Mortara (2008), il se présente comme une généralisation du critère de Lade-Duncan et de Matsuoka-Nakai. Le Tableau 1.11 résume la formulation mathématique des critères de rupture évoqués dans cette section.

Tableau 1.11 : Exemples de critères de rupture applicables aux sols grossiers

Nom du critère	Équation et paramètres	Références
Drucker-Prager	$\sqrt{J_2} = \alpha I_1 + k$ $\alpha = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}$ $k = \frac{6C \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)}$	(Drucker et Prager 1952, Alejano et Bobet 2012, Pouya et al. 2017)
Lade-Duncan	$I_1^3 / I_3 = k_{LD}$ $k_{LD} = \frac{(3 - \sin \varphi)^3}{(1 + \sin \varphi)(1 - \sin \varphi)^2}$	(Lade et Duncan 1975, Mortara 2008)
Lade	$\left(\frac{I_1^3}{I_3} - 27\right) \left(\frac{I_1}{p_a}\right)^m = \eta$	(Lade 1977)
Matsuoka-Nakai (SMP)	$I_1 I_2 / I_3 = k_{MN}$ $k_{MN} = \frac{9 - \sin^2 \varphi}{1 - \sin^2 \varphi}$	(Matsuoka et Nakai 1974, 1985, Griffiths et Huang 2009)
Mortara	$\frac{I_1^n I_2^{(3-n)/2}}{I_3} = \xi_0$ $\xi_0 = \frac{(3 - \sin \varphi)^n (3 + \sin \varphi)^{(3-n)/2}}{(1 + \sin \varphi)(1 - \sin \varphi)^{(n+1)/2}}$	(Mortara 2008)
Hoek-Brown	$\sigma_1 = \sigma_3 + (mC_0 \sigma_3 + sC_0^2)^{1/2}$	(Hoek et Brown 1988, Hoek et al. 2002)
Mohr-Coulomb	$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi$	(Labuz et Zang 2012)
De Mello	$\tau = A \sigma_n^b$	(De Mello 1977)
Indraratna	$\frac{\tau}{\sigma_c} = A \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_c}\right)^b$	(Indraratna et al 1993)
<p><math>I_1</math>, <math>I_2</math> et <math>I_3</math> les trois invariants du tenseur des contraintes : <math>I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3</math> ; <math>I_2 = \sigma_1 \sigma_2 + \sigma_1 \sigma_3 + \sigma_2 \sigma_3</math> ; <math>I_3 = \sigma_1 \sigma_2 \sigma_3</math> ; <math>J_2 = (1/6)[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2]</math> : deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoriques.</p>		

#### **1.4.5. Conclusion sur les critères de rupture**

Plusieurs modèles de critère de rupture existent dans la bibliographie mais deux d'entre eux sont couramment utilisés pour décrire la rupture des sols grossiers en raison de leur simplicité. Il s'agit du critère de Mohr-Coulomb et celui de De Mello. Le critère de Mohr-Coulomb, écrit sous une forme linéaire, est facile à utiliser et un sens physique est attribué à ses paramètres que sont la cohésion et l'angle de frottement. Cependant, cette forme linéaire ne traduit pas toujours le comportement réel du sol. Ainsi, il est possible de faire varier l'angle de frottement avec la contrainte de confinement afin de prendre en compte la courbure constatée du critère aux faibles contraintes normales pour les sols grossiers à matrice. Quant au critère de De Mello, il traduit une variation de la contrainte de cisaillement avec la contrainte normale sous une forme puissance. Ce modèle représente correctement les données expérimentales. Cependant, les paramètres de ce modèle n'ont pas de sens physique. Le modèle de critère de rupture choisi doit être en adéquation avec la nature du sol étudié et les points expérimentaux doivent couvrir la gamme de contraintes attendues pour avoir un résultat optimal.

#### **1.5. Conclusion de l'étude bibliographique et perspectives**

Les sols grossiers sont caractérisés par la présence de grains de taille allant du micromètre à plusieurs dizaines de centimètres. La présence des grains de grande taille, qui ne peuvent être introduits dans les dispositifs usuels de cisaillement au laboratoire, rend difficile la détermination de leurs caractéristiques mécaniques. La connaissance de la résistance mécanique des sols grossiers à matrice est utile pour leur utilisation dans les projets géotechniques. Trois solutions peuvent être utilisées pour pallier ce problème :

- Construire des dispositifs de dimensions adaptés : des dispositifs de grande taille existent et peuvent être utilisés pour tester des sols grossiers ayant moins de 160 mm. Toutefois, ces dispositifs ne sont pas adaptés à tous les sols grossiers et posent des problèmes de manutention et de mise en place des éprouvettes.
- Faire des essais in situ : les essais courants pour déterminer la résistance mécanique des sols (pressiomètre, pénétromètre, ...) ne sont pas adaptés aux sols grossiers du fait de la présence des inclusions qui peuvent rendre les résultats difficilement exploitables. Trois essais présentés dans la bibliographie peuvent être utilisés. Il s'agit des essais de cisaillement direct, des essais de cisaillement par compression et de la rupture de talus. Ces essais, quoique permettant de tester un échantillon complet de



sol, nécessitent de grands moyens et ne sont qu'envisageables dans les grands projets.

- Réaliser les essais sur une éprouvette reconstituée : il s'agit de modifier la courbe granulométrique du sol initial en réduisant la taille des grains afin de déterminer la résistance au cisaillement de l'éprouvette reconstituée. Puis, la résistance au cisaillement du sol initial est déduite à partir de celle du sol reconstitué. Cette démarche implique une bonne connaissance du comportement physique et mécanique du sol grossier et la connaissance des avantages et inconvénients, et surtout des limites d'application de chaque méthode.

Pour trouver une méthodologie de reconstitution granulométrique fiable, une définition des paramètres qui influencent la résistance au cisaillement s'imposait. Ainsi, il a été montré que la résistance du sol grossier augmentait avec le pourcentage d'inclusions. En revanche, la taille des inclusions a un effet moindre sur la résistance au cisaillement. La rupture des particules quant à elle diminue la résistance au cisaillement. Son effet est négligeable pour une faible contrainte de confinement.

Trois méthodes de reconstitution granulométrique découlant de ces données sur les sols grossiers ont été présentées : écrêtement, substitution et granulométrie parallèle. La méthode d'écrêtement s'appuie sur le fait que lorsque la matrice domine le comportement mécanique du sol global, les résistances au cisaillement du sol initial et du sol écrêté sont similaires. Les études ont montré qu'un choix adéquat de la densité sèche du sol écrêté permet d'obtenir une estimation satisfaisante de la résistance au cisaillement du sol initial. Cependant, cette méthode est limitée par le pourcentage de grains pouvant être écrêtés (moins de 40 %).

La méthode de substitution est basée sur l'hypothèse que le pourcentage d'inclusions est le paramètre qui influence le plus la résistance au cisaillement du sol grossier. Elle propose de remplacer, à pourcentage égal, les inclusions non admissibles par des inclusions de plus petite taille. Les résultats existant dans la bibliographie sont divergents et il a été constaté que cette méthode ne fournirait pas de résultats satisfaisants pour des contraintes de confinement élevées (> 300 kPa à priori).

La méthode de granulométrie parallèle a pour objectif de reproduire l'agencement des grains du sol initial. Ainsi, le rapport de taille des grains est respecté en adoptant une granulométrie parallèle. La plupart des études ont montré que l'éprouvette reconstituée avait une résistance au cisaillement similaire ou légèrement supérieure à celle du sol initial en fonction de la contrainte de confinement, cette différence étant due à un taux de rupture des particules différent. Aussi, les résultats de Varadarajan et al. (2006) ont mis en évidence l'influence de l'augmentation du pourcentage de fines sur l'estimation obtenue par la méthode.

L'étude bibliographique réalisée a mis en évidence les différentes approches utilisées pour déterminer la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice. Parmi ces approches, la reconstitution granulométrique offre un avantage certain en termes de facilité de mise en œuvre, de volume d'échantillon à manipuler et de gain de temps. C'est donc la piste qui a été privilégiée dans le cadre de ces travaux. Les résultats existants sont prometteurs mais des aspects sont à éclaircir pour une meilleure estimation de la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice. L'objectif de cette étude est d'établir une procédure expérimentale permettant d'estimer avec une bonne précision la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice à partir d'essais sur des éprouvettes reconstituées. Parmi les méthodes présentées, la granulométrie parallèle conserve le coefficient d'uniformité du sol initial et donne une estimation satisfaisante de la résistance mécanique du sol pour un faible pourcentage de fines. Elle a donc été retenue pour la suite de l'étude. Cependant, l'effet de l'augmentation du pourcentage de fines induite par la méthode n'est pas encore bien connu. Ainsi, cette étude se focalisera sur l'effet de l'augmentation du pourcentage de fines dans le sol reconstitué sur l'estimation de la résistance au cisaillement par la méthode de granulométrie parallèle. Pour ce faire, deux sols grossiers à matrice sont retenus comme support : l'un ayant un faible pourcentage de fines (< 5 %) et l'autre un pourcentage de fines élevé (> 10 %). Les résistances au cisaillement d'éprouvettes à granulométrie parallèle issues de ces sols sont déterminées. Ces résistances au cisaillement sont comparées afin de mettre en évidence l'effet de l'augmentation du pourcentage de fines dans le sol reconstitué et d'établir une règle fiable d'estimation de la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice.



## Chapitre 2 : Matériel et méthodes

La résistance au cisaillement des sols est un paramètre indispensable lors du calcul des ouvrages en terre. Cette étude vise à établir une procédure d'essai permettant de déterminer la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice à partir d'essais sur leur fraction compatible avec les dispositifs de cisaillement courants de laboratoire. Dans ce chapitre qui résume les outils et procédures utilisés dans le cadre de cette étude, il est présenté successivement :

- Les appareillages de cisaillement utilisés, à savoir les boîtes de cisaillement direct et les cellules triaxiales de différentes dimensions ;
- Les sols supports de l'étude, ainsi que les procédures de reconstitution granulométrique adoptées ;
- La description de la mise en place des éprouvettes et la conduite des essais ;
- Les résultats d'essais de répétabilité afin de mettre en évidence la fiabilité des données obtenues ;
- L'influence des paramètres d'essais, à savoir le ratio taille de l'éprouvette / taille maximale des grains, la vitesse de cisaillement et le choix de la densité sèche de l'éprouvette reconstituée par rapport au sol initial.

## 2.1. Présentation des dispositifs expérimentaux

Dans le cadre de cette étude, des boîtes de cisaillement et des cellules triaxiales de différentes tailles ont été utilisées afin de mettre en évidence un éventuel effet du dispositif de cisaillement sur les résultats et de tester une large gamme de taille de grains. Ces dispositifs sont présentés dans la suite.

### 2.1.1. Boîtes de cisaillement direct

Quatre boîtes de cisaillement direct de différentes tailles ont été utilisées pour cette étude :

- Très grande boîte (B1000) : 1000 x 1000 x 1000 mm<sup>3</sup> ;
- Grande boîte (B300) : 300 x 300 x 180 mm<sup>3</sup> ;
- Moyenne boîte (B150) : 150 x 150 x 180 mm<sup>3</sup> ;
- Petite boîte (B60) : 60 x 60 x 35 mm<sup>3</sup>.

#### 2.1.1.1. Très grande boîte de cisaillement (B1000)

La très grande boîte de cisaillement, de dimensions 1000 x 1000 x 1000 mm<sup>3</sup>, est disponible au laboratoire de Géotechnique CEDEX de Madrid (Figure 2.1). Elle est constituée de deux demi-boîte : la demi-boîte supérieure est fixe et la demi-boîte inférieure mobile. L'effort normal et l'effort de cisaillement sont appliqués par des vérins de capacité 1000 kN chacun. Les mouvements verticaux de l'éprouvettes sont mesurés par cinq capteurs de déplacement : quatre capteurs aux extrémités de la plaque supérieure et un capteur au centre. Le capteur de déplacement au centre de la plaque permet de contrôler la hauteur de l'éprouvette lors du compactage. Un capteur de course totale 25 cm mesure le déplacement horizontal relatif des deux demi-boîtes. La demi-boîte inférieure est munie de roulettes permettant de sortir la boîte du cadre lors de la confection des éprouvettes. Notons que la boîte de cisaillement ne permet pas de réaliser des essais en condition saturée. La mise en place des éprouvettes sèches dans le cadre de cette étude a été faite en trois couches de même masse. Chacune des couches a été compactée statiquement à l'aide du vérin d'application de l'effort normal.



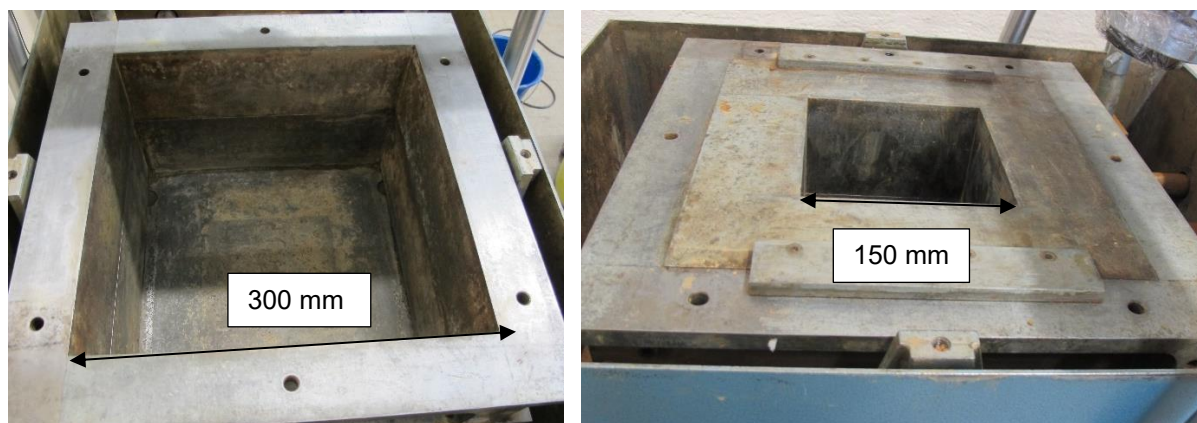
Figure 2.1 : Vue d'ensemble de la boîte de cisaillement B1000

#### 2.1.1.2. Grande et moyenne boîte de cisaillement (B300 & B150)

La grande boîte de cisaillement direct (longueur 300 mm, largeur 300 mm et hauteur 180 mm) permet d'effectuer des essais sur des matériaux dont la taille maximale n'excède pas 30 mm (Figure 2.2). Elle est constituée de deux demi-boîtes : la demi-boîte inférieure est fixe tandis que la demi-boîte supérieure est entraînée par un moteur à vitesse constante lors du cisaillement de l'éprouvette. La section de B300 peut être réduite à 150 x 150 mm<sup>2</sup> grâce à des adaptateurs, ce qui aboutit à la boîte B150 (Figure 2.3).

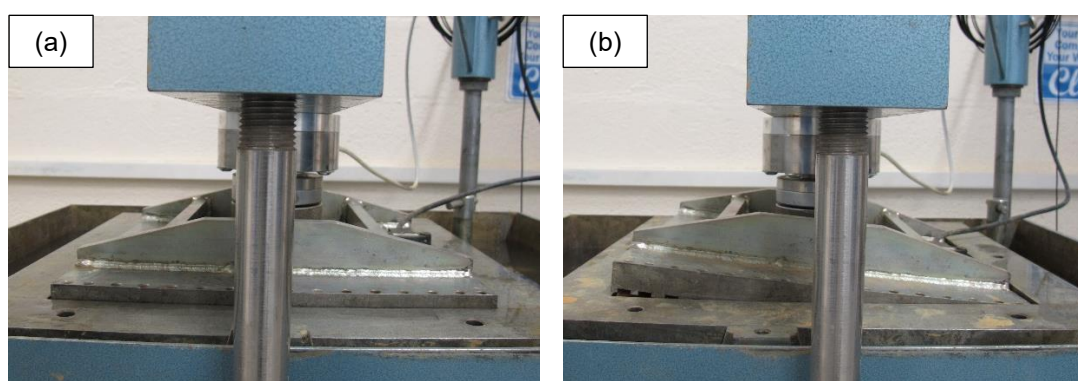


Figure 2.2 : Vue d'ensemble du dispositif de cisaillement B300



**Figure 2.3 : Réduction de la section de B300 (à gauche) pour obtenir B150 (à droite)**

Un système constitué d'un bâti et d'un piston hydraulique permet d'exercer un effort normal constant sur l'échantillon pendant toute la durée de l'essai. Cet effort est mesuré par un capteur de force de 100 kN placé entre le bâti et la plaque supérieure de la boîte. L'effort normal est appliqué au centre de la plaque supérieure, ce qui n'empêche pas une rotation de la plaque supérieure en cours d'essai (Figure 2.4). Un capteur d'inclinaison a donc été placé sur la plaque supérieure pour enregistrer sa rotation lors du cisaillement et juger de son effet sur les résultats (voir section 2.5.4). Des capteurs de déplacement de type LVDT sont installés afin de suivre les mouvements horizontaux et verticaux de l'éprouvette. Ces capteurs ont une étendue de 50 mm avec une précision de 0,2 %. L'effort de cisaillement est mesuré par un capteur de force de capacité 100 kN avec une précision de 10 N. Tous les capteurs sont reliés à une centrale d'acquisition qui transmet les données à un logiciel pour enregistrement et visualisation. Les éprouvettes ont été compactées statiquement en trois couches dans les deux boîtes (B300 et B150) à l'aide du vérin d'application de l'effort normal.



**Figure 2.4 : Inclinaison de la plaque supérieure en cours d'essai : (a) début d'essai et (b) fin d'essai**

### 2.1.1.3. Petite boîte de cisaillement (B60)

La petite boîte (longueur 60 mm, largeur 60 mm et hauteur 35 mm) est une boîte de cisaillement direct classique de mécanique des sols (Figure 2.5). L'effort normal est appliqué par un système de masse. Les éprouvettes ont été compactées statiquement à l'aide d'une presse de capacité 100 kN en une couche jusqu'à atteindre la densité souhaitée.

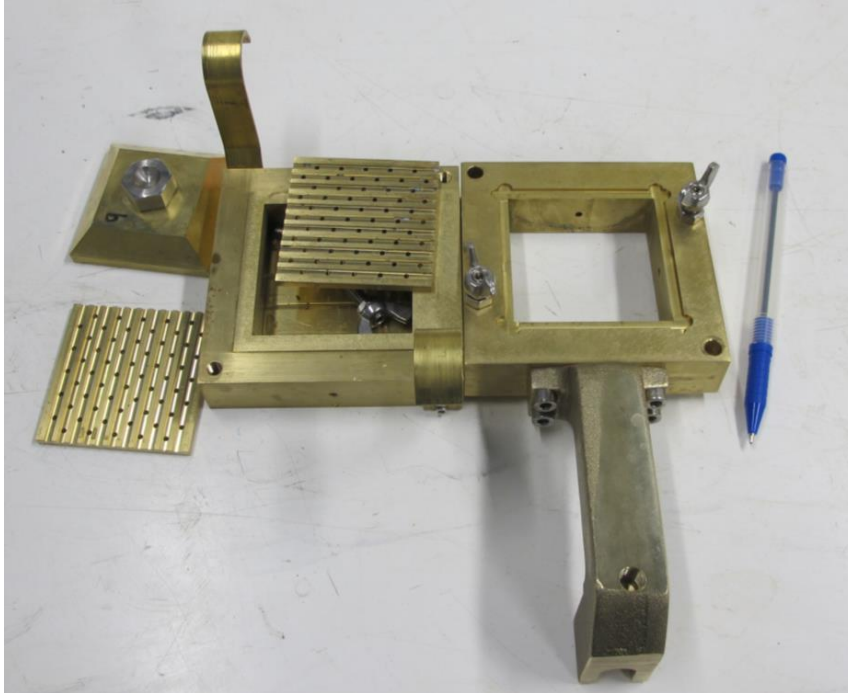


Figure 2.5 : Vue d'ensemble de la petite boîte de cisaillement (B60)

### 2.1.2. Cellules triaxiales

Deux cellules triaxiales de tailles différentes ont été utilisées dans le cadre de cette étude :

- Une moyenne cellule triaxiale (T100) : 100 mm de diamètre et 200 mm de hauteur ;
- Une petite cellule triaxiale (T50) : 50 mm de diamètre et 100 mm de hauteur.

Les deux cellules sont montées sous une même presse de capacité 20 kN (Figure 2.6). Une fois la cellule montée, elle est connectée à trois contrôleurs pression-volume (CPV) qui permettent de réguler la pression de confinement appliquée à l'éprouvette, ainsi que les pressions à la base et au sommet de l'éprouvette. Ces CPV ont une capacité de 250 ml chacun et permettent d'appliquer jusqu'à 3 MPa de pression. La déformation axiale est mesurée par un capteur de déplacement de type LVDT d'étendue 25 mm. La pression interstitielle est mesurée à la base de l'éprouvette par un capteur de pression de 2,5 MPa.





**Figure 2.6 : Vue d'ensemble du dispositif triaxial (T50 et T100)**

Le dispositif de compactage des éprouvettes triaxiales dépend de la nature du sol. Pour les sols cohérents, le compactage a été fait par double pistonnage. Un système de double pistonnage permettant de réaliser des éprouvettes de 100 mm de diamètre, semblable à celui utilisé pour confectionner les éprouvettes de taille courante, a été fabriqué (Figure 2.7). Il comprend :

- Un moule de diamètre intérieur 100 mm et de hauteur 200 mm, correspondant à la dimension de l'éprouvette après compactage ;
- Deux moules de diamètre intérieur 100 mm et de hauteur 100 mm, qui se placent de part et d'autre du moule précédent afin de prendre en compte le foisonnement du sol avant compactage ;
- Un grand moule de 400 mm de hauteur, permettant de maintenir ensemble les trois moules précédemment cités ;
- Cinq anneaux de hauteurs différentes, qui permettent de compacter l'éprouvette en plusieurs phases ;
- Deux pistons à chacune des bases de l'éprouvette pour transmettre l'effort de compactage.

Les moules, les anneaux et les pistons constituant le système sont maintenus ensemble par un serre-joint. Un dispositif a également été construit pour porter l'ensemble et le faire pivoter pendant le compactage (Figure 2.8). L'effort que compactage est appliqué par une presse de capacité 100 kN.

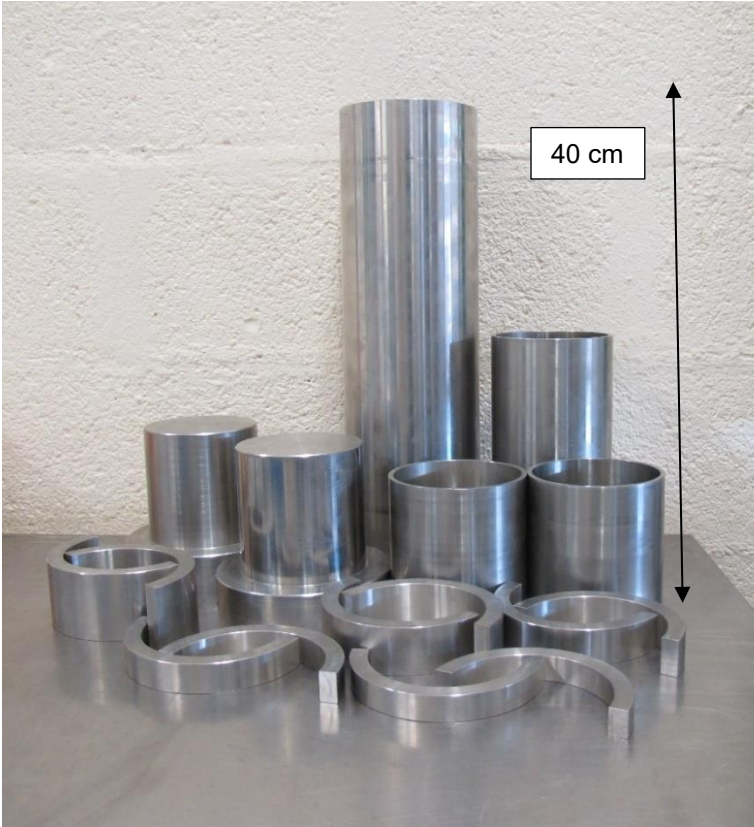


Figure 2.7 : Dispositif de confection des éprouvettes T100 de sol cohérent

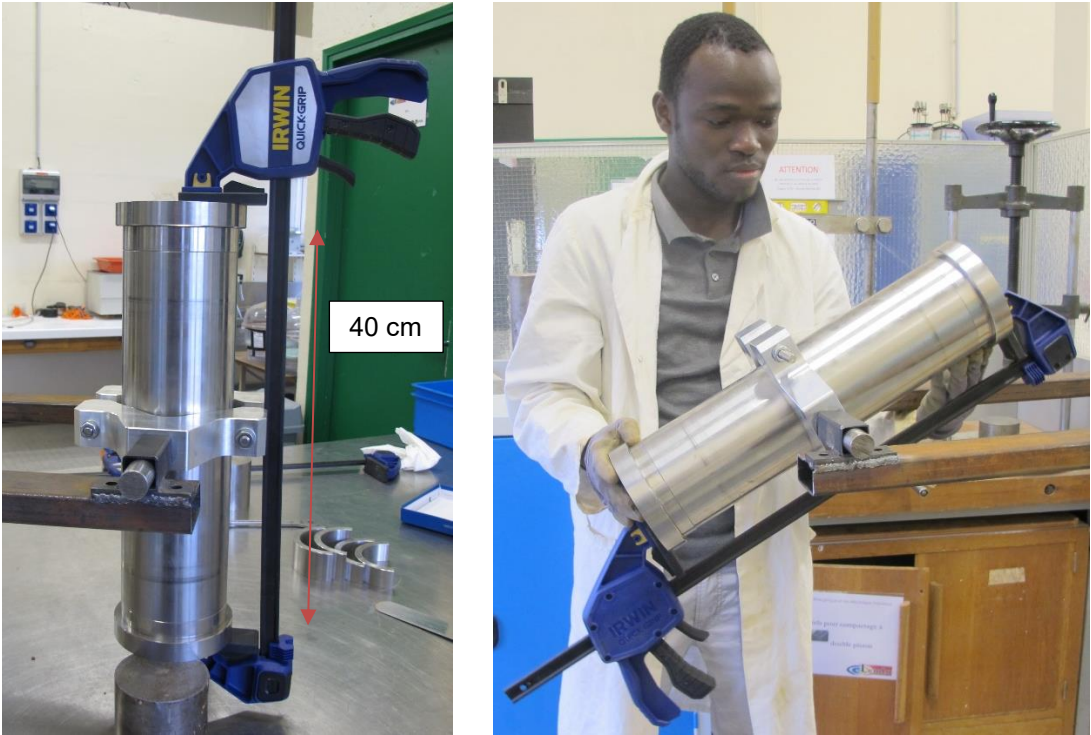


Figure 2.8 : Compactage par double-pistonnage des éprouvettes T100 de sol cohérent

Lorsque le sol est pulvérulent, l'éprouvette a été compactée directement sur l'embase de la cellule dans un moule constitué de deux parties séparables (Figure 2.9). Le compactage s'est fait statiquement en trois couches, l'effort étant appliqué par une presse de capacité 100 kN.

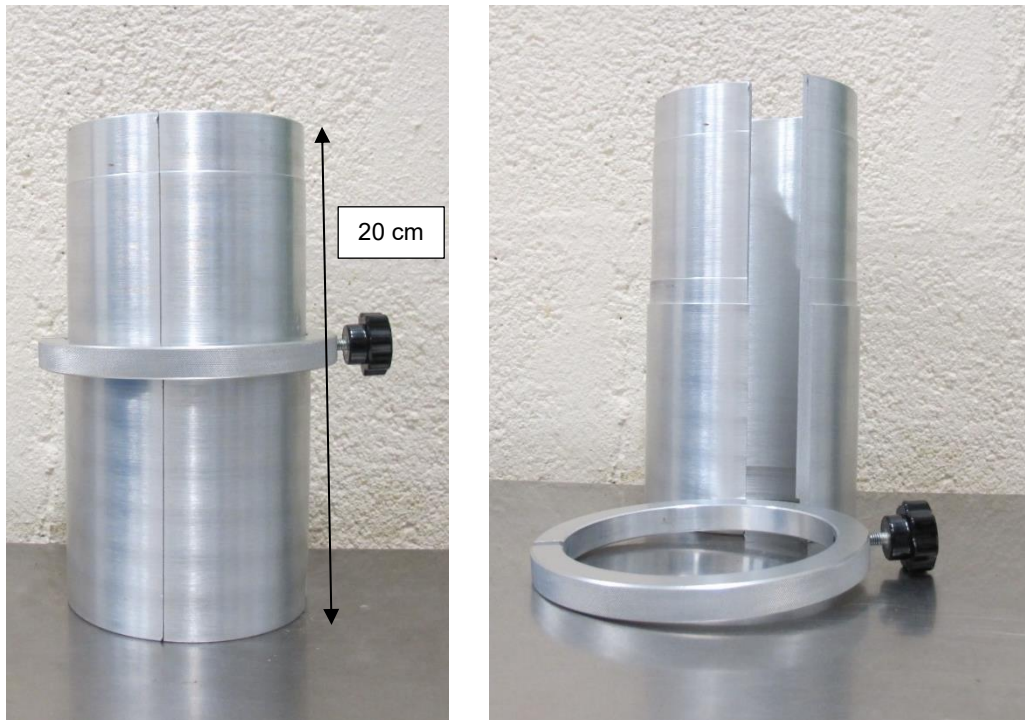


Figure 2.9 : Moule de compactage des éprouvettes T100 de sol pulvérulent

## 2.2. Présentation des sols supports de l'étude

Les sols supports de l'étude sont un granulats de granulométrie 0-80 mm ayant 1,9 % de fines et d'une grave naturelle de granulométrie 0-120 mm contenant 4,3 % de fines. Ces sols ont été choisis de sorte à étudier les deux types de sol grossier susceptibles d'être rencontrés dans les projets géotechniques : un matériau dont les grains ont la même minéralogie car provenant d'une même roche mère (le granulats) et un dépôt naturel dont les grains sont issus de roches-mères différentes (la grave naturelle). Par ailleurs, l'application de la méthode de granulométrie parallèle pour reconstituer les éprouvettes conduit à une faible augmentation du pourcentage de fines dans le sol reconstitué dans le cas du granulats et une forte augmentation du pourcentage de fines dans le cas de la grave naturelle. Ainsi, l'effet de l'hétérogénéité des grains du sol et de l'augmentation du pourcentage de fines sur l'estimation par la méthode de granulométrie parallèle peut être appréhendé.

### 2.2.1. Granulats

C'est un matériau calcaire provenant de l'exploitation des roches carbonatées du Viséen (Carbonifère inférieur) dans le Nord de la France (Pas-de-Calais) par le groupe *Carrières du Boulonnais* (Thomas et Vidier 2014). Les grains de ce sol sont anguleux (Figure 2.10). Les



échantillons de ce matériau sont désignés par LAx, LA pour limestone aggregate (traduction en anglais de granulats calcaires) et x la taille maximale des grains de l'échantillon. À partir de l'échantillon initial (LA80), des échantillons de granulométrie parallèle ont été reconstitués : 0-30 (LA30), 0-15 (LA15) et 0-5 mm (LA5) suivant la taille maximale de grain admissible par les appareillages disponibles. Les couples ( $d_r$ ,  $p_r$ ) de la courbe granulométrique d'un échantillon reconstitué par granulométrie parallèle sont calculés à partir des couples ( $d_i$ ,  $p_i$ ) de la courbe granulométrique du sol initial par les expressions suivantes :

$$d_r = \frac{d_i}{\frac{d_{max,i}}{d_{max,r}}} \quad (2.1)$$

$$p_r = p_i \quad (2.2)$$

$p_i$  : pourcentage de passant correspondant à l'ouverture de tamis  $d_i$  pour le sol initial ;

$p_r$  : pourcentage de passant correspondant à l'ouverture de tamis  $d_r$  pour le sol reconstitué ;

$d_{max,i}$  : diamètre maximal de grain du sol initial ;

$d_{max,r}$  : diamètre maximal de grain du sol reconstitué.

Les courbes granulométriques des différents échantillons sont représentées sur la Figure 2.11. Les densités sèches maximales et minimales des échantillons 0-30, 0-15 et 0-5 ont été déterminées par vibration suivant la norme AFNOR NF P94-059 (2000) et sont indiquées dans le Tableau 2.1. Les densités minimale et maximale de l'échantillon initial LA80 n'ont pas été déterminées du fait de la taille trop élevée des grains par rapport au dispositif disponible.



**Figure 2.10 : Échantillon du sol initial LA80**

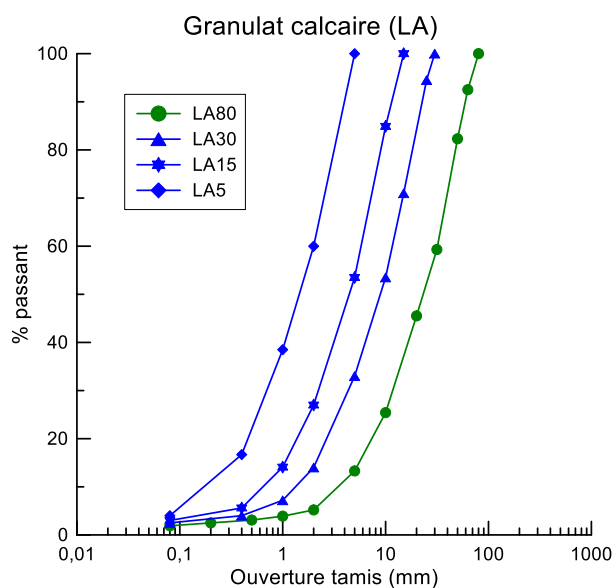


Figure 2.11 : Courbes granulométriques des échantillons de granulat

Tableau 2.1 : Caractéristiques physiques des échantillons de granulat

Éprouvettes	Pourcentage de fines (%)	$\rho_{dmin}$ (Mg/m <sup>3</sup> )	$\rho_{dmax}$ (Mg/m <sup>3</sup> )
LA80	1,9	-	-
LA30	2,5	1,65	1,92
LA15	3,0	1,62	1,90
LA5	4,0	1,61	1,88

### 2.2.2. Grave naturelle

La grave naturelle est issue d'un dépôt sédimentaire villafranchien présent sur le chantier de contournement Nîmes-Montpellier (Sud de la France). Elle a une granulométrie très étalée avec 4,3 % de fines (particules de taille inférieure à 80  $\mu\text{m}$ ) peu plastiques et des grains de taille allant jusqu'à 120 mm de forme arrondie (Figure 2.12). Selon la classification GTR (2000), c'est un matériau de classe C<sub>1</sub>B<sub>4</sub>. Les échantillons de ce matériau sont désignés par NGx, NG pour natural gravel (traduction en anglais de grave naturelle) et x la taille maximale des grains de l'échantillon. À partir de l'échantillon initial NG120, des échantillons de granulométrie parallèle 0-30 (NG30), 0-15 (NG15) et 0-5 mm (NG5) ont été reconstitués (Figure 2.13). Les courbes de compactage des trois échantillons ont été déterminées à partir un essai Proctor normal suivant la norme AFNOR NF P94-093 (2014). Pour l'échantillon 0-30 mm, comme indiqué par la norme, l'essai Proctor a été réalisé sur la fraction 0-20 mm et les valeurs de 0-30 mm ont été déduites de celle-ci. Les résultats des essais de compactage sont présentés

sur la Figure 2.14. Il apparait que plus la taille des grains augmente, la masse volumique sèche maximale augmente et la teneur en eau optimale diminue (Tableau 2.2). Ce constat s'explique par la différence de pourcentage de fines entre les échantillons. Notons que les caractéristiques de compactage de l'échantillon initial NG120 n'ont pas été déterminés du fait de l'absence de dispositif de compactage adapté à la taille des grains.



Figure 2.12 : Échantillon du sol grossier initial NG120

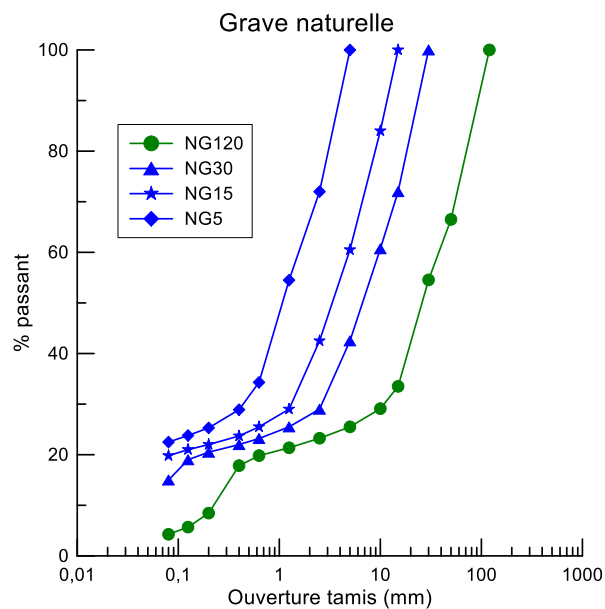


Figure 2.13 : Courbes granulométriques des échantillons NG

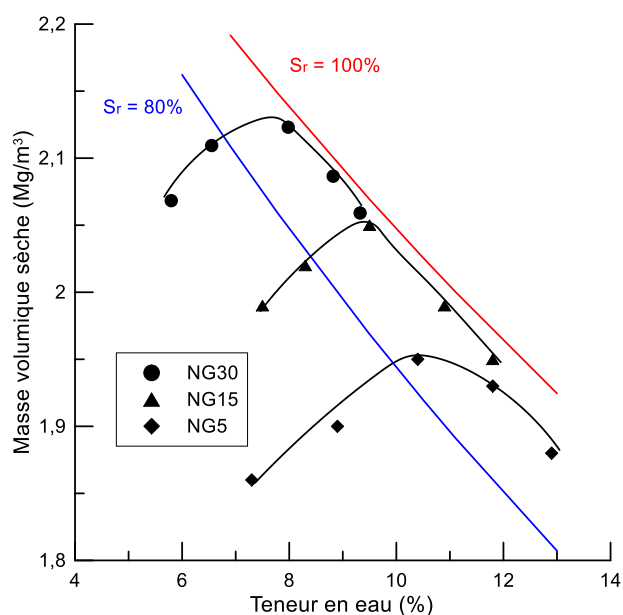


Figure 2.14 : Courbes de compactage des échantillons NG30, NG15 et NG5

Tableau 2.2 : Caractéristiques de compactage des échantillons NG

Éprouvettes	Pourcentage de fines (%)	$\rho_{dmax}$ (Mg/m <sup>3</sup> )	$W_{opt}$ (%)
NG120	4,3	-	-
NG30	15,0	2,13	8,1
NG15	19,8	2,06	9,6
NG5	22,5	1,95	10,4

### 2.3. Préparation des éprouvettes et conduite des essais

Les échantillons de granulat et de grave naturelle reçus ont été séchés à l'air pour réduire leur teneur en eau. Ils ont été ensuite séparés par tamisage en différentes fractions granulométriques pour faciliter la reconstitution des éprouvettes voulues (Tableau 2.3 ; Figure 2.15 et Figure 2.16). Les différentes fractions ont été choisies suivant les tamis usuels et la forme de la courbe granulométrique.

Tableau 2.3 : Séparation des échantillons initiaux en fractions granulométriques

Échantillons	Fractions granulométriques (mm)
NG	< 0,08 ; 0,08-0,2 ; 0,2-0,4 ; 0,4-0,63 ; 0,63-1,25 ; 1,25-2,5 ; 2,5-5 ; 5-10 ; 10-15 ; 15-30
LA	< 0,4 ; 0,4-1 ; 1-2 ; 2-5 ; 5-10 ; 10-15 ; 15-25 ; 25-30

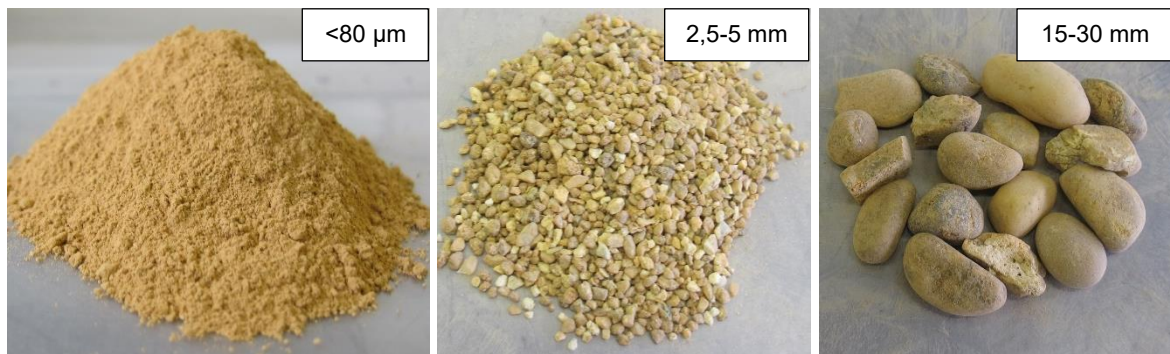


Figure 2.15 : Exemple de fractions granulométriques de NG : < 0,08 ; 2,5-5 et 15-30 mm



Figure 2.16 : Exemple de fractions granulométriques de LA : < 0,4 ; 5-10 et 15-25 mm

Les différentes étapes de réalisation des essais présentées ci-dessous sont basées sur les normes AFNOR NF EN ISO 17892-10 (2018) pour les essais de cisaillement direct, et (AFNOR NF EN ISO 17892-9 (2018) pour les essais triaxiaux.

Pour la confection des éprouvettes, les étapes suivantes ont été réalisées successivement :

- Selon l'échantillon à tester, les pourcentages des différentes fractions ont été déterminées à partir de sa courbe granulométrique. Les masses nécessaires ont été pesées et mélangées jusqu'à avoir un échantillon homogène. Le mélange s'est fait avec un dispositif utilisé habituellement pour mélanger le béton pour les échantillons ayant un  $d_{\max}$  de 30 et 15 mm et manuellement pour les échantillons de 5 mm de diamètre maximal.
- Les échantillons reconstitués sont humidifiés à leur teneur en eau optimale dans le cas de la grave naturelle et à une teneur en eau de 4 % dans le cas du granulat et sont conservés dans des sacs hermétiques pendant un jour pour une bonne homogénéisation de l'eau dans l'échantillon.
- Puis, les échantillons sont compactés statiquement jusqu'à atteindre la densité souhaitée. Dans les boîtes de cisaillement, les échantillons sont compactés directement dans la boîte et leur densité est vérifiée en mesurant la hauteur de chaque



couche de sol avec un pied à coulisse. Les éprouvettes triaxiales de granulat sont compactées directement sur l'embase, tandis que celles de la grave naturelle sont compactées dans un moule et placées ensuite sur l'embase (Figure 2.17).

Une fois le compactage effectué, la saturation des éprouvettes peut commencer. Dans les boîtes de cisaillement, elle est réalisée en remplissant le bac de l'appareillage de cisaillement et laissant le tout au repos pendant un jour (Figure 2.18). Cette procédure a permis d'avoir un degré de saturation (calculé en mesurant la teneur en eau après essai) supérieur à 98 % pour tous les essais. Dans les cellules triaxiales, la saturation est obtenue en faisant circuler de l'eau dans l'éprouvette par imposition d'un gradient de pression ascendant. Lorsque le débit d'eau injecté devient constant, le coefficient de Skempton B est mesuré. Il traduit l'augmentation de la pression interstitielle à la suite d'une augmentation de la contrainte de confinement en condition non drainé. Dans nos essais, l'éprouvette est considérée saturée lorsque B est supérieur à 98 %.

Après la saturation, l'éprouvette est consolidée sous la contrainte de confinement voulue pour l'essai. Les contraintes de confinement adoptées dans cette étude sont 50, 100, 200 et 400 kPa.

Puis vient la phase de cisaillement à vitesse constante. Les essais réalisés sont de type consolidé-drainé. Pour les essais de cisaillement direct, une étude paramétrique a été réalisée afin de choisir une vitesse adaptée aux essais. Quant aux essais triaxiaux, la vitesse de cisaillement a été fixée suivant les recommandations de la norme NF EN ISO 17892-9 (2018).

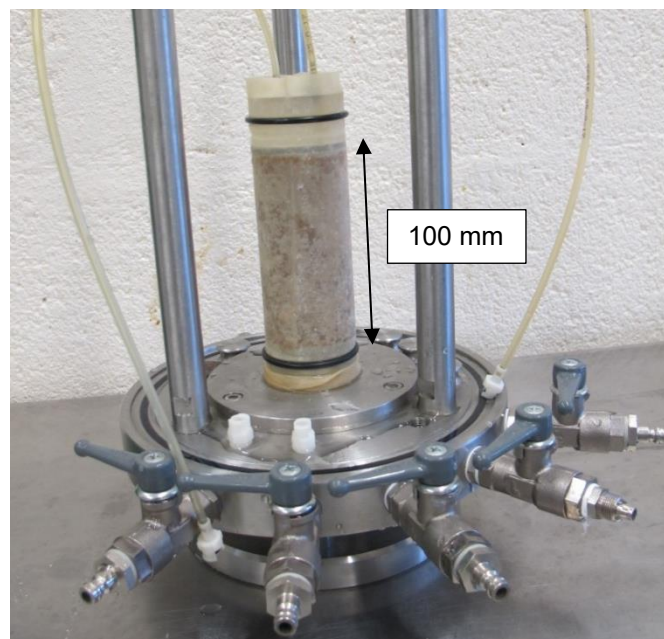


Figure 2.17 : Éprouvette triaxiale NG5 après montage

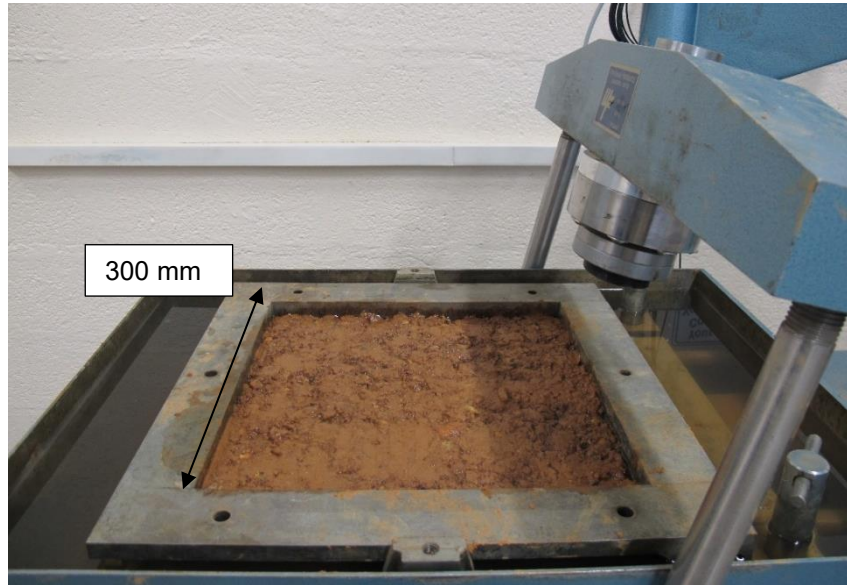


Figure 2.18 : Saturation de NG30 dans la boîte B300

## 2.4. Répétabilité des essais

Pour s'assurer de la validité des protocoles d'essai et des résultats, des essais ont été répétés dans les mêmes conditions. Les résultats de répétabilité présentés dans la suite concernent la boîte B300 et la cellule triaxiale T100, plus susceptibles d'être difficilement répétables en raison du volume des éprouvettes. Les caractéristiques des essais sont :

- B300 : sur l'éprouvette NG30 à une densité sèche de  $2 \text{ Mg/m}^3$  et une contrainte normale de 100 kPa ;
- T100 : sur l'éprouvette NG15 à une densité sèche de  $2 \text{ Mg/m}^3$  et une contrainte latérale de 100 kPa.

La Figure 2.19 montre les résultats des essais réalisés dans B300 sur NG30. La contrainte de cisaillement a augmenté de façon significative pour un déplacement horizontal relatif inférieur à 2 %. Ensuite, elle a augmenté progressivement et s'est stabilisée après un déplacement relatif de 6 %. La différence entre les valeurs maximales de résistance au cisaillement de ces deux essais est de 2 kPa, ce qui correspond à une incertitude d'environ 2 %. Les valeurs de contractance lors des deux essais étaient similaires, alors que leur dilatance maximale différait de 0,12 % à la fin de l'essai. Par conséquent, la répétabilité est considérée comme satisfaisante.

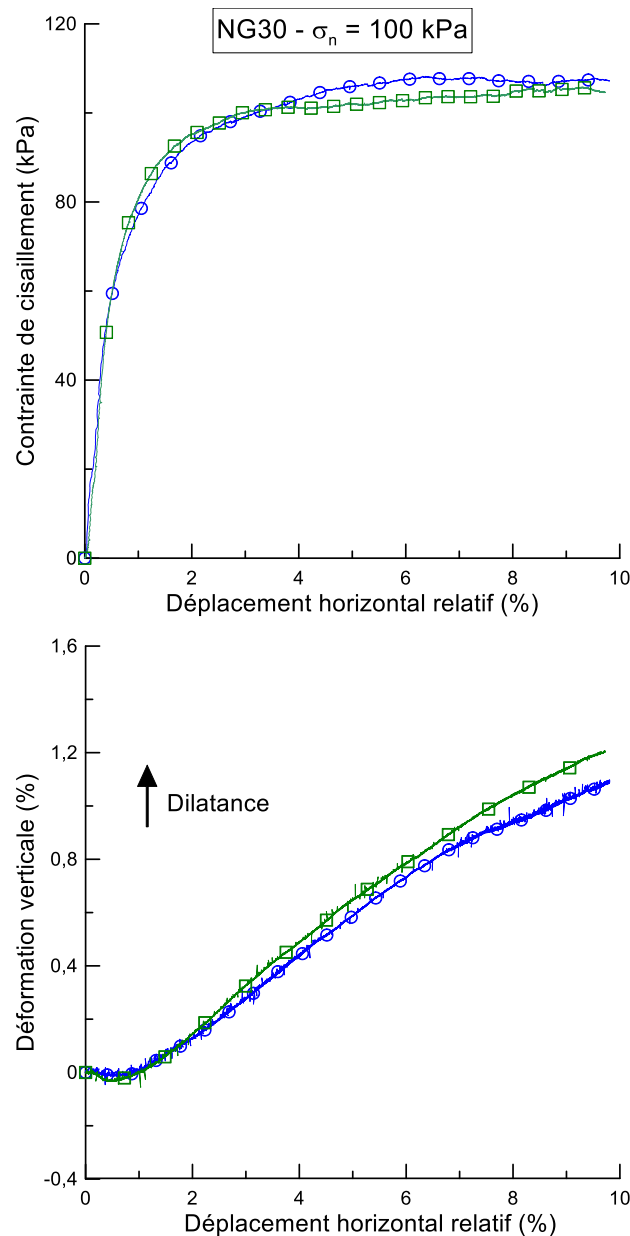


Figure 2.19 : Essais de répétabilité sur NG30 dans la boîte B300 pour  $\sigma_n = 100$  kPa

Les résultats obtenus sur l'éprouvette NG15 dans la cellule triaxiale T100 sont présentés sur la Figure 2.20. Les déviateurs de contraintes obtenus pendant les deux essais sont similaires. Ils atteignent une valeur relativement constante après 2 % de déformation axiale. Aussi, leurs valeurs maximales sont identiques. Quant aux courbes de variation de volume, elles sont confondues pour une déformation axiale inférieure à 1 %. Cependant, un écart constant d'environ 0,3% est observé entre les deux courbes pour une déformation axiale supérieure à 1 %. Ainsi, les résultats obtenus dans la cellule triaxiale T100 montrent une bonne répétabilité.

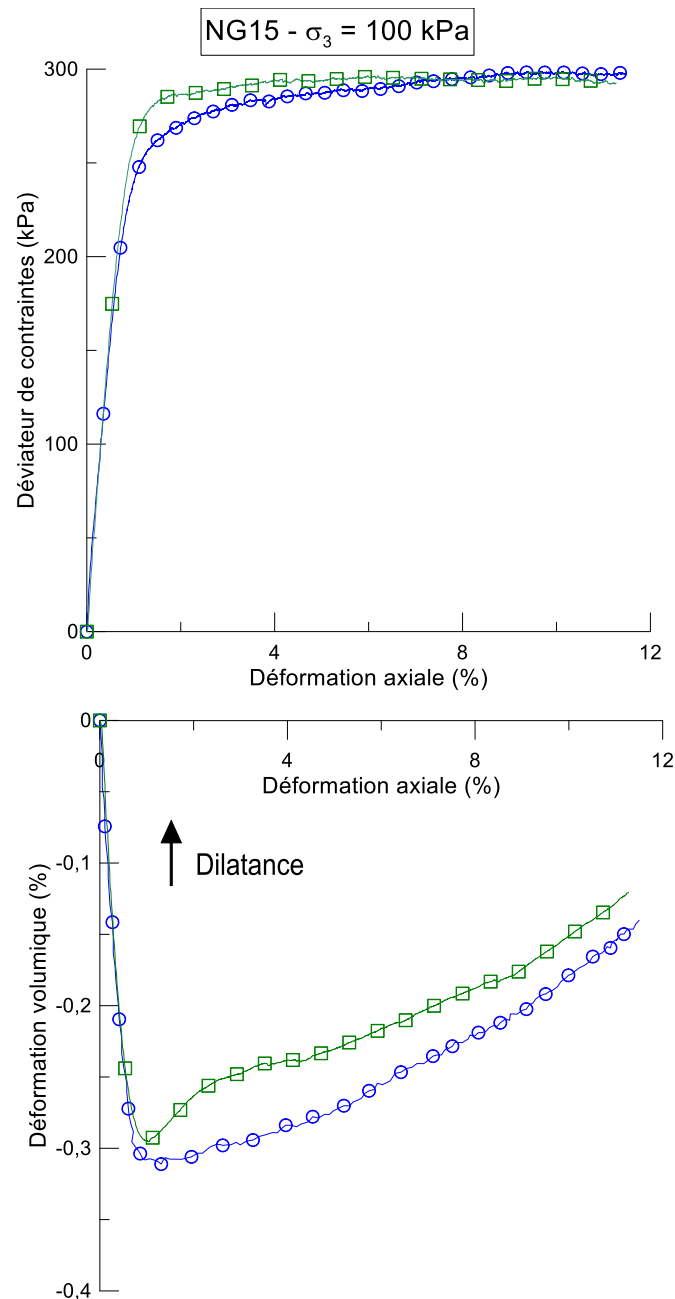


Figure 2.20 : Essais de répétabilité sur NG15 dans la cellule triaxiale T100 avec  $\sigma_3 = 100$  kPa

## 2.5. Influence des paramètres d'essais

Dans cette partie, il est question d'étudier l'influence du ratio taille du dispositif / taille maximale des grains, de la vitesse de cisaillement et du choix de la densité sèche du sol reconstitué sur l'estimation de la résistance au cisaillement du sol initial.

### 2.5.1. Influence du ratio $L/d_{max}$

Dans le cadre de cette étude, des résultats d'essais réalisés sur des éprouvettes de différentes tailles de grain seront comparés. Une question se pose quant à l'influence de la taille du dispositif sur les résultats obtenus : faudrait-il réaliser tous les essais dans un même dispositif

ou utiliser des dispositifs en fonction de la taille des grains de l'éprouvette ? En effet, certains auteurs ont effectué tous leurs essais avec un seul appareillage (Indraratna et al. 1993, Varadarajan et al. 2003), tandis que d'autres ont utilisé des appareillages de tailles différentes (Marachi et al. 1972, Hu et al. 2011, Xiao et al. 2014, Ovalle et al. 2014). Cependant, les paramètres d'échelle (longueur et hauteur de l'échantillon / taille maximale ou moyenne des grains) influencent la résistance au cisaillement du sol (Cerato et Lutenegeger 2006, Wu et al. 2008, Wang et Gutierrez 2010). Les résultats peuvent varier selon que l'on utilise un seul dispositif au lieu de plusieurs dispositifs de dimensions différentes. Afin de choisir la taille de dispositif appropriée à chaque éprouvette, l'éprouvette NG5 a été testée à une densité sèche de  $2 \text{ Mg/m}^3$  à l'état saturé dans les boîtes B300 et B60. Les résultats sont présentés sur la Figure 2.21.

Les résultats indiquent que la contrainte de cisaillement a augmenté jusqu'à une valeur maximale, puis a diminué jusqu'à une valeur résiduelle constante dans les deux boîtes. Cependant, la différence entre les valeurs maximales et résiduelles était plus prononcée dans la petite boîte de cisaillement ( $\Delta\tau = 26 \text{ kPa}$ ) que dans la grande boîte de cisaillement ( $\Delta\tau = 4 \text{ kPa}$ ). Des observations similaires ont été faites par (Gotteland et al. 2000, Cerato et Lutenegeger 2006, Bareither et al. 2008, Wang et Gutierrez 2010). De plus, la résistance maximale a été atteinte à un déplacement relatif plus faible dans la petite boîte (1,3 % de déplacement relatif) que dans la grande boîte de cisaillement (3 % de déplacement relatif).

Les courbes de variation de volume de NG5 montrent un comportement contractant-dilatant dans les deux boîtes (Figure 2.21). Cependant, l'état critique a été atteint dans B300 après un déplacement relatif de 7 %, tandis que la déformation verticale a continué d'augmenter jusqu'à la fin de l'essai dans B60. Une plus grande dilatance a été observée dans B60 (2 % contre 0,6 % dans B300). L'augmentation des dimensions de l'échantillon a permis d'atteindre l'état critique après un déplacement relatif de 7 %. Ainsi, l'augmentation du ratio  $L/d_{\max}$  conduit à une diminution de la résistance au cisaillement et de la dilatance du sol.

Selon Wu et al. (2008), la différence de résistance au cisaillement lorsque le ratio  $L/d_{\max}$  augmente est due à la différence de développement de la bande de cisaillement dans les deux boîtes. Lorsque le rapport  $L/d_{50}$  (longueur de la boîte de cisaillement / diamètre moyen des grains) est faible, une seule bande de cisaillement continue se développe dans l'échantillon tandis que plusieurs bandes de cisaillement se développent lorsque le rapport  $L/d_{50}$  est élevé. Ainsi, le rapport entre les dimensions de l'échantillon et la granulométrie moyenne ou maximale influence la résistance au cisaillement maximale. Pour être comparables, les éprouvettes de granulométrie parallèle doivent avoir des rapports  $L/d_{\max}$  similaires. Par conséquent, les études en laboratoire devraient réaliser les essais dans différents appareils ayant des rapports  $L/d_{\max}$  similaires plutôt que d'utiliser le même dispositif pour toutes les

échantillons de tailles de grain différentes. Ainsi, dans cette étude, les échantillons de 0-30 mm ont été testés dans la boîte B300 ( $L/d_{max} = 10$ ), les échantillons de 0-15 mm ont été testés dans la boîte B150 ( $L/d_{max} = 10$ ) et les échantillons de 0-5 mm dans la boîte B60 ( $L/d_{max} = 12,5$ ). En suivant le même principe, pour les essais triaxiaux, les échantillons 0-15 mm ont été testés dans T100 ( $D/d_{max} = 6,7$ ) et les échantillons 0-5 mm dans T50 ( $D/d_{max} = 10$ ).

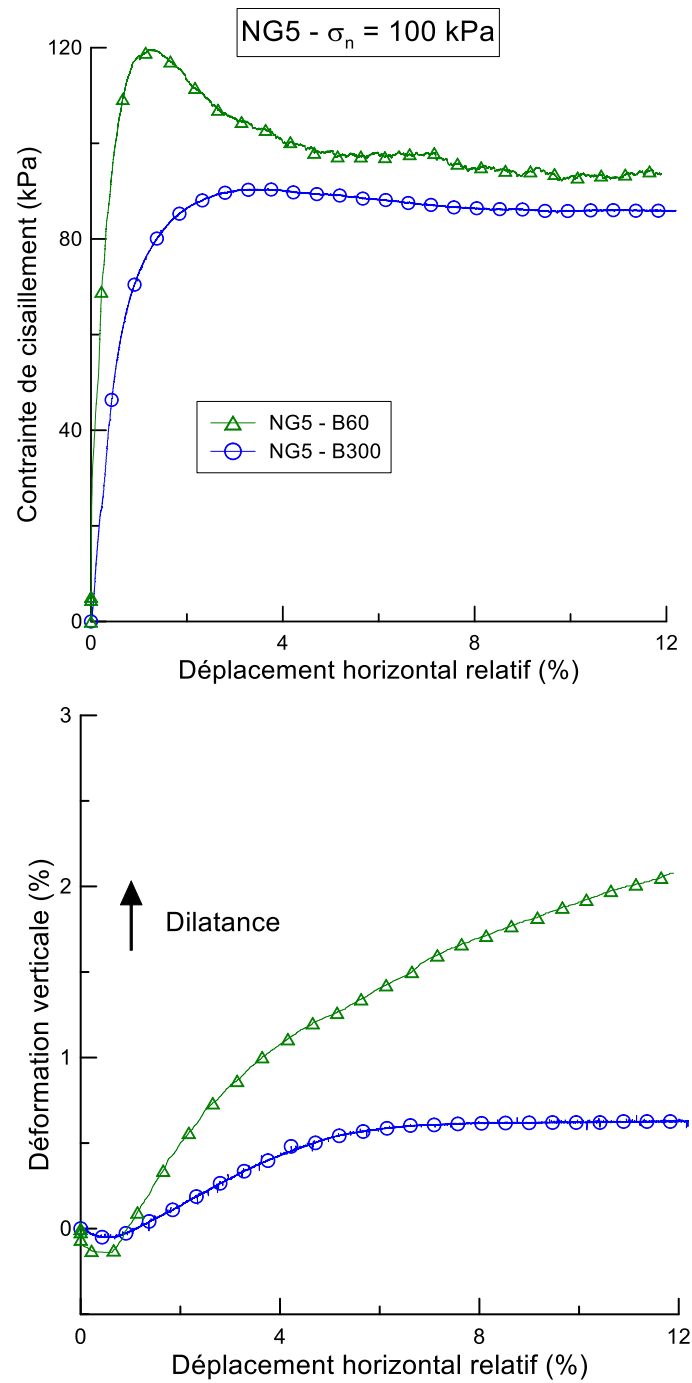


Figure 2.21 : Effet de la taille de l'éprouvette sur la résistance au cisaillement

### 2.5.2. Influence de la vitesse de cisaillement

La vitesse de cisaillement à adopter lors des essais est un paramètre important qui pourrait influencer les résultats. Les normes AFNOR NF EN ISO 17892-9 (2018) et AFNOR NF EN ISO 17892-10 (2018) proposent une expression pour déterminer la vitesse maximale à adopter selon qu'il s'agisse d'un essai de cisaillement direct ou triaxial. L'influence de la vitesse de cisaillement sur la résistance mécanique a été uniquement étudiée pour les éprouvettes de grave naturelle, du fait de leur pourcentage de fines relativement élevé. L'éprouvette NG30 a été testée à une densité de  $2 \text{ Mg/m}^3$  pour une contrainte verticale de 100 kPa et à trois vitesses de cisaillement : 0,5 ; 0,05 et 0,01 mm/min. Quant à l'éprouvette NG5, elle a été testée à des vitesses de 0,05 et 0,01 mm/min pour des contraintes normales de 50, 100 et 200 kPa et à une densité sèche de  $2 \text{ Mg/m}^3$ .

Les résultats des essais sur l'éprouvette NG30 montrent que les courbes de cisaillement obtenues aux vitesses de 0,5 et 0,05 mm/min sont presque confondues, tandis que la résistance au cisaillement maximale obtenue à 0,01 mm/min est supérieure de 7 kPa aux deux autres (Figure 2.22). Concernant les courbes de variation de volume, la dilatance obtenue à une vitesse de 0,5 mm/min est inférieure de 0,5 % à celles obtenues aux deux autres vitesses. Les résultats obtenus sur l'éprouvette NG5 sont présentés sur la Figure 2.23. Il apparaît que la résistance au cisaillement au pic à 0,05 mm/min est supérieure de 6 à 30 kPa à celle obtenue à 0,01 mm/min suivant la contrainte normale. Cependant, les résistances au pic sont obtenues au même déplacement relatif et les contraintes résiduelles sont identiques. Les courbes de variation de volume montrent une dilatance plus élevée de 0,5 à 1 % pour la vitesse la plus élevée (0,05 mm/min).

Les résultats indiquent que la vitesse de cisaillement a un effet sur la résistance au pic des éprouvettes : une vitesse élevée induit une résistance mécanique plus grande. En revanche, la résistance résiduelle n'est pas impactée, indépendamment de la taille de la boîte.

Dans le cadre de cette étude, pour avoir des résultats comparables, les essais sur les éprouvettes NG ont été effectués à une vitesse de déformation identique de 0,017 %/min, ce qui correspond à une vitesse absolue de 0,05 mm/min dans la boîte B300, 0,025 mm/min dans la boîte B150 et 0,01 mm/min dans la boîte B60. Pour les essais triaxiaux, une étude paramétrique de la vitesse n'a pas été faite. La vitesse adoptée dans la cellule triaxiale T50 est 0,01 mm/min et celle utilisée dans la cellule T100 est 0,02 mm/min, ce qui correspond à une vitesse de déformation identique de 0,01 %/min.

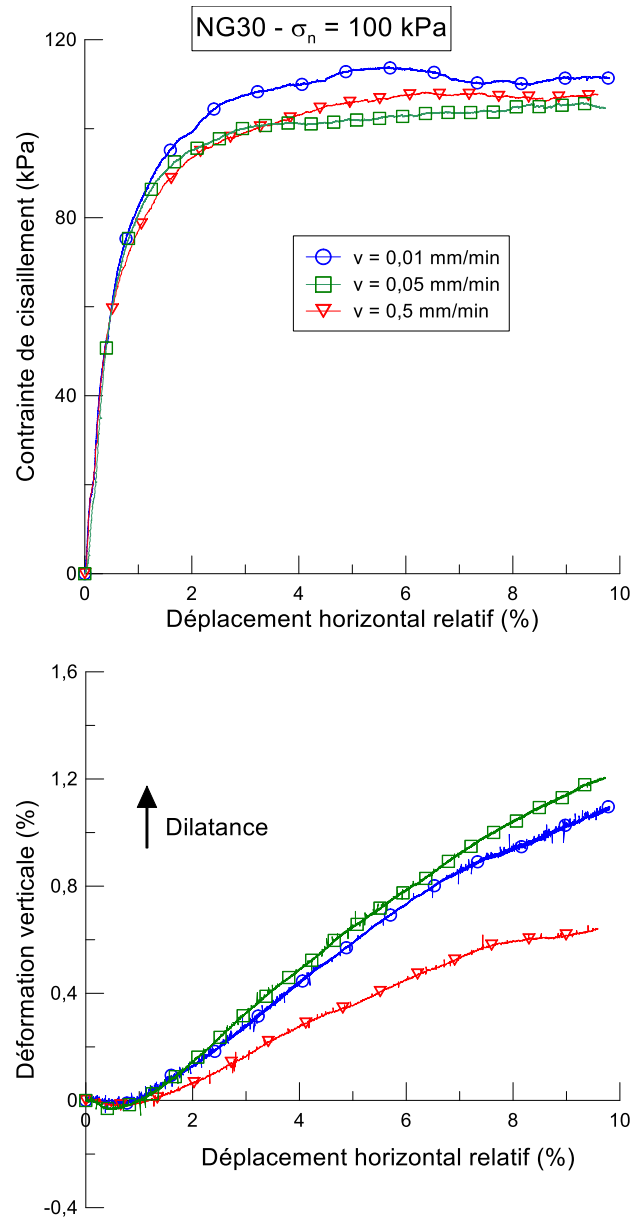


Figure 2.22 : Effet de la vitesse de cisaillement sur la résistance mécanique de NG30



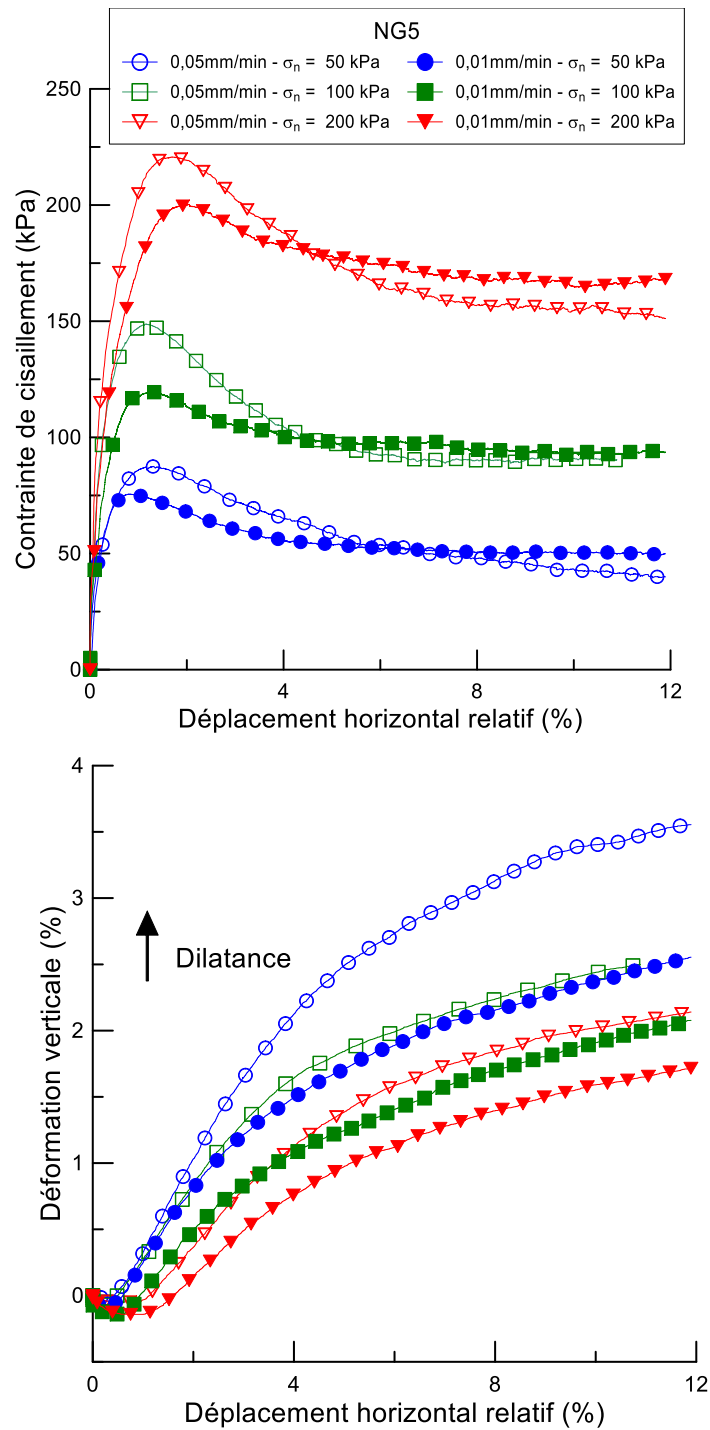


Figure 2.23 : Effet de la vitesse de cisaillement sur la résistance mécanique de NG5

### 2.5.3. Choix de la densité sèche du sol reconstitué

Le critère de choix de la densité du sol reconstitué par granulométrie parallèle n'est pas unique. Certains auteurs ont testé le sol reconstitué à la même densité sèche que le sol initial (Indraratna et al. 1993, Frossard et al. 2012), tandis que d'autres l'ont testé à la même densité relative que le sol initial (Varadarajan et al. 2006, Verdugo et De La Hoz 2006). Cependant,

lorsque le pourcentage de fines augmente dans le sol reconstitué, les deux critères peuvent aboutir à des valeurs sensiblement différentes. Par exemple, en considérant l'éprouvette LA30 (2,5 % de fines) à une densité sèche de  $1,73 \text{ Mg/m}^3$ , l'éprouvette LA5 (4 % de fines) aurait une densité sèche de  $1,68 \text{ Mg/m}^3$  à une densité relative équivalente. En revanche, en considérant l'éprouvette NG30 (15% de fines) à une densité sèche de  $2 \text{ Mg/m}^3$ , l'éprouvette NG5 (22,5 % de fines) aurait une densité sèche de  $1,83 \text{ Mg/m}^3$  à degré de compactage équivalent (94 %). Le degré de compactage a été retenu au lieu de la densité relative pour les éprouvettes de grave naturelle du fait de leur pourcentage de fines élevé. En effet, la densité relative n'est pas adaptée aux sols contenant plus de 15 % de fines (La Rochelle et Tavenas 1972). Ainsi, pour sélectionner le critère de choix de la densité sèche du sol reconstitué, la résistance au cisaillement de NG30 a été déterminée à une densité sèche de  $2 \text{ Mg/m}^3$ . Les résultats ont été comparés à ceux de l'éprouvette NG5 testée à une densité sèche de  $2 \text{ Mg/m}^3$  (même densité sèche que NG30) et  $1,83 \text{ Mg/m}^3$  (même degré de compactage que NG30, soit 94 % de la densité sèche maximale de NG5).

### **2.5.3.1. Sols initial et reconstitué testés au même degré de compactage**

La Figure 2.24 présente les courbes de contrainte-déformation et de variation de volume de NG30 (15 % de fines) et de NG5 (22,5 % de fines) testées à 94 % de la densité sèche maximale de chaque échantillon. Les courbes de cisaillement avaient une tendance similaire pour toutes les contraintes normales appliquées : une augmentation significative pour un déplacement horizontal relatif inférieur à 2 %, suivie d'une contrainte de cisaillement atteignant une valeur constante. Cette valeur a été atteinte après un déplacement relatif de 2 % sous 50 et 100 kPa pour NG5. Sous les mêmes contraintes normales, des contraintes de cisaillement constantes ont été atteintes après un déplacement relatif de 3 % pour NG30. Cependant, sous 200 kPa, la contrainte de cisaillement s'est stabilisée à environ 10 % de déplacement relatif pour les deux éprouvettes. La contrainte de cisaillement maximale de NG30 était environ 20 % plus élevée que celle de NG5 pour toutes les contraintes normales appliquées.

Lorsque la contrainte normale a augmenté, la phase de contractance s'est terminée à un déplacement relatif plus élevé, et sa valeur maximale a augmenté pour les deux éprouvettes. L'augmentation de la contrainte normale a entraîné une diminution de la valeur maximale de dilatance. NG5 a eu une contractance qui était de 0,06 à 0,10 % plus élevée que celle de NG30 pendant le cisaillement. En revanche, NG30 avait des valeurs de dilatance plus élevées à la fin des essais. La différence entre les valeurs maximales de dilatance des deux éprouvettes a diminué de 0,9 % à 0,1 % lorsque la contrainte normale a augmenté de 50 à 200 kPa.

Ainsi, lorsque le sol reconstitué est testé au même degré de compactage que le sol initial, sa résistance au cisaillement et sa dilatance sont plus faibles que celles du sol initial.

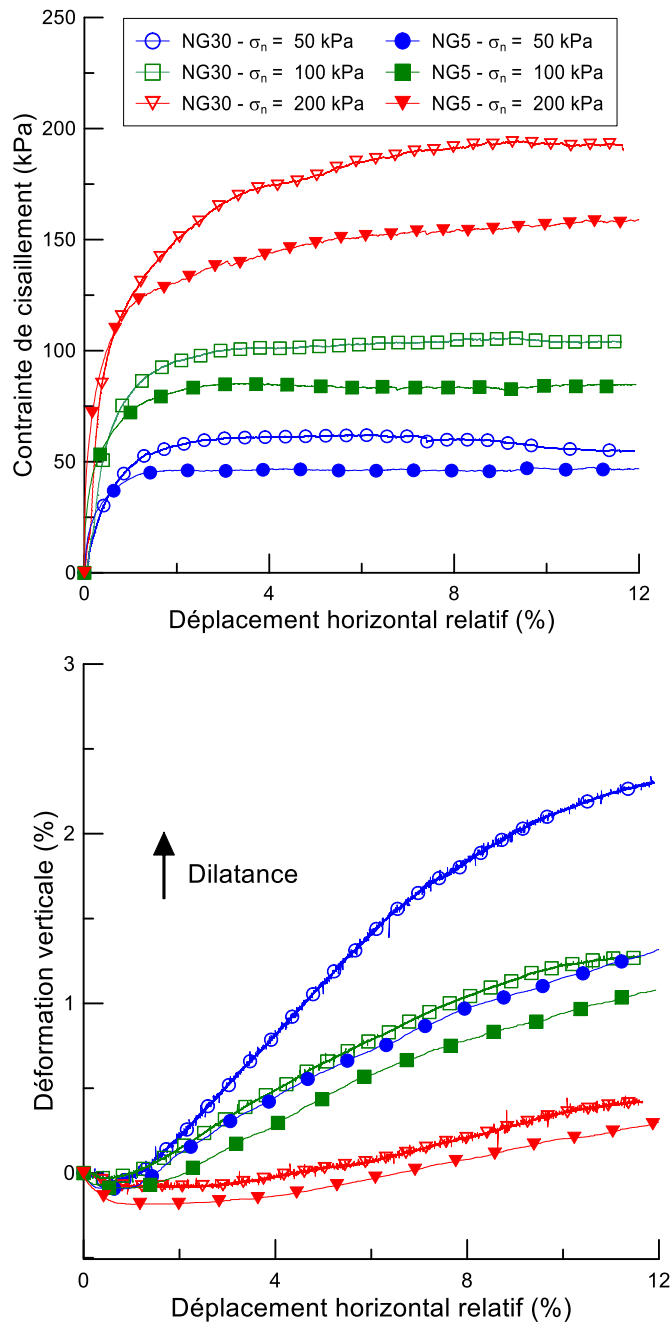


Figure 2.24 : : Courbes de cisaillement de NG30 et NG5 testés à 94% de leur densité sèche maximale

### 2.5.3.2. Sols initial et reconstitué testés à la même densité sèche

Les courbes de cisaillement de NG5 ont présenté des valeurs au pic et résiduelles lorsque l'échantillon avait une densité sèche de 2 Mg/m<sup>3</sup> (Figure 2.25). La résistance au cisaillement au pic a été obtenue pour un déplacement relatif compris entre 1 et 2 % selon la contrainte normale appliquée. La résistance au cisaillement résiduelle a été obtenue pour un déplacement relatif compris entre 6 et 8 %. Contrairement à NG5, la résistance au cisaillement de NG30 n'admet pas de valeurs au pic. De plus, les valeurs maximales de la contrainte de cisaillement de NG30 sont comprises entre les valeurs au pic et résiduelle de NG5. À mesure

que la contrainte normale augmentait, la contrainte de cisaillement résiduelle de NG30 était plus proche de la contrainte de cisaillement au pic de NG5. La différence entre les deux valeurs, qui était de 24 % sous 50 kPa, n'était que de 4 % sous 200 kPa.

Les courbes de variation de volume sont présentées à la Figure 2.25. La dilatance de NG5 était plus prononcée que celle de NG30 sous toutes les contraintes normales appliquées. Lorsque la contrainte normale augmentait, la différence de dilatance maximale des deux éprouvettes est passée de 0,25 % pour 50 kPa à 1,18 % pour 200 kPa. L'augmentation de la densité sèche de l'éprouvette NG5 a entraîné une augmentation de 1 à 1,3 % de ses valeurs de dilatance. De plus, cette augmentation de densité a entraîné la fin de la phase de contractance de l'échantillon à un déplacement relatif plus faible sous la contrainte normale de 200 kPa.

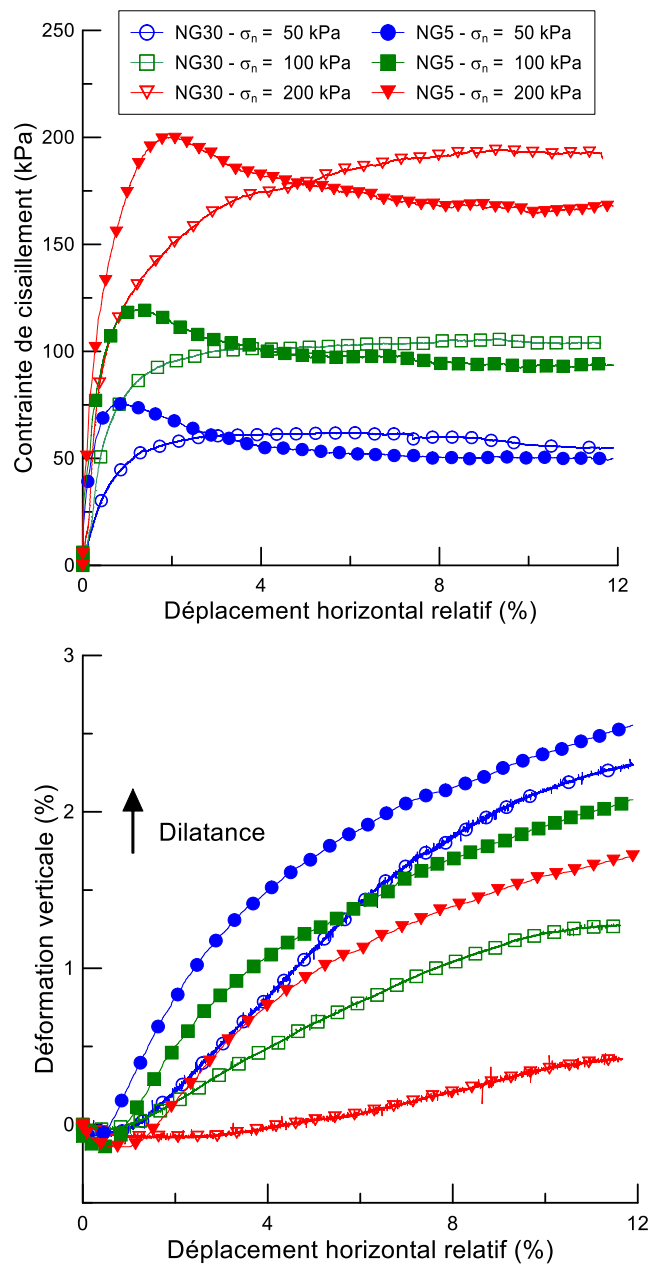


Figure 2.25 : Courbes de cisaillement de NG30 et NG5 testés à une densité sèche de 2 Mg/m<sup>3</sup>

Ainsi, lorsque le sol reconstitué est testé à la même densité sèche que le sol initial, les formes des courbes de cisaillement peuvent être différentes. Aussi, la résistance au cisaillement et la dilatance du sol reconstitué sont plus élevées que celles du sol initial.

### 2.5.3.3. Critère de choix de la densité du sol reconstitué

Les critères de rupture des échantillons de NG selon le modèle de Mohr-Coulomb sont présentés à la Figure 2.26. Les valeurs de cohésion et d'angle de frottement de NG5 testé à  $1,83 \text{ Mg/m}^3$  étaient inférieures à celles de NG30. En effet, la cohésion du NG30 était supérieure de 8 kPa et l'angle de frottement était supérieur de  $4^\circ$  aux valeurs du NG5. Cependant, NG5 testé à  $2 \text{ Mg/m}^3$  avait un angle de frottement au pic inférieur de  $1,6^\circ$  à celui de NG30 et une cohésion supérieure de 17,6 kPa à celle de NG30.

Lorsque l'éprouvette NG5 a été testée au même degré de compactage (94 %) que l'éprouvette NG30, les courbes de cisaillement des deux éprouvettes ont eu la même tendance (Figure 2.24). Néanmoins, la différence entre les densités sèches a conduit à une sous-estimation de la résistance au cisaillement maximale de NG30. Cependant, lorsque NG5 a été testé à la même densité sèche ( $2 \text{ Mg/m}^3$ ) que NG30, son degré de compactage plus élevé a induit le développement d'une résistance au cisaillement au pic (Figure 2.25). La résistance au cisaillement au pic de NG5, bien qu'elle ne devrait pas être directement comparée à la résistance au cisaillement résiduelle de NG30, reflète le gain de résistance ( $\Delta\tau = 30 \text{ kPa}$ ) dû à l'augmentation de la densité sèche de NG5. Les résistances au cisaillement au pic de NG5 étaient plus élevées que celles de NG30 sous des contraintes normales de 50, 100 et 200 kPa. Les résistances au cisaillement maximales de NG5 obtenues avec les deux critères (même degré de compactage et même densité sèche) n'ont pas permis de prédire la résistance au cisaillement maximale de NG30. Cependant, lorsque NG5 a été testé à la même densité sèche que NG30, les deux éprouvettes ont eu des angles de frottement similaires, et la cohésion de NG30 a été surestimée. Pour le même degré de compactage, la cohésion et l'angle de frottement du NG30 ont été sous-estimés (Figure 2.26). Par conséquent, lorsque le pourcentage de fines augmente dans le sol reconstitué, celui-ci doit être testé à la même densité sèche que le sol initial, plutôt qu'au même degré de compactage.

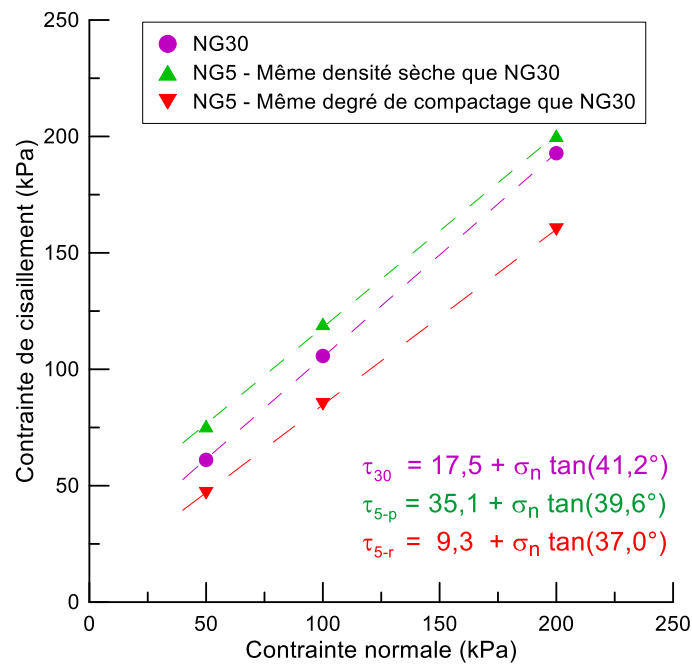


Figure 2.26 : Critères de rupture de NG30 à 2 Mg/m<sup>3</sup> et NG5 à 2 Mg/m<sup>3</sup> et 1,83 Mg/m<sup>3</sup>

#### 2.5.4. Inclinaison de la plaque supérieure en cours d'essai

Dans les boîtes de cisaillement utilisées, la force normale est appliquée au centre de la plaque, ce qui n'empêche pas d'éventuels mouvements de la plaque lors du cisaillement. Selon Bareither et al. (2008), ce mouvement de rotation est dû à une dilatance à l'avant et une contractance à l'arrière de la boîte (Figure 2.27). Un capteur d'inclinaison a donc été installé sur la plaque supérieure des boîtes B300 et B150 afin de mesurer l'angle d'inclinaison en cours d'essai et de juger de son éventuelle influence sur les résultats obtenus (Figure 2.28). La mesure de l'inclinaison de la plaque supérieure au cours de chaque essai permet aussi de s'assurer de la répétabilité des essais. Dans cette section, les angles d'inclinaison obtenu lors des essais de cisaillement direct de LA30 dans B300, NG30 dans B300 et NG15 dans B150 sont analysés.

Les mesures réalisées dans la boîte B300 et sur deux sols différents (LA30 et NG30) montrent que l'angle d'inclinaison varie linéairement avec le déplacement horizontal (Figure 2.29 Figure 2.30). Dans la boîte B150, l'angle tend vers une valeur constante après 6 % de déplacement horizontal pour 50 kPa et 8 % de déplacement pour 100 kPa de contrainte normale (Figure 2.31). Cependant, pour 200 kPa, l'inclinaison est globalement linéaire avec le déplacement. Aussi, les valeurs mesurées pour chaque éprouvette sont proches pour toutes les contraintes normales appliquées.

Par ailleurs, les angles mesurés pour LA30 et NG30 dans B300 ont le même ordre de grandeur. Cependant, l'angle d'inclinaison obtenu dans B150 est inférieur de plus de 50 % à celui obtenu dans la boîte B300.

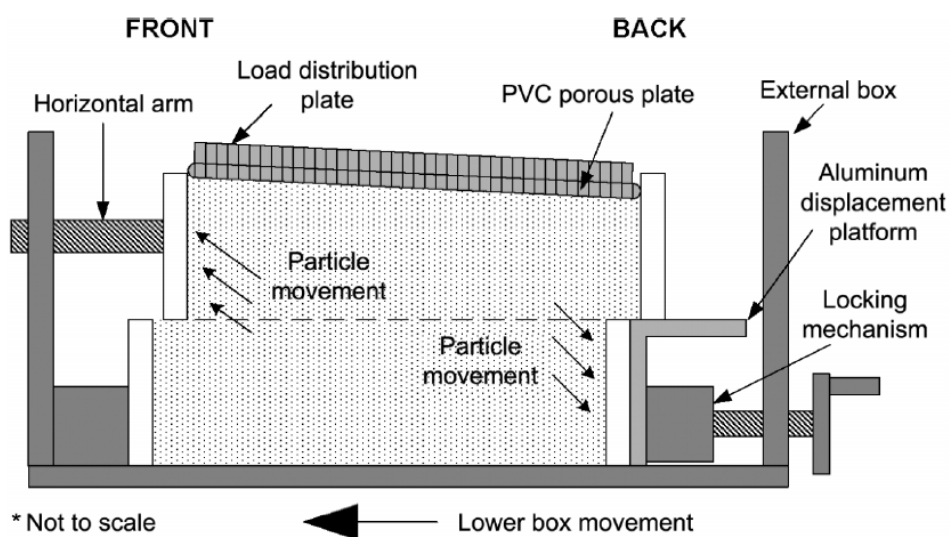


Figure 2.27 : Schématisation du mouvement des particules lors d'un essai de cisaillement direct (Bareither et al., 2008)

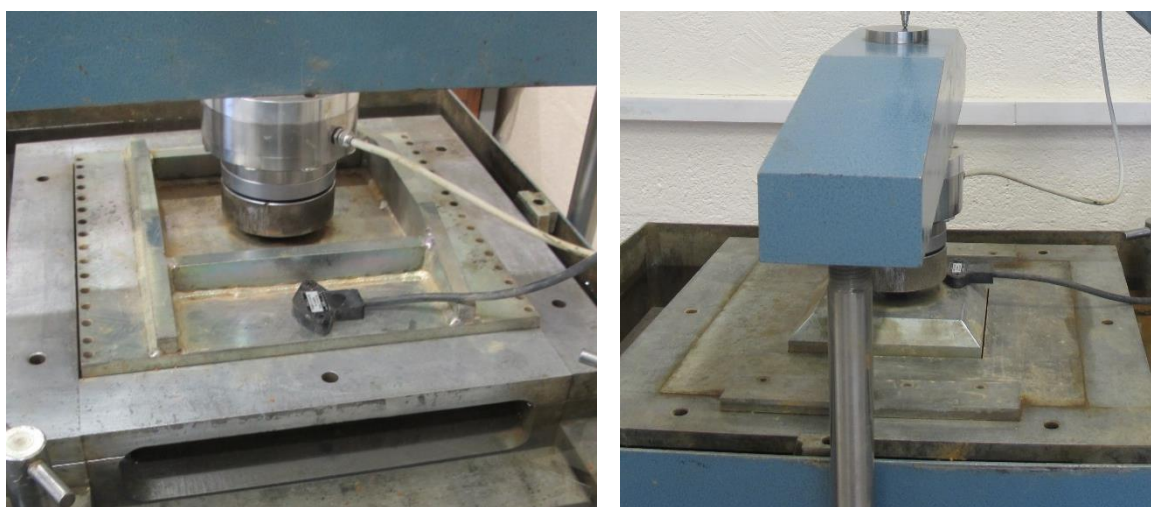


Figure 2.28 : Positionnement du capteur d'inclinaison sur la plaque supérieure de B300 et B150

L'inclinaison de la plaque supérieure est due au mouvement des particules lors du cisaillement (Bareither et al., 2008). Les données expérimentales recueillies permettent de mettre en évidence les paramètres qui influencent l'angle d'inclinaison de la plaque lors du cisaillement. Ainsi, il apparaît que la contrainte normale a peu d'effet sur l'inclinaison de la plaque. Cette observation est contre-intuitive car le mouvement des particules est plus limité quand la contrainte normale augmente. La dilatance de l'éprouvette, plus élevée aux faibles contraintes normales, n'influence pas l'angle d'inclinaison. Ceci explique pourquoi les deux sols différents

testés dans B300 ont des angles d'inclinaison similaires. En revanche, la valeur de l'angle d'inclinaison augmente avec la taille de la boîte. Mais l'angle maximale d'inclinaison obtenu lors de l'essai de NG5 dans la boîte B300 est de  $1,6^\circ$ , nettement inférieur à celui obtenu pour LA30 et NG30 dans B300 ( $4$  à  $6^\circ$ ). En somme, l'angle d'inclinaison de la plaque supérieure lors d'un essai de cisaillement direct varie linéairement avec le déplacement horizontal et augmente avec la taille de la boîte. Aussi, pour une même taille de boîte, l'angle d'inclinaison augmente avec le rapport  $L/d_{\max}$ .

L'angle d'inclinaison de la plaque supérieure des boîtes de cisaillement direct B300 et B150 a été systématiquement mesuré lors de chaque essai pour mettre en évidence un éventuel effet de ce paramètre sur les résultats et s'assurer de la qualité des essais. Les mesures ont montré que les angles d'inclinaison étaient du même ordre de grandeur dans chaque boîte de cisaillement. Par conséquent, l'éventuel effet de l'inclinaison de la plaque sur la résistance au cisaillement peut être négligé et les résultats obtenus peuvent être considérés comme répétables.

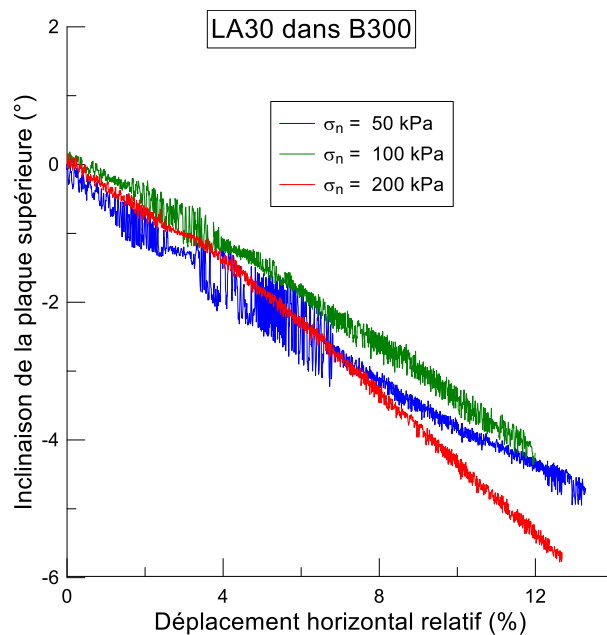


Figure 2.29 : Variation de l'angle d'inclinaison de la plaque supérieure avec le déplacement horizontal lors de l'essai de cisaillement de LA30 dans B300



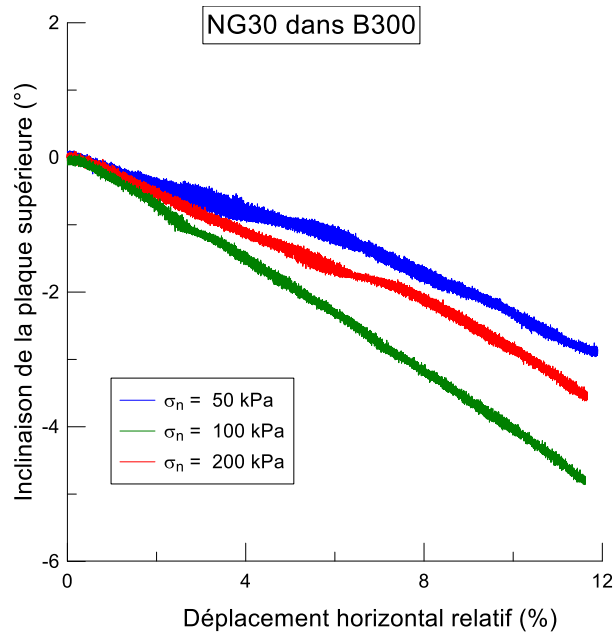


Figure 2.30 : Variation de l'angle d'inclinaison de la plaque supérieure avec le déplacement horizontal lors de l'essai de cisaillement de NG30 dans B300

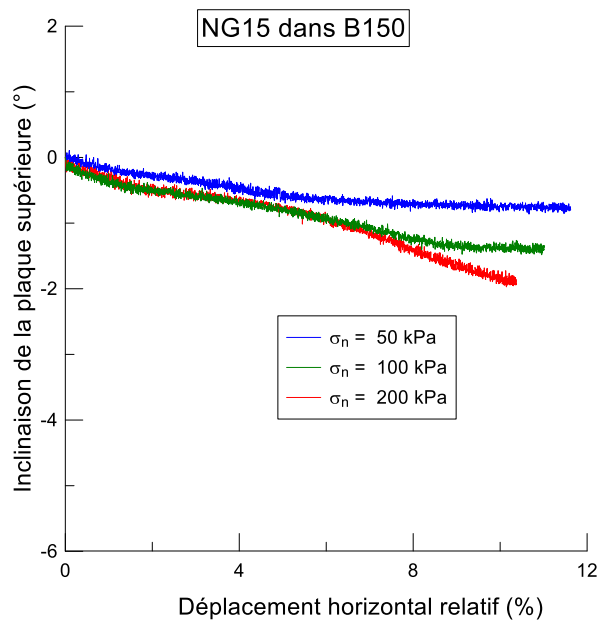


Figure 2.31 : Variation de l'angle d'inclinaison de la plaque supérieure avec le déplacement horizontal lors de l'essai de cisaillement de NG15 dans B150

## 2.6. Conclusion

Dans ce chapitre, il s'agissait de présenter les matériaux étudiés et les outils expérimentaux utilisés. Quatre boîtes de cisaillement (B60, B150, B300 et B1000) et deux cellules triaxiales (T50 et T100) ont été utilisées. Quant aux sols support de l'étude, un granulat 0-80 mm et une grave naturelle 0-120 mm ont été retenus du fait de leurs pourcentages de fines différents. Des éprouvettes de granulométrie parallèle 0-30, 0-15 et 0-5 mm ont été reconstituées suivant

la taille maximale que peuvent accepter les appareillages disponibles. Les caractéristiques mécaniques (densité sèche maximale, teneur en eau optimale) des différents échantillons ont été déterminées afin de choisir les caractéristiques des éprouvettes. Puis, le protocole de réalisation des essais a été présenté. Il s'agissait de reconstituer les éprouvettes, les compacter à la densité souhaitée, les saturer et les cisailier à une vitesse donnée. Une répétabilité satisfaisante a été constatée en réalisant les essais dans de mêmes conditions. Pour clore ce chapitre, l'influence du facteur d'échelle  $L/d_{max}$ , de la vitesse de cisaillement et de la densité sèche du sol reconstitué a été étudiée. Ainsi, il a été montré que le rapport  $L/d_{max}$  influence la résistance au cisaillement. Les éprouvettes de granulométrie parallèle seront donc testées en conservant un rapport  $L/d_{max}$  similaire pour avoir des résultats comparables. Aussi, la vitesse de cisaillement influence la résistance au cisaillement au pic mais n'a aucun effet sur la résistance résiduelle. Les éprouvettes seront donc testées à une vitesse de déformation constante. Aussi, le sol reconstitué sera testé à la même densité sèche que le sol initial pour avoir des résistances au cisaillement comparables.

La suite de ce mémoire présente une analyse des résultats des essais de cisaillement réalisés sur les différentes éprouvettes reconstituées.



### **Chapitre 3 : Estimation de la résistance au cisaillement des sols grossiers à faible pourcentage de fines**

Les sols grossiers à faible pourcentage de fines sont définis dans cette étude comme les sols grossiers ayant moins de 5 % de fines et dont une éprouvette reconstituée par granulométrie parallèle admet moins de 5 % de fines. Il peut s'agir de granulats de carrière dont la granulométrie est dictée par l'usage du matériau ou de dépôts naturels contenant un faible pourcentage de fines et de sable. L'objectif de ce chapitre est d'évaluer la méthode de granulométrie parallèle comme moyen d'estimation de la résistance au cisaillement des sols grossiers ayant un faible pourcentage de fines. Cette problématique a été étudiée dans la bibliographie pour un pourcentage de fines inférieur à 8 % (Varadarajan et al. 2003, Hu et al. 2011, Ovalle et al. 2014). Dans le cadre de cette étude, les résultats sur le granulats serviront de référence pour mieux juger de l'influence d'un pourcentage de fines élevé sur l'estimation de la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice. Les points suivants sont abordés dans ce chapitre :

- La stratégie expérimentale : elle consiste en des essais sur des matériaux de granulométrie parallèle aux états saturé et sec ;
- Les résultats des essais de cisaillement à l'état saturé puis à l'état sec : les courbes de cisaillement et de variation de volume, ainsi que les critères de rupture et les angles de dilatance des éprouvettes de granulométrie parallèle sont présentés ;
- L'effet de la saturation sur la résistance au cisaillement des sols ;
- Une discussion sur l'effet d'une faible augmentation du pourcentage de fines dans le sol reconstitué sur l'estimation par la méthode de granulométrie parallèle.

### 3.1. Stratégie expérimentale

La première série d'essais a pour objectif d'évaluer l'estimation de la résistance au cisaillement des sols grossiers à faible pourcentage de fines par la méthode de granulométrie parallèle en conditions saturées. Pour ce faire, les éprouvettes LA30 et LA5 de granulométrie parallèle ont été reconstituées. Comme indiqué dans la section 2.5.3, les éprouvettes reconstituées seront testées à la même densité sèche que les éprouvettes initiales. Ainsi, LA30 et LA5 ont été testés à une densité sèche de 1,73 Mg/m<sup>3</sup>.

Avec la deuxième série d'essais, l'objectif est de compléter la première série en comparant la résistance au cisaillement du sol initial LA80 à celle des éprouvettes reconstituées LA30 et LA5 afin d'apporter plus de poids à l'analyse effectuée. La boîte B1000 utilisée pour les essais sur LA80 ne permet pas de réaliser des essais en condition saturée. Par conséquent, les éprouvettes ont été testées à l'état sec, à la même densité sèche de 1,8 Mg/m<sup>3</sup>.

Par la suite, les résultats obtenus sur les éprouvettes LA30 et LA5 en conditions saturée et sèche sont comparés pour mettre en évidence l'effet de la saturation sur la résistance au cisaillement.

**Tableau 3.1 : Caractéristiques des éprouvettes LA**

Séries	Éprouvettes	% fines	Boîte	$\rho_d$ (Mg/m <sup>3</sup> )	Dr* (%)	w <sub>i</sub> (%)	$\sigma_n$ (kPa)
1	LA30	2,5	B300	1,73	28	2	50, 100, 200
	LA5	4,0	B60	1,73	48	4	50, 100, 200
2	LA80	1,9	B1000	1,85	-	0,4	50, 100, 200, 400
	LA30	2,5	B300	1,80	65	0,4	50, 100, 200, 400
	LA5	4,0	B60	1,80	73	0,4	50, 100, 200, 400

\*Dr =  $(e_{max} - e)/(e_{max} - e_{min})$  : densité relative

### 3.2. Estimation par la méthode de granulométrie parallèle à l'état saturé

Les courbes de cisaillement des éprouvettes à granulométrie parallèle LA30 (2,5 % de fines) et LA5 (4 % de fines) testées à une densité sèche de 1,73 Mg/m<sup>3</sup> sont présentées sur la Figure 3.1. Pour une contrainte normale de 50 kPa, les courbes de cisaillement des deux éprouvettes coïncident. Cependant, pour des contraintes normales de 100 et 200 kPa, les deux courbes coïncident pour des déplacements relatifs inférieurs à 2 %. Au-delà de 2 % de déplacement relatif, la résistance au cisaillement de LA5 augmente plus graduellement et s'écarte de celle

de LA30. Cet écart est plus important pour 200 kPa de contrainte normale (10 kPa pour une contrainte normale de 100 kPa contre 30 kPa pour une contrainte normale de 200 kPa). Néanmoins, les deux éprouvettes ont la même résistance au cisaillement pour un déplacement relatif de 10 %. En somme, les résistances au cisaillement maximales de LA30 et LA5 sont similaires sous les contraintes normales appliquées.

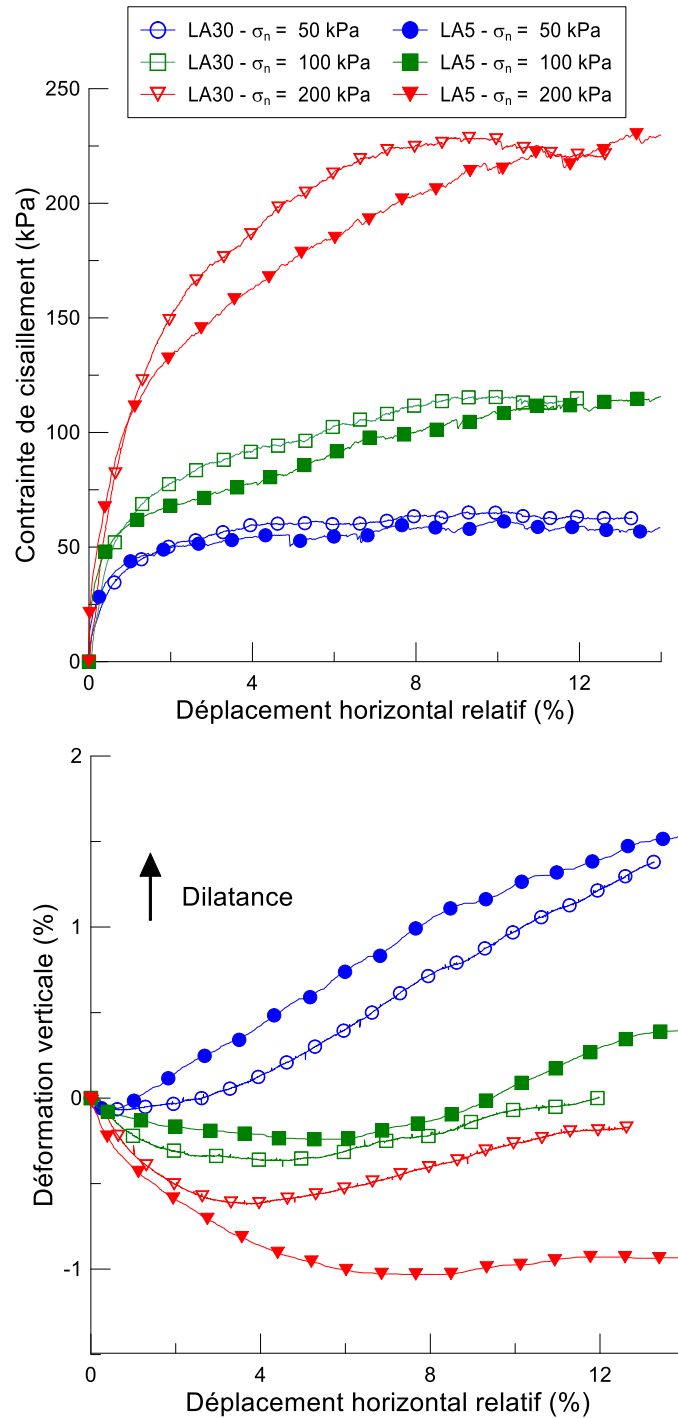


Figure 3.1 : Courbes de cisaillement des éprouvettes saturées LA30 et LA5 avec  $\rho_d = 1,73 \text{ Mg/m}^3$

Les courbes de variation de volume des deux éprouvettes ont la même tendance pour les contraintes normales de 50 et 100 kPa. Elles débutent par une phase de contractance plus ou moins étendue en fonction de la contrainte normale et est suivie par une phase de dilatance. Cependant, l'éprouvette LA5 admet des valeurs de dilatance plus élevées de 0,2 % que celles de LA30 sous 50 kPa tandis que les courbes sous 100 kPa sont proches. En revanche, pour 200 kPa de contrainte normale, LA30 présente une phase de contractance jusqu'à 4 % de déplacement relatif, suivie d'une phase de dilatance tandis que le comportement de LA5 est essentiellement contractant durant tout l'essai.

Pour poursuivre la comparaison, les critères de rupture des deux matériaux sont étudiés. Le critère de rupture communément utilisé pour analyser la rupture des sols est celui de Mohr-Coulomb avec une cohésion et un angle de frottement constants. Cependant, ce critère peut conduire à des valeurs de cohésion élevées pour les sols grossiers à matrice. Par exemple, le critère de De Mello (1977), parabolique, rend mieux compte du comportement réel du sol (voir la section 1.4.3 pour plus de détails sur ce critère de rupture). Lorsque le critère de De Mello est utilisé, l'angle de frottement peut être calculé à chaque contrainte normale selon l'expression :

$$\tan(\varphi) = \tau/\sigma_n \quad (3.1)$$

Dans la suite, les critères de rupture des matériaux sont présentés suivant les deux modèles.

Les critères de rupture de LA30 et LA5 suivant le modèle de Mohr-Coulomb sont présentés sur la Figure 3.2. Au regard de la forme des courbes de cisaillement, les valeurs de contrainte de cisaillement retenues sont celles obtenues à un déplacement horizontal relatif de 10 %. La meilleure corrélation sur les données aboutissait à des valeurs de cohésion d'environ 7 kPa pour les deux matériaux. Cependant, leur cohésion a été supposée nulle en raison de la nature granulaire des échantillons. Les angles de frottement des éprouvettes LA30 et LA5 ainsi calculés sont similaires.

Les critères de rupture de LA30 et LA5 suivant le modèle de De Mello sont présentés sur la Figure 3.2. Les valeurs des paramètres A et b pour les deux éprouvettes sont similaires, traduisant les mêmes résistances au cisaillement des deux éprouvettes. Les angles de frottement des deux éprouvettes, calculés en fonction de la contrainte normale, sont présentés dans le Tableau 3.2. L'angle de frottement obtenu à 50 kPa de contrainte normale est supérieur de 2 à 4° à celui obtenu aux contraintes normales de 100 et 200 kPa pour les deux éprouvettes. Au regard des valeurs d'angle de frottement obtenues à chaque contrainte normale, l'hypothèse d'un angle de frottement indépendant de la contrainte normale est

plausible. Ainsi, les angles de frottement obtenus par le modèle de Mohr-Coulomb peuvent être retenus pour les deux éprouvettes LA30 et LA5 pour des contraintes normales comprises entre 50 et 200 kPa.

En somme, il apparaît que les deux éprouvettes de granulométrie parallèle et ayant un pourcentage de fines inférieur à 4 % ont la même résistance au cisaillement sous les contraintes normales appliquées.

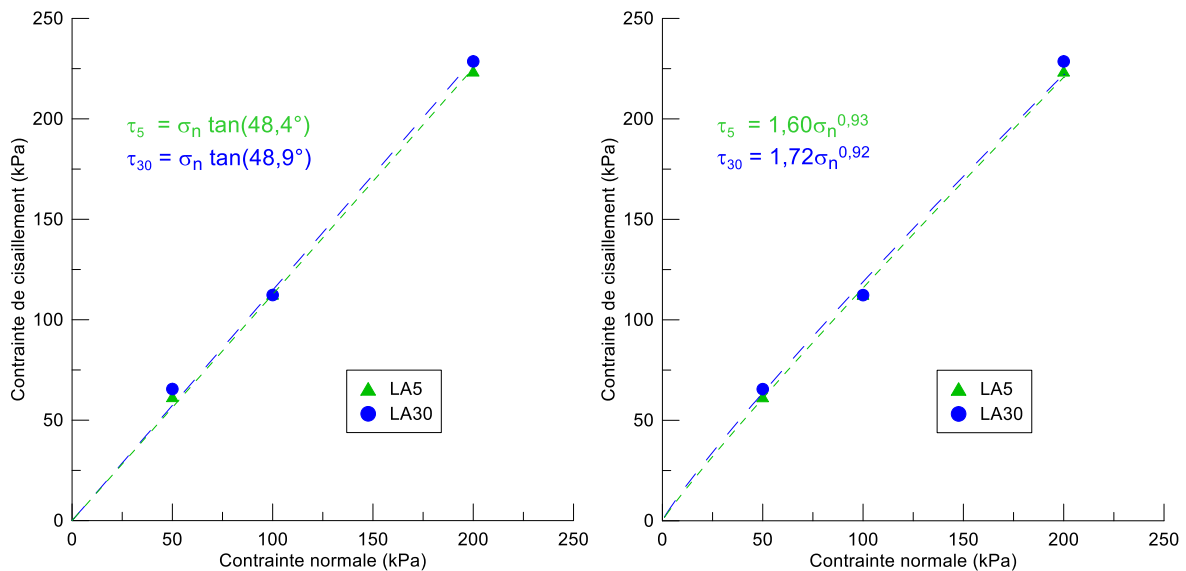


Figure 3.2 : Critères de rupture selon Mohr-Coulomb et De Mello de LA30 et LA5 à l'état saturé

Tableau 3.2 : Angles de frottement de LA30 et LA5 à l'état saturé en fonction de la contrainte normale

	LA5			LA30		
$\sigma_n$ (kPa)	50	100	200	50	100	200
$\phi$ (°)	51,0	48,4	48,2	52,6	48,3	48,8

Le taux de dilatance des éprouvettes lors du cisaillement a été calculé par l'expression :

$$\tan(\psi_i) = \frac{v_{i+50} - v_i}{u_{i+50} - u_i} \quad (3.2)$$

Avec  $v_i$  : déplacement vertical enregistré à l'instant  $t_i$  et  $u_i$  : déplacement horizontal enregistré à l'instant  $t_i$ . L'incrément de 50 a été choisi pour une meilleure visualisation de l'évolution du taux de dilatance avec le déplacement horizontal.

Puis, l'angle de dilatance est calculé à partir du taux de dilatance maximal obtenu sous la contrainte normale appliquée.



Les taux de dilatance des éprouvettes LA30 et LA5 en fonction du déplacement relatif aux contraintes normales de 50, 100 et 200 kPa sont représentés sur la Figure 3.3. Il apparaît que le taux de dilatance diminue avec la contrainte normale pour les deux éprouvettes. Cependant, les taux de dilatance de LA30 à 100 et 200 kPa de contrainte normale sont similaires alors que les courbes de variation de volume sont différentes sous ces deux contraintes. En général, le taux de dilatance augmente avec le déplacement relatif et atteint une valeur maximale autour de 8 % de déplacement relatif. Pour LA5, pour une contrainte normale de 50 kPa, le taux de dilatance est maximal pour un déplacement relatif de 2 %.

Les angles de dilatance de LA30 et LA5 obtenus aux contraintes normales de 50, 100 et 200 kPa sont présentés sur la Figure 3.4. Pour les deux éprouvettes, l'angle de dilatance diminue avec la contrainte normale. Les deux éprouvettes ont le même angle de dilatance à une contrainte normale de 50 kPa. Lorsque la contrainte normale augmente, l'angle de dilatance de LA30 est de plus en plus supérieur à celui de LA5, la différence étant respectivement de 0,7° et 1,7° lorsque la contrainte passe de 100 à 200 kPa. Par ailleurs, la diminution de l'angle de dilatance avec la contrainte normale peut être approchée par une fonction logarithmique du type :

$$\psi = \psi_r - \Delta\psi \log\left(\frac{\sigma_n}{p_a}\right) \quad (3.3)$$

Avec  $\psi_r$  : angle de dilatance pour  $\sigma_n = p_a$  ;  $p_a = 100$  kPa : pression atmosphérique ;  $\Delta\psi$  : taux de réduction de la dilatance avec  $\sigma_n$ .

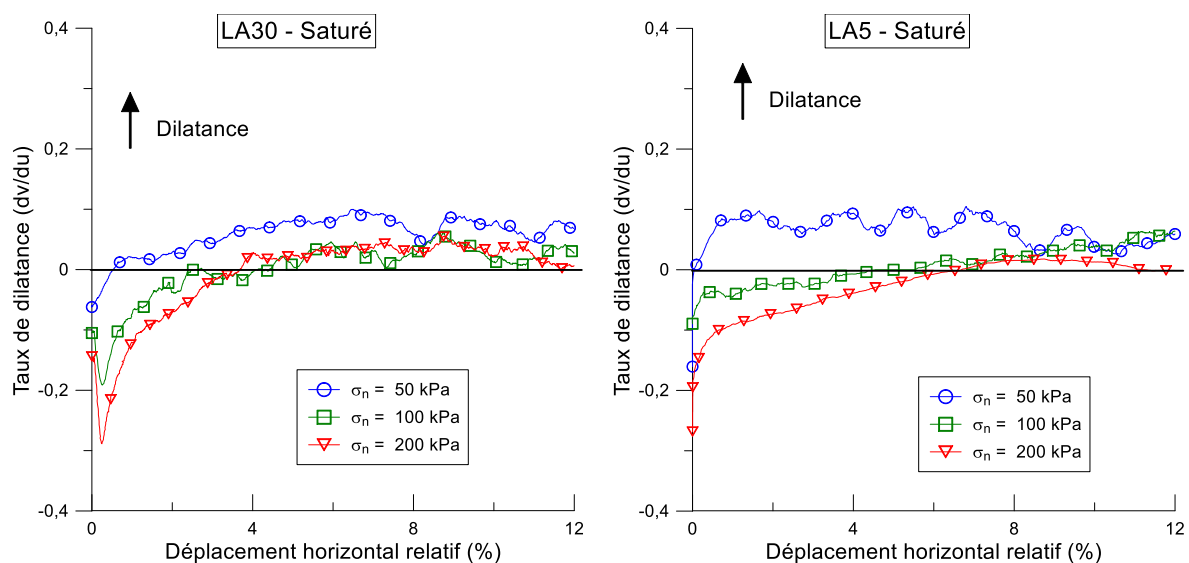


Figure 3.3 : Taux de dilatance de LA30 et LA5 lors du cisaillement à l'état saturé

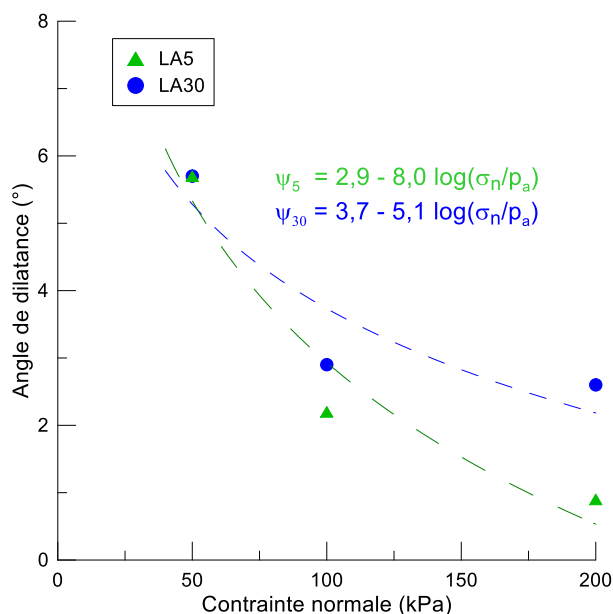


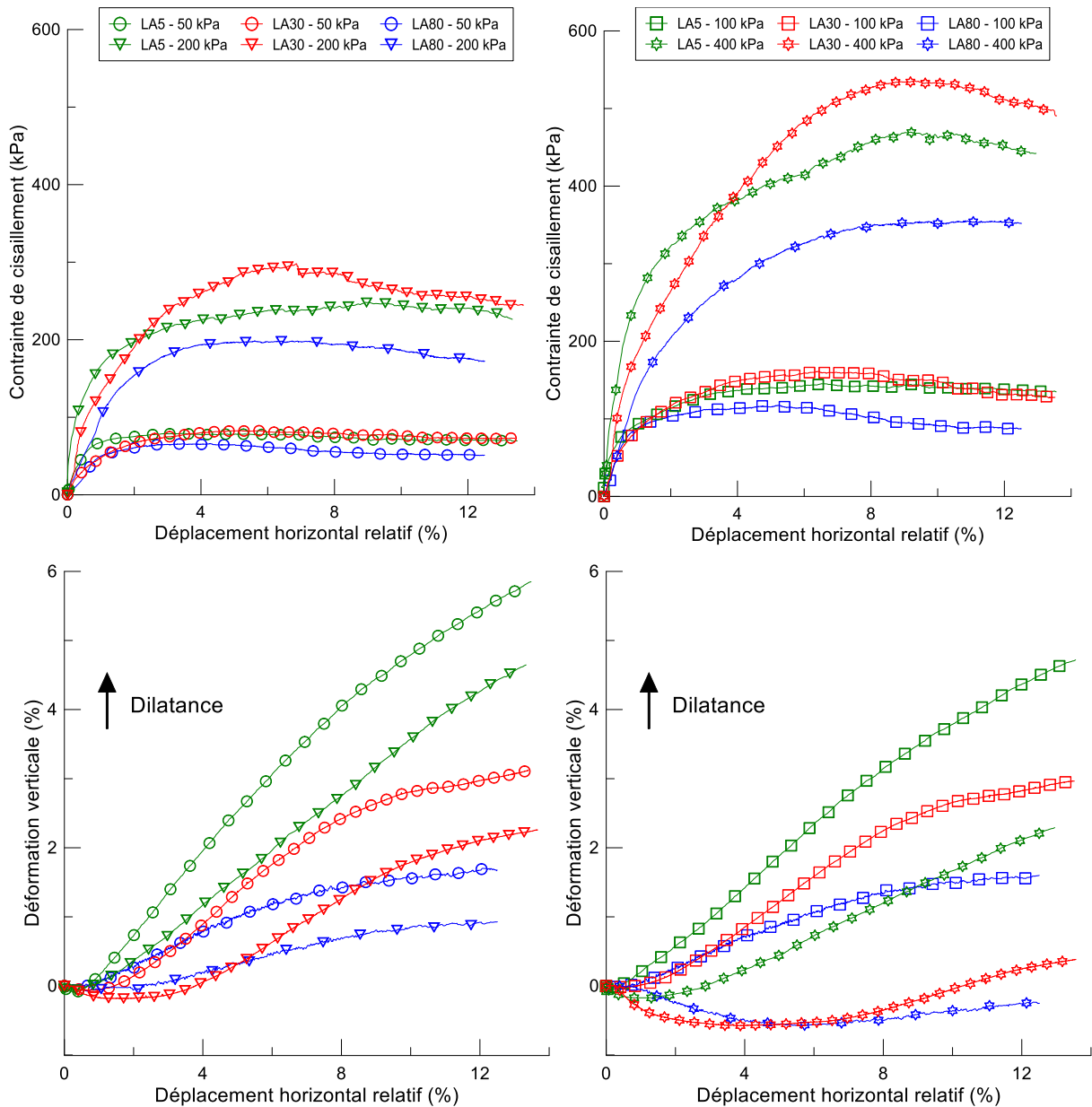
Figure 3.4 : Angles de dilatance de LA30 et LA5 en fonction de la contrainte normale à l'état saturé

### 3.3. Estimation par la méthode de granulométrie parallèle à l'état sec

Les courbes de cisaillement des éprouvettes LA80, LA30 et LA5 de granulométrie parallèle testées à la même densité sèche de  $1,80 \text{ Mg/m}^3$  sont présentées sur la Figure 3.5. Pour toutes les contraintes normales appliquées, les formes des courbes de cisaillement des trois éprouvettes sont similaires : une forte augmentation de la contrainte de cisaillement avec le déplacement relatif, puis elle atteint une valeur relativement constante. Certaines courbes de cisaillement indiquent une baisse de contrainte de 10 à 30 kPa en fin d'essai. Aussi, la contrainte de cisaillement des éprouvettes a atteint une valeur relativement constante à des déplacements relatifs de plus en plus grands lorsque la contrainte normale augmente. Pour 50 kPa de contrainte normale, la contrainte de cisaillement a atteint une valeur constante à 2 % de déplacement relatif, alors qu'elle est devenue constante après 8 % de déplacement relatif pour 400 kPa de contrainte normale. Concernant les valeurs maximales de résistance au cisaillement, une différence est observée quand la contrainte normale augmente. Les trois éprouvettes ont des résistances maximales similaires à 50 kPa de contrainte normale. Mais pour des contraintes normales allant de 100 à 400 kPa, la résistance au cisaillement de LA80 est de 25 à 40 % plus faible que celles de LA30 et LA5, l'écart étant plus important quand la contrainte normale augmente. Les résistances au cisaillement maximales des éprouvettes LA30 et LA5 sont similaires pour 50 et 100 kPa de contrainte normale, tandis que celle de LA30 est supérieure de 10 % à celle de LA5 pour 200 et 400 kPa.

Les courbes de variation de volume des éprouvettes LA80, LA30 et LA5 sont constituées d'une phase de contractance plus ou moins étendue suivie d'une phase de dilatance. La phase de

contractance est moins étendue sous des contraintes normales inférieures à 200 kPa pour toutes les éprouvettes. Pour LA5, la contractance s'est terminée après 1 % de déplacement à des contraintes inférieures à 200 kPa, tandis qu'elle s'est terminée après 2 % de déplacement relatif aux mêmes contraintes pour LA30 et LA80. En revanche, pour 400 kPa de contrainte normale, la contractance prend fin après 2 % de déplacement relatif pour LA5 et après 6 % de déplacement relatif pour LA30 et LA80. Aussi, les valeurs maximales de contractance des trois éprouvettes sont similaires pour des contraintes normales inférieures à 200 kPa. En revanche, pour 400 kPa de contrainte normale, LA5 admet une valeur maximale de contractance de 0,4 % inférieure à celles de LA30 et LA80. Concernant la dilatance des éprouvettes, sa valeur diminue avec la contrainte normale pour les trois éprouvettes. La baisse est plus faible entre 50 et 200 kPa de contrainte normale et plus élevée entre 200 et 400 kPa de contrainte pour les trois éprouvettes. Par exemple, pour LA5, la dilatance maximale diminue de 1,3 % entre 50 et 200 kPa de contrainte tandis qu'elle diminue de 2,3 % en passant de 200 à 400 kPa de contrainte normale. La dilatance diminue aussi avec la taille des grains. Par exemple, pour 50 kPa de contrainte normale, la valeur maximale de dilatance diminue de 3 % en passant de LA5 à LA30 et diminue de 1,3 % en passant de LA30 à LA80. En somme, la dilatance des éprouvettes diminue avec la taille des grains et la contrainte normale.



**Figure 3.5 : Courbes de cisaillement des éprouvettes LA80, LA30 et LA5 à l'état sec avec  $\rho_d = 1,80 \text{ Mg/m}^3$**

Les critères de rupture de LA80, LA30 et LA5 suivant le modèle de Mohr-Coulomb sont présentés sur la Figure 3.6. Les trois éprouvettes, bien que granulaires, admettent des valeurs de cohésion similaires de l'ordre de 30 kPa. Les angles de frottement de LA5 et LA30 sont similaires, tandis que celui de LA80 est de l'ordre de  $10^\circ$  plus faible. Les critères de rupture de LA80, LA30 et LA5 suivant le modèle de De Mello sont présentés sur la Figure 3.6. Les valeurs du paramètre A des trois éprouvettes sont similaires, tandis que la valeur du paramètre b de LA80 est nettement plus faible en comparaison de celle des éprouvettes LA30 et LA5.

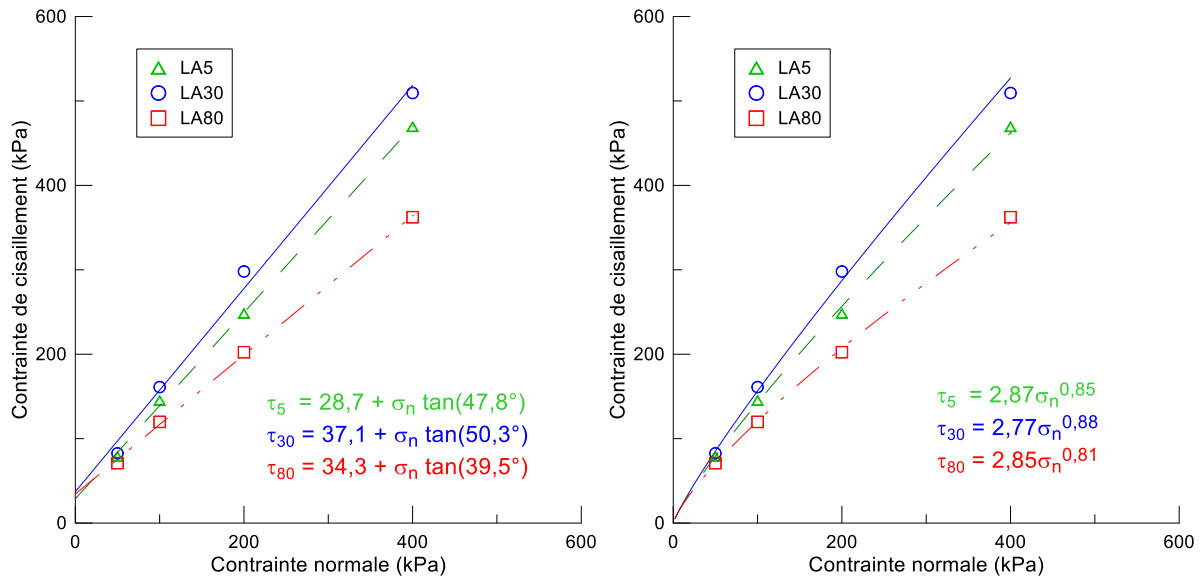


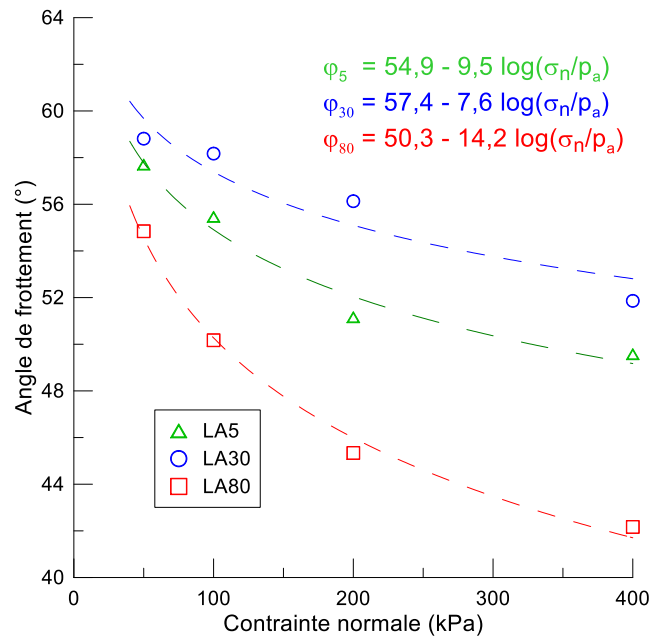
Figure 3.6 : Critères de rupture de LA80, LA30 et LA5 à l'état sec avec  $\rho_d = 1,80 \text{ Mg/m}^3$  selon le modèle de Mohr-Coulomb et celui de De Mello

Les angles de frottement des trois éprouvettes, calculés à chaque contrainte normale, sont présentés sur la Figure 3.7. L'évolution de l'angle de frottement avec la contrainte normale peut être approchée par une fonction logarithmique (Ooi et Selvarajah 2010, Xu et al. 2012) :

$$\varphi = \varphi_r - \Delta\varphi * \log\left(\frac{\sigma_n}{p_a}\right) \quad (3.4)$$

Avec  $\varphi_r$  = angle de frottement pour  $\sigma_n = p_a$  ;  $\sigma_n$  : contrainte normale ;  $p_a$  : pression atmosphérique prise égale à 100 kPa ;  $\Delta\varphi$  : taux de réduction de  $\varphi$  avec  $\sigma_n$ .

L'angle de frottement de LA5 est inférieur en moyenne de  $2^\circ$  à celui de LA30. En revanche, l'écart entre l'angle de frottement de LA80 et celui de LA30 et LA5 se creuse avec la contrainte normale, la différence étant d'environ  $10^\circ$  à 400 kPa. En effet, le taux de réduction de l'angle de frottement de LA80 avec la contrainte normale est de 33 à 47 % plus grand que ceux de LA30 et LA5.



**Figure 3.7 : Angles de frottement de LA80, LA30 et LA5 en fonction de la contrainte normale**

Les taux de dilatance des éprouvettes LA80, LA30 et LA5 en fonction du déplacement horizontal relatif sont présentés sur la Figure 3.8. Pour chaque éprouvette, le taux de dilatance diminue en fonction de la contrainte normale. Aussi, le taux de dilatance maximal diminue avec la taille des grains. Les angles de dilatance calculés mettent en évidence cette tendance (Figure 3.8). Si les angles de dilatance à la contrainte de référence (100 kPa) baissent avec la taille des grains, les taux de réduction de la dilatance en fonction de la contrainte normale ont des valeurs similaires.

En définitive, la résistance au cisaillement de LA80 est inférieure à celles de LA30 et LA5 qui ont des résistances au cisaillement similaires. De plus l'angle de dilatance des éprouvettes de granulométrie parallèle diminue avec la taille des grains.

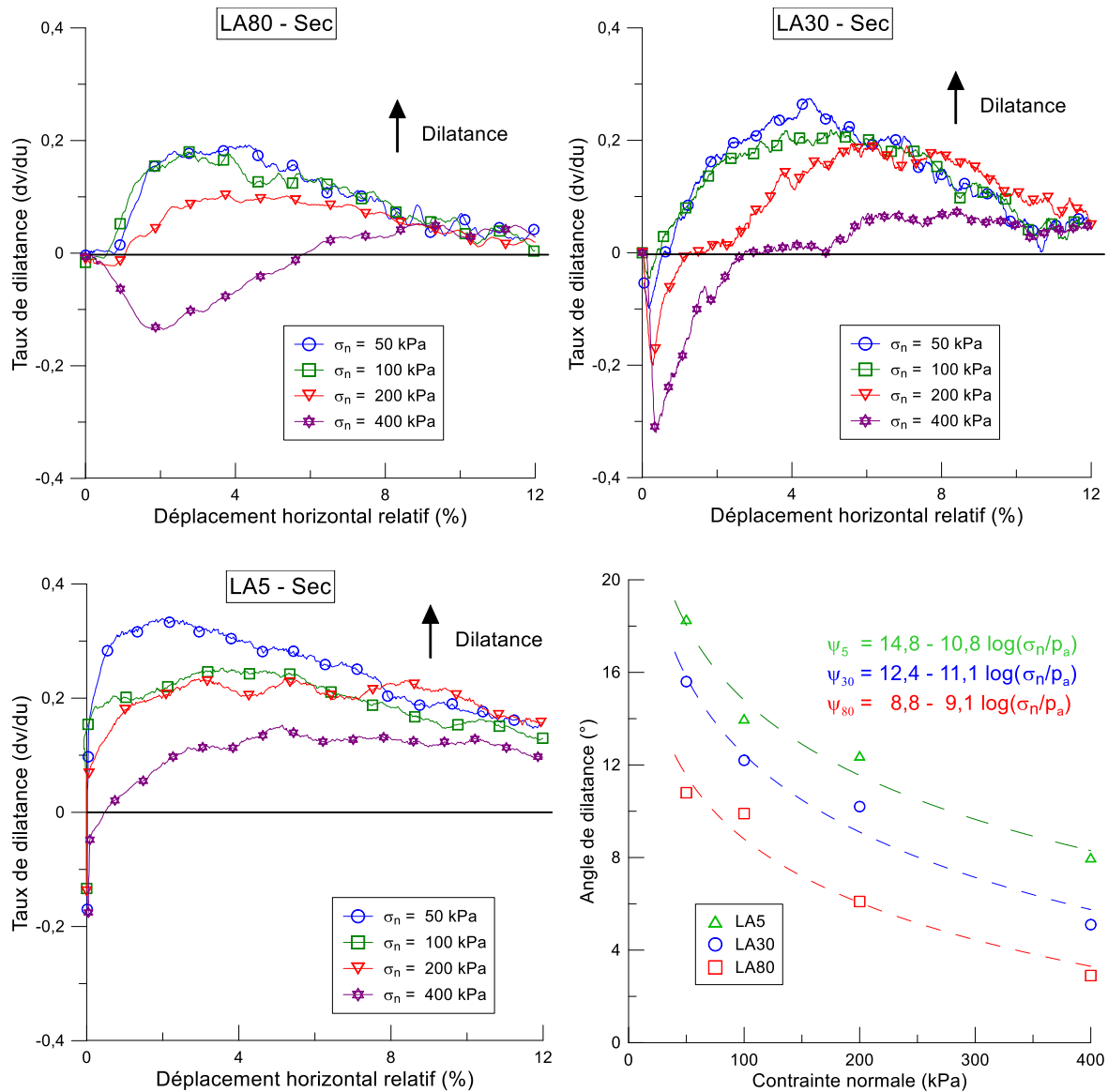


Figure 3.8 : Taux de dilatance de LA80, LA30 et LA5 à l'état sec et variation de leurs angles de dilatance en fonction de la contrainte normale

### 3.4. Effet de la saturation sur la résistance au cisaillement des granulats

Dans cette partie, les résultats obtenus sur les éprouvettes LA30 et LA5 à l'état saturé et sec sont comparés afin de mettre en évidence l'effet de la saturation sur la résistance au cisaillement du sol. Les deux éprouvettes ont été testées à une densité de  $1,73 \text{ Mg/m}^3$  à l'état saturé et à une densité de  $1,80 \text{ Mg/m}^3$  à l'état sec.

Les courbes de cisaillement sont présentées sur les Figure 3.9Figure 3.10. Dans les deux cas, la résistance au cisaillement maximale à l'état sec est supérieure de 10 à 30 % à celle obtenue à l'état saturé sous toutes les contraintes normales appliquées. En revanche, l'écart entre les

valeurs de résistance au cisaillement se réduit considérablement en fin d'essai, pour des déplacements relatifs supérieurs à 12 %. Aussi, les valeurs de dilatance sont plus élevées à l'état sec qu'à l'état saturé. Les différences sont de l'ordre de 4 % pour LA5 et 2 à 3 % pour LA30.

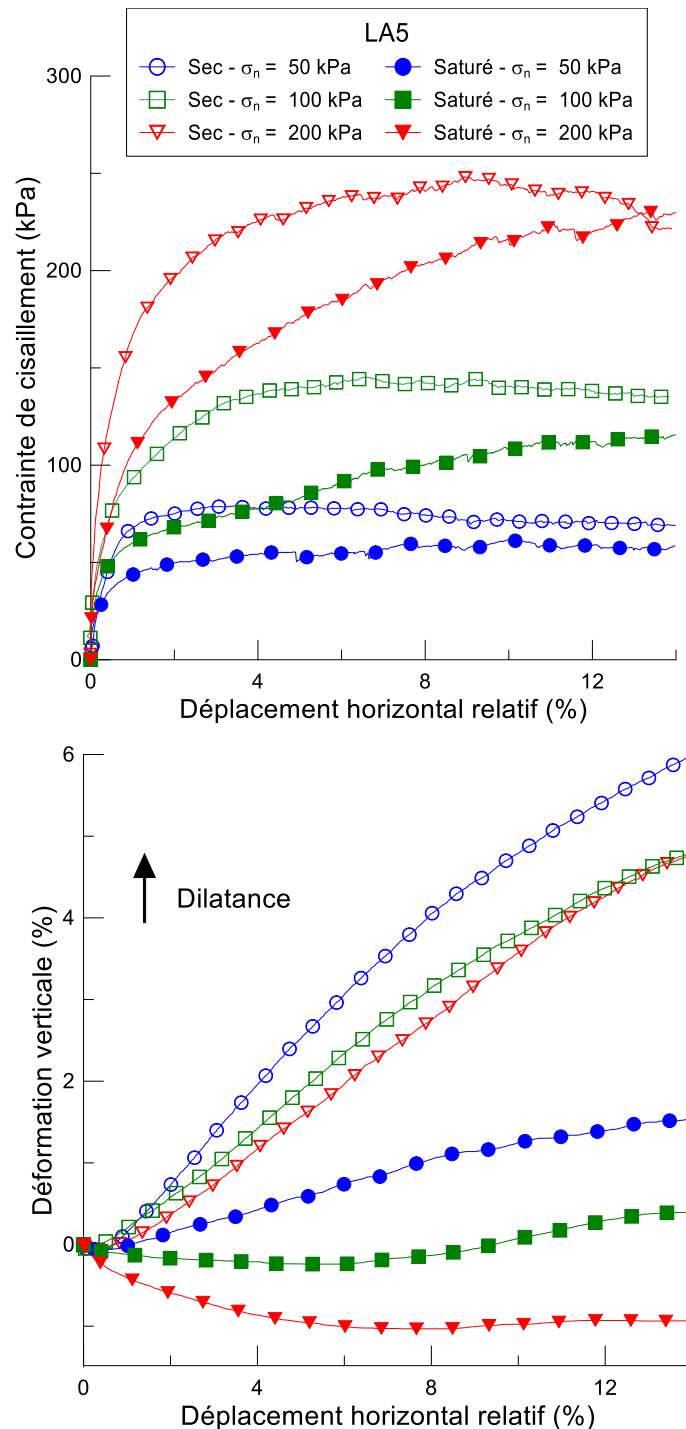


Figure 3.9 : Comparaison courbes de cisaillement état saturé ( $\rho_d = 1,73 \text{ Mg/m}^3$ ) - état sec ( $\rho_d = 1,80 \text{ Mg/m}^3$ ) de LA5



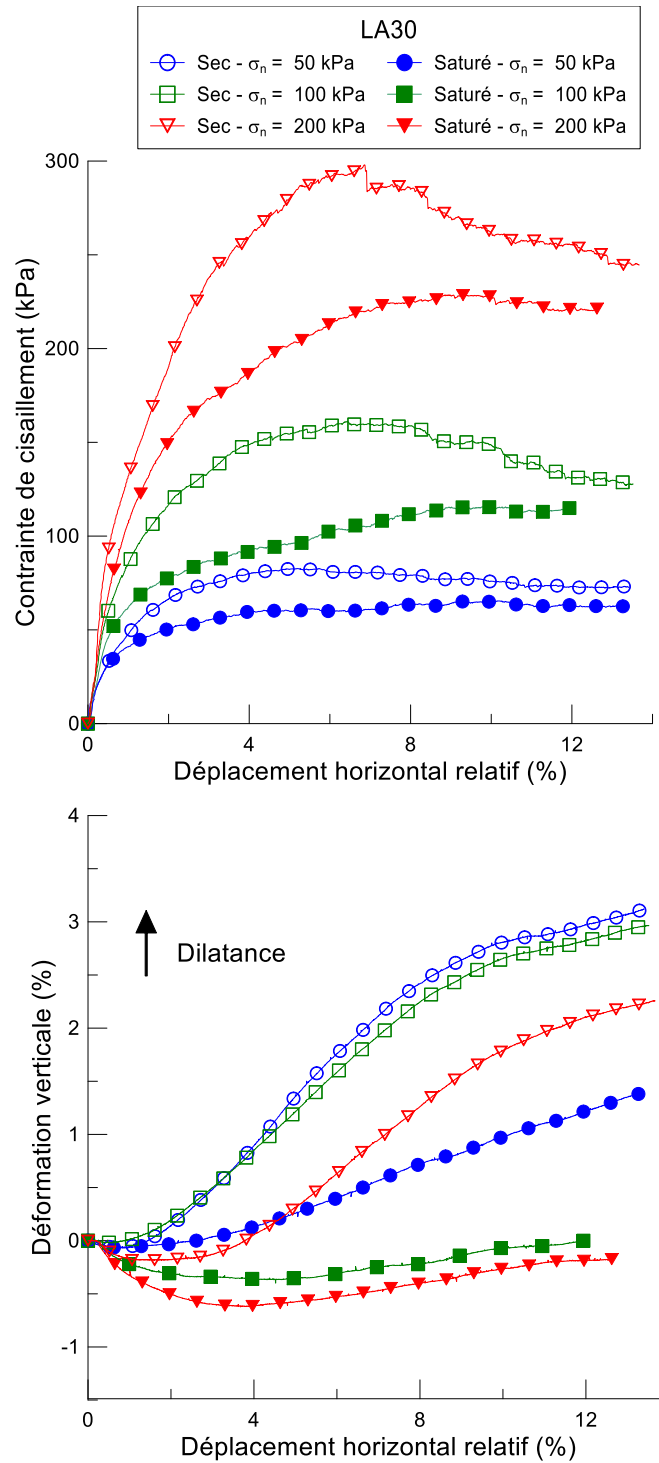
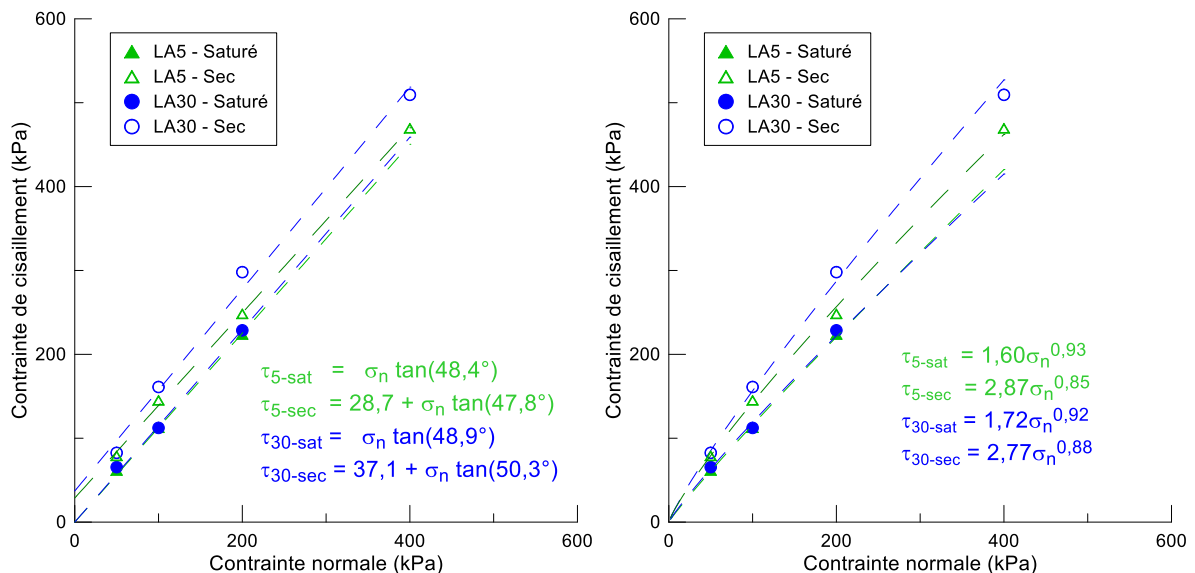


Figure 3.10 : Comparaison courbes de cisaillement état saturé ( $\rho_d = 1,73 \text{ Mg/m}^3$ ) - état sec ( $\rho_d = 1,80 \text{ Mg/m}^3$ ) de LA30

Les critères de rupture des éprouvettes à l'état sec et saturé selon le modèle de Mohr-Coulomb sont présentés sur la Figure 3.11. Il apparaît que la saturation n'a pas d'effet sur l'angle de frottement des matériaux. En revanche, elle entraîne une forte diminution de la cohésion. En effet, les cohésions sont supérieures de l'ordre de 30 kPa à l'état sec par rapport à l'état saturé. Ainsi, l'augmentation constatée de la résistance au cisaillement à l'état sec se traduit dans le modèle de Mohr-Coulomb par une augmentation de la cohésion.



**Figure 3.11 : Critères de rupture de LA30 et LA5 selon le modèle de Mohr-Coulomb (à gauche) et celui de De Mello (à droite)**

Les critères de rupture de LA30 et LA5 à l'état sec et saturé selon le modèle de De Mello (Figure 3.11) indiquent que la saturation entraîne une diminution de la valeur du paramètre A et une augmentation de la valeur du paramètre b. Le critère de rupture se rapproche d'une droite lorsque l'éprouvette est saturée.

La représentation de l'angle de frottement en fonction de la contrainte normale montre des angles de frottement à l'état sec nettement supérieurs à ceux obtenus à l'état saturé (Figure 3.12). Pour l'éprouvette LA5, le taux de réduction de l'angle de frottement à l'état sec représente plus du double de celui obtenu à l'état saturé. En revanche, les taux de réduction de l'angle de frottement de LA30 aux états sec et saturé sont similaires.

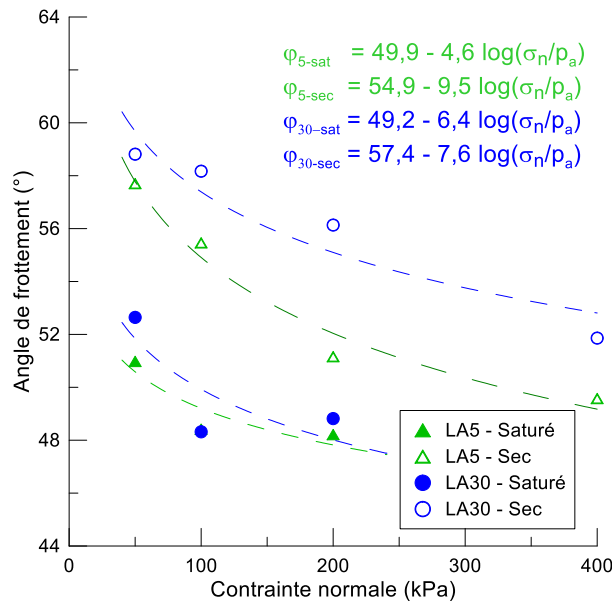


Figure 3.12 : Effet de la saturation sur l'angle de frottement de LA30 et LA5

Le taux de dilatance des éprouvettes LA30 et LA5 à l'état sec admettent une valeur maximale suivie d'une diminution contrairement au taux de dilatance obtenu à l'état saturé qui reste relativement constant après avoir atteint sa valeur maximale (Figure 3.13). Cette différence de comportement s'explique par la différence de densité sèche entre les deux états ( $1,73 \text{ Mg/m}^3$  à l'état saturé contre  $1,8 \text{ Mg/m}^3$  à l'état sec). De plus, les taux de dilatance à l'état sec sont de deux à trois fois supérieurs à ceux obtenus à l'état saturé pour les deux éprouvettes. Par ailleurs, les angles de dilatance des deux éprouvettes sont de trois à quatre fois supérieurs à l'état sec qu'à l'état saturé (Figure 3.14). Les taux de décroissance des angles de dilatance sont plus grands à l'état sec qu'à l'état saturé. Ainsi, la saturation conduit à une diminution de l'angle de dilatance.

En définitive, la saturation entraîne une diminution de la résistance au cisaillement et de l'angle de dilatance des sols grossiers contenant peu de fines. Ces résultats sont en accord avec ceux de Chavez et Alonso (2003), Alonso et al. (2016). Ce constat pourrait s'expliquer par une diminution du frottement entre les grains et un taux de rupture des grains plus important lorsque l'éprouvette est saturée. En effet, l'eau lubrifie la surface des grains et réduit la résistance mécanique des particules (Oldecop et Alonso 2001, Alonso et al. 2016). Cependant, la méthode de granulométrie parallèle permet d'estimer la résistance au cisaillement ces sols aussi bien à l'état saturé qu'à l'état sec.

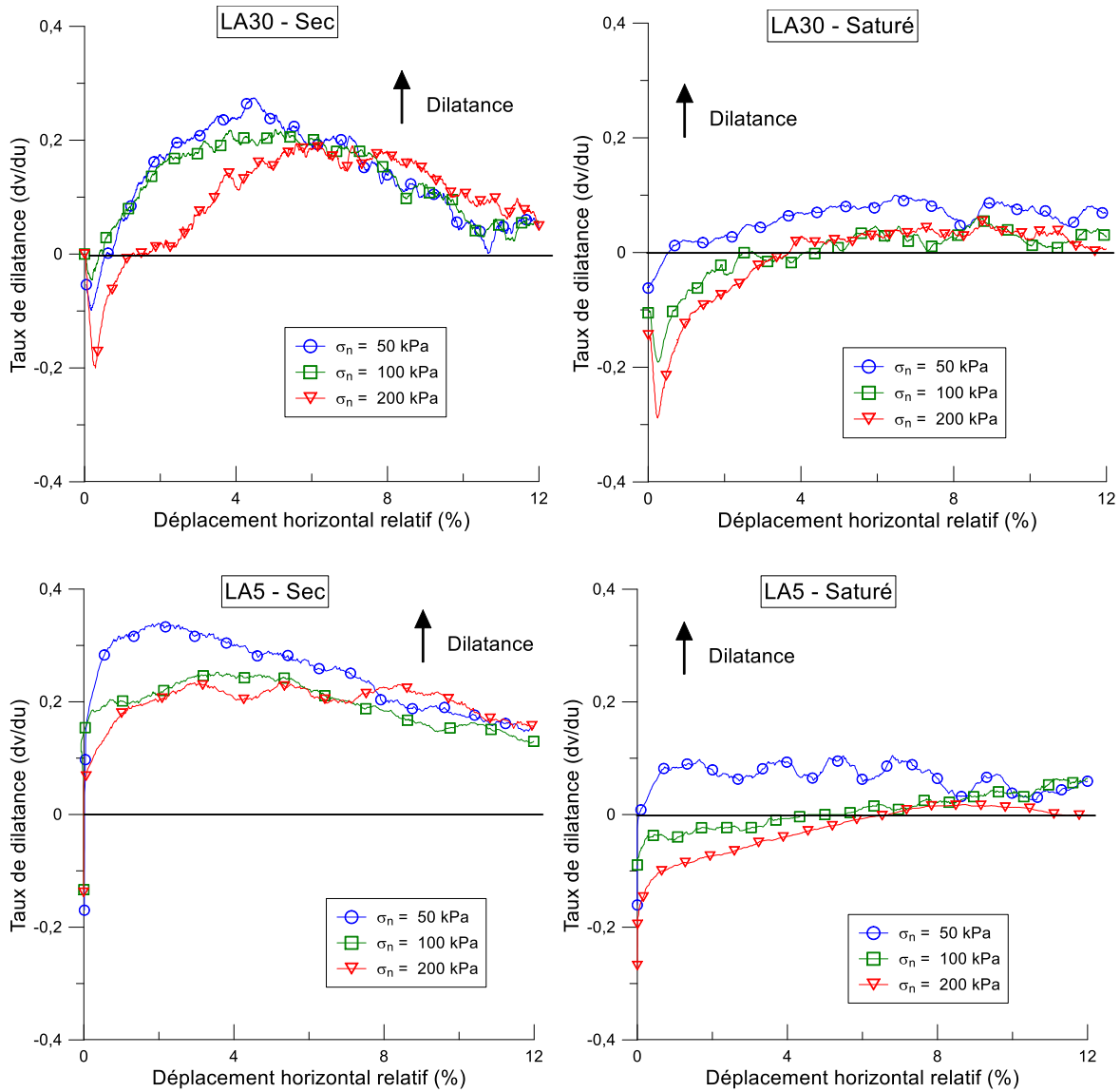


Figure 3.13 : Effet de la saturation sur le taux de dilataance de LA30 et LA5

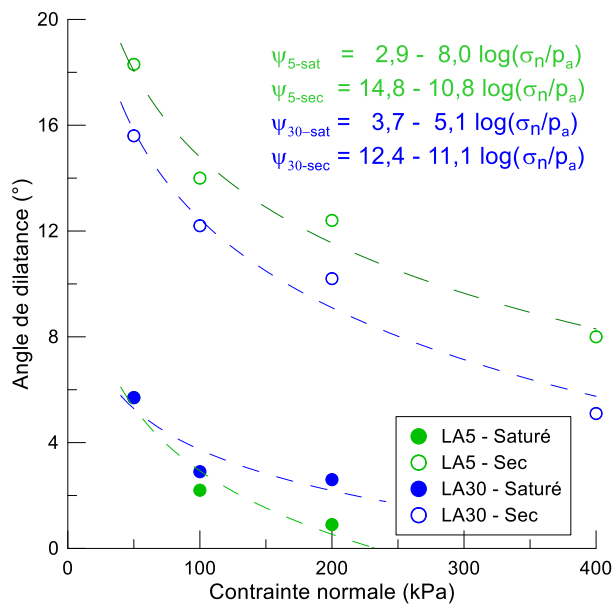


Figure 3.14 : Effet de la saturation sur l'angle de dilataance de LA30 et LA5

### **3.5. Discussion : estimation de la résistance au cisaillement des sols grossiers ayant peu de fines par la méthode de granulométrie parallèle**

La méthode de granulométrie parallèle entraîne une augmentation du pourcentage de fines dans le sol reconstitué. Dans le cas du granulat, le pourcentage de fines est passé de 1,9 % dans LA80 à 4 % dans LA5 (voir Figure 2.11). Ce matériau a été choisi comme référence de comportement en absence de fines. Le pourcentage total de fines dans les éprouvettes étant très faible, leur impact sur la résistance au cisaillement est moindre. Les résultats obtenus sur les éprouvettes LA30 et LA5 à l'état saturé indiquent que les deux éprouvettes ont des angles de frottement similaires. En effet, l'application de la méthode de granulométrie parallèle requiert que la forme et la résistance mécanique des grains varient peu avec la taille des grains (Anagnosti 1982). Lorsque ces conditions sont remplies, les contacts entre particules dans les matériaux à granulométrie parallèle peuvent être considérés similaires (Frossard et al. 2012). Puisque l'angle de frottement du sol dépend de ces contacts inter-particules, les matériaux à granulométrie parallèle devraient avoir des angles de frottement similaires. Ce constat, valable quel que soit l'état de saturation des éprouvettes, explique la similarité des angles de frottement de LA30 et LA5 à l'état sec. Cependant, l'angle de frottement de LA80 est nettement inférieur à ceux de LA30 et LA5. Pour expliquer ce comportement, les courbes avant et après essai ont été tracées (Figure 3.15) et le taux de rupture des particules selon la méthode de Marsal (1967) a été calculé (voir section 1.2.3) pour les éprouvettes LA80 et LA30 (Tableau 3.3). La rupture des grains s'élève à 24 % dans l'éprouvette LA80 contre seulement 4 % dans l'éprouvette LA30. Comme l'ont montré Marachi et al. (1972), Indraratna et al. (1998), Frossard et al. (2012), Ovalle et al. (2014), la rupture des particules entraîne une diminution de la résistance au cisaillement du sol. La faible résistance au cisaillement de LA80 est donc imputable au taux élevé de rupture des grains dans cette éprouvette. Il convient de souligner que à 50 kPa de contrainte normale, les trois éprouvettes (LA80, LA30 et LA5) ont des résistances au cisaillement similaires. En revanche, à partir de 100 kPa, la résistance au cisaillement de LA80 était de plus en plus faible par rapport à celles de LA30 et LA5 lorsque la contrainte normale augmentait. Cette observation permet de dire que pour des contraintes normales inférieures à 100 kPa, le taux de rupture des grains dans l'éprouvette LA80 était faible et influençait très peu la résistance au cisaillement. Cependant, l'influence de la rupture des particules ne peut plus être négligée à partir de 100 kPa de contrainte normale pour ce sol. Du fait de la rupture des particules, la résistance au cisaillement de LA80 est inférieure à celles des éprouvettes reconstituées LA30 et LA5. La méthode de granulométrie parallèle conduit donc à une bonne estimation de la résistance au cisaillement des sols grossiers ayant un faible pourcentage de fines (moins de 4 % dans le cas présent) et pour un faible taux de

rupture des particules (obtenu pour des contraintes normales inférieures à 100 kPa dans le cas du granulat). La méthode analytique proposée par Frossard et al. (2012) qui prend en compte le taux de rupture des grains pourrait être utilisée pour une meilleure estimation de la résistance au cisaillement à des contraintes supérieures à 100 kPa (voir section 1.3.2.3 : Méthode de granulométrie parallèle).

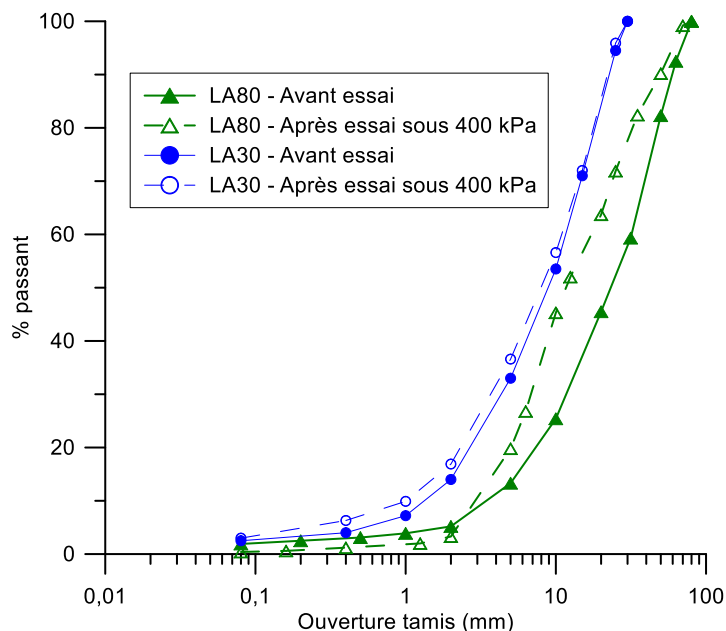


Figure 3.15 : Évolution des courbes granulométriques de LA80 et LA30 en cours d'essai pour 400 kPa de contrainte normale

Tableau 3.3 : Quantification de la rupture des grains de LA80 et LA30 pour  $\sigma_n = 400$  kPa

Éprouvettes	Taux de rupture des grains (%)	$d_{50}$ (mm)	
		Avant essai	Après essai
LA80	24	22	11
LA30	4	9	8

### 3.6. Conclusion

Dans ce chapitre, il s'agissait de déterminer une méthodologie d'estimation de la résistance au cisaillement des sols grossiers ayant peu de fines (moins de 5 %) à partir d'essais sur leur fraction compatible avec le dispositif disponible. Le sol support de l'étude était un granulat calcaire de granulométrie 0-80 mm (LA80). Les résultats de cette partie sur un sol grossier ayant peu de fines servent de référence à cette étude. Deux éprouvettes reconstituées de granulométrie 0-30 (LA30) et 0-5 mm (LA5) ont été produites par la méthode de granulométrie parallèle. Deux séries d'essais ont été réalisées : une première sur LA30 et LA5 en condition saturé et une seconde sur LA80, LA30 et LA5 à l'état sec. L'objectif de ces essais était

d'évaluer la granulométrie parallèle comme méthode d'estimation de la résistance au cisaillement des sols grossiers à faible pourcentage de fines et de mettre en évidence l'effet de la saturation sur celle-ci. Les principales conclusions sont les suivantes :

- Les résistances au cisaillement des éprouvettes à granulométrie parallèle ayant moins de 5 % de fines sont similaires aux faibles contraintes normales (moins de 100 kPa pour le granulat étudié) aux états saturé et sec. Cela est dû à la similarité de l'arrangement des grains des éprouvettes à cause du rapport constant entre les tailles des grains les constituant et leur faible pourcentage de fines qui a un effet limité sur la résistance au cisaillement. Cependant, lorsque la contrainte normale est élevée, la granulométrie parallèle conduit à une surestimation de la résistance mécanique du sol initial. En effet, à contrainte égale, le taux de rupture des grains augmente avec leur taille. L'éprouvette initiale admet donc un taux de rupture de grains supérieur à celui de l'éprouvette reconstituée, ce qui conduit à une résistance au cisaillement plus faible. La prise en compte de la différence du taux de rupture entre les sols initial et reconstitué permet d'aboutir à une meilleure estimation de la résistance au cisaillement du sol initial.
- Les éprouvettes testées à l'état saturé ont une résistance au cisaillement inférieure à celles testées à l'état sec. Cette différence de comportement est due à la diminution du frottement entre les grains et à un taux de rupture des particules plus élevé en présence d'eau.

Les résultats de ce chapitre, obtenus sur un matériau de référence, permettent de préciser les contours d'utilisation de la méthode de granulométrie parallèle pour estimer la résistance au cisaillement des sols grossiers en l'absence de fines. Dans le chapitre suivant, il sera question de déterminer une méthodologie d'estimation de la résistance au cisaillement des sols grossiers ayant un pourcentage de fines élevé.

## **Chapitre 4 : Estimation de la résistance au cisaillement des sols grossiers ayant un pourcentage de fines élevé**

L'objectif de ce chapitre est de déterminer une méthodologie d'estimation de la résistance au cisaillement des sols grossiers ayant un pourcentage de fines non négligeable. Dans cette étude, la méthode de granulométrie parallèle a été privilégiée pour déterminer la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice. Cependant, cette méthode induit une augmentation du pourcentage de fines dans le sol reconstitué. Ainsi, il convient de savoir quel pourcentage de fines maximal dans le sol reconstitué garantit une estimation satisfaisante de la résistance au cisaillement du sol initial. Par ailleurs, la méthode de granulométrie parallèle pourrait-elle être améliorée afin d'être plus adaptée aux sols contenant un pourcentage important de fines ? Quelle méthode alternative pourrait-elle être utilisée lorsque la méthode de granulométrie parallèle n'est pas valable ? Des réponses à ces questions sont données dans ce chapitre qui est subdivisé comme suit :

- La stratégie expérimentale : elle présente les différentes séries d'essais qui permettront de répondre aux questions posées ;
- Les résultats des essais de cisaillement sur les éprouvettes de granulométrie parallèle aux états saturé et non saturé : les courbes de cisaillement et de variation de volume, ainsi que les critères de rupture et les angles de dilatance des éprouvettes de granulométrie parallèle sont présentés. L'effet du dispositif de cisaillement ainsi que celui de la non-saturation sur les résultats sont abordés. Cette partie met en évidence les limites de la méthode de granulométrie parallèle dues à l'augmentation du pourcentage de fines dans le sol reconstitué.
- L'utilisation de la méthode de granulométrie parallèle modifiée : c'est une variante de la granulométrie parallèle qui limite l'augmentation du pourcentage de fines dans le sol reconstitué. Des essais ont été réalisés pour juger de la capacité de cette méthode à prédire la résistance au cisaillement du sol grossier initial.
- L'utilisation de la méthode d'écrêtement comme une alternative pour estimer la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice lorsque la méthode de granulométrie parallèle n'est pas valable.



## **4.1. Stratégie expérimentale**

La première série d'essais a pour objectif d'évaluer l'estimation de la résistance au cisaillement des sols grossiers ayant un pourcentage élevé de fines par la méthode de granulométrie parallèle à l'état saturé. La dépendance des résultats à l'appareillage utilisé (boîte de cisaillement direct ou cellule triaxiale) a aussi été étudiée. Pour ce faire, les échantillons NG30, NG15 et NG5 de granulométrie parallèle ont été reconstitués. La résistance au cisaillement des trois échantillons a été déterminée dans la boîte de cisaillement direct, et celle de NG15 et NG5 aussi dans une cellule triaxiale. Toutes les éprouvettes ont été préparées à la densité sèche de  $2 \text{ Mg/m}^3$  (densité maximale pouvant être atteinte pour NG30 avec le système de compactage utilisé) comme évoqué à la section 2.5.3.3. Les essais ont été réalisés en condition saturée, consolidé et drainé.

La deuxième série d'essais a pour but de déterminer l'effet de la non-saturation sur l'estimation de la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice par la méthode de granulométrie parallèle. Ainsi, les éprouvettes NG30 et NG5 ont été testées à une densité sèche de  $2 \text{ Mg/m}^3$  à leur teneur en eau optimale (8,1 % pour NG30 et 10,4 % pour NG5). Par la suite, les résultats obtenus sur les éprouvettes NG30 et NG5 en conditions saturée et non saturée sont comparés pour mettre en évidence l'effet de la saturation sur la résistance au cisaillement de ces matériaux.

La troisième série d'essais vise à évaluer la méthode de granulométrie parallèle modifiée comme moyen d'estimation de la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice ayant un pourcentage de fines élevé. Plus de détails sur cette méthode sont donnés à la section 4.3. Dans cette série, les éprouvettes NG30m et NG15m reconstituées par la méthode (Figure 4.16) ont été testées à une densité sèche de  $2 \text{ Mg/m}^3$ .

La quatrième série d'essais a pour objectif de présenter la méthode d'écrêtement comme alternative pour estimer la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice lorsque la méthode de granulométrie parallèle n'est pas valable. Pour ce faire, l'éprouvette NG30 a été testée à une densité sèche de  $2 \text{ Mg/m}^3$ . Le sol obtenu par écrêtement des grains 15-30 mm (NG15ecr) a été testé à une densité sèche de  $1,9 \text{ Mg/m}^3$ , cette densité étant calculée par l'expression proposée par Fragazsy et al. (1990). Pour plus de détails sur la méthode d'écrêtement, voir la section 1.3.2.1.

Les caractéristiques de chaque éprouvette sont résumées dans le Tableau 4.1.

Tableau 4.1 : Caractéristiques des éprouvettes NG

Séries	Éprouvettes	% fines	Dispositif	$\rho_d$ (Mg/m <sup>3</sup> )	$\rho_d / \rho_{d,max}$ (%)	$W_i$ (%)	$\sigma_c$ (kPa)
1a	NG30	15,0	B300	2,0	94	8,1	50, 100, 200
	NG15	19,8	B150	2,0	97	9,6	50, 100, 200
	NG5	22,5	B60	2,0	103	10,4	50, 100, 200
1b	NG15	19,8	T100	2,0	97	9,6	50, 100, 200
	NG5	22,5	T50	2,0	103	10,4	50, 100, 200
2	NG30	15,0	B300	2,0	94	8,1	50, 100, 200
	NG5	22,5	B60	2,0	103	10,4	50, 100, 200
3	NG30m	4,3	B300	2,0	-	8,1	50, 100, 200
	NG15m	4,3	B150	2,0	-	9,6	50, 100, 200
4	NG30	15,0	B300	2,0	94	8,1	50, 100, 200
	NG15ecr	21,0	B150	1,9	92	9,6	50, 100, 200

## 4.2. Estimation de la résistance au cisaillement par la méthode de granulométrie parallèle

### 4.2.1. À l'état saturé

#### 4.2.1.1. Essais de cisaillement direct

Dans cette partie, il s'agit de comparer les résistances mécaniques des éprouvettes de granulométrie parallèle NG30, NG15 et NG5 testées à une densité sèche de 2 Mg/m<sup>3</sup> à l'état saturé. L'analyse des courbes de cisaillement et des critères de rupture de NG30 et NG5 a été réalisée au chapitre précédent (Section 2.5.3.2 : Sols initial et reconstitué testés à la même densité sèche). Par conséquent, seule l'analyse comparative des résistances au cisaillement de NG30 et NG15 est réalisée, suivie d'une comparaison des paramètres de rupture des trois éprouvettes NG30, NG15 et NG5.

Les résultats des essais de cisaillement des matériaux de granulométrie parallèle NG15 et NG30 sont présentés sur la Figure 4.1. La forme des courbes de cisaillement des deux éprouvettes est similaire pour toutes les contraintes appliquées : une forte augmentation de la résistance au cisaillement jusqu'à 2 à 4 % de déplacement relatif, puis la résistance au cisaillement atteint progressivement une valeur constante après 4 à 6 % de déplacement relatif

suivant la contrainte normale appliquée. La résistance au cisaillement maximale de NG15 est supérieure d'environ 20 kPa à celle de NG30 sous toutes les contraintes normales appliquées. Les courbes de variation de volume des deux éprouvettes sont constituées d'une phase de contractance se terminant entre 1 et 3 % de déplacement relatif et d'une phase de dilatance s'étendant jusqu'à la fin de l'essai. Pour 50 kPa de contrainte normale, la dilatance de NG30 est supérieure d'environ 0,2 % à celle de NG15. En revanche, les courbes de variation de volume des deux éprouvettes sont proches aux contraintes normales de 100 et 200 kPa.

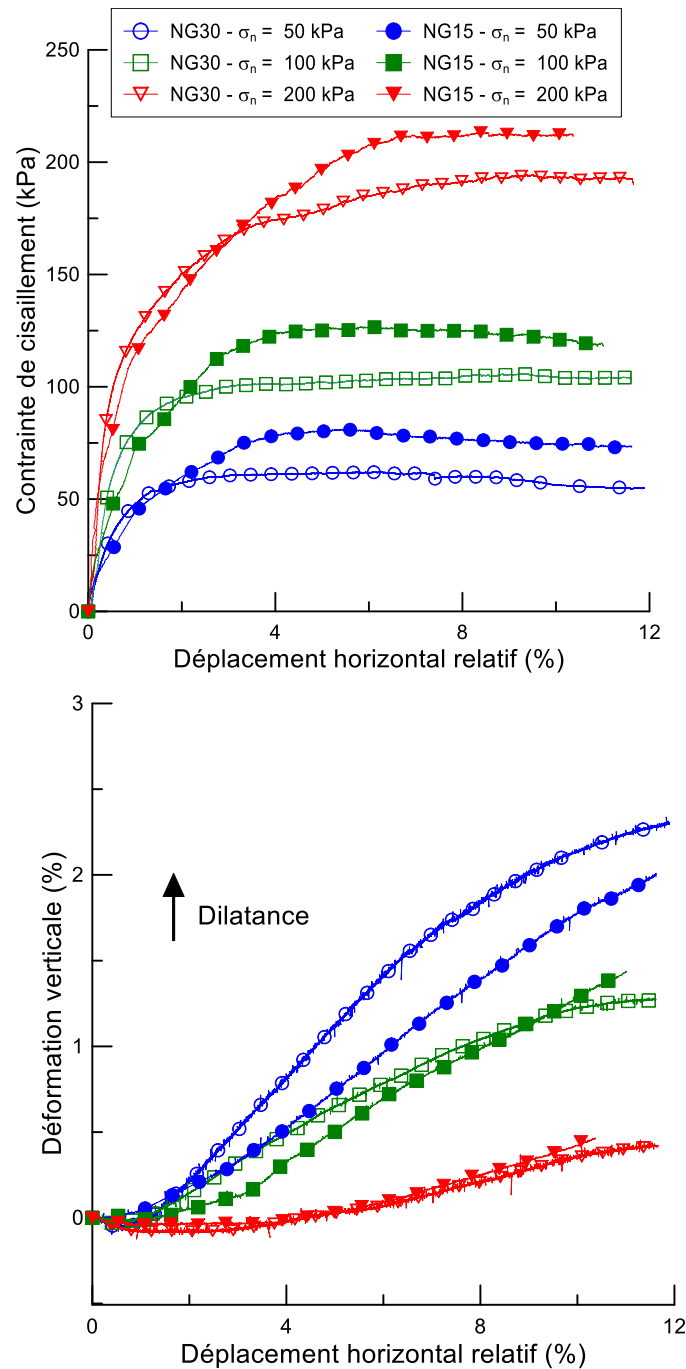
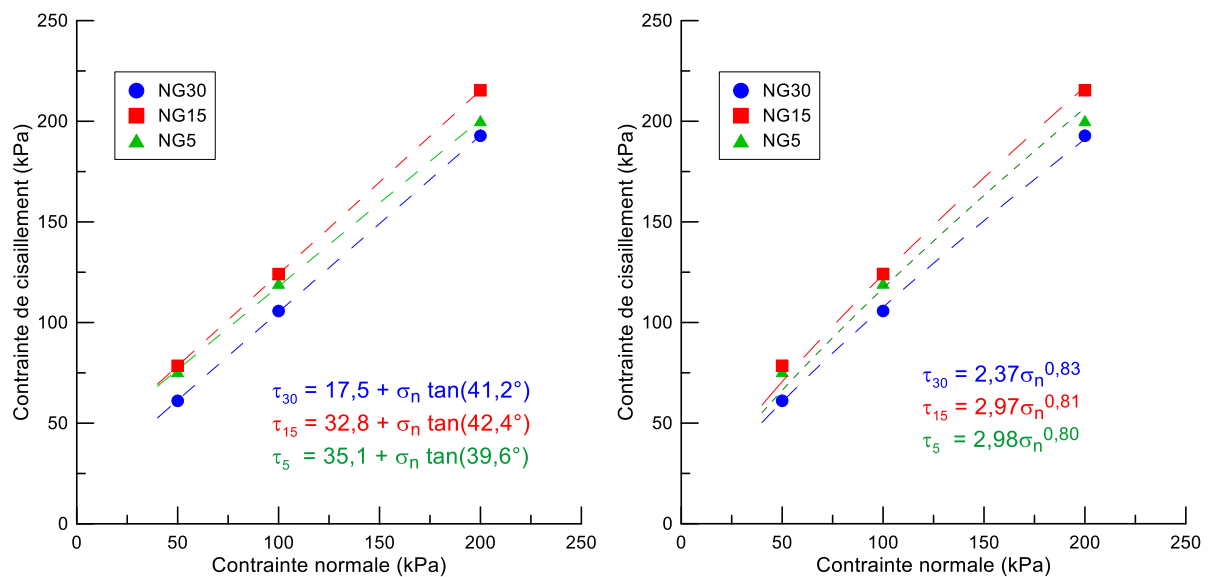


Figure 4.1 : Courbes de cisaillement des éprouvettes NG30 et NG15 à l'état saturé avec  $\rho_d = 2 \text{ Mg/m}^3$

Les critères de rupture selon le modèle de Mohr-Coulomb des éprouvettes NG30, NG15 et NG5 sont illustrés sur la Figure 4.2. La différence entre les angles de frottement des trois éprouvettes est de moins de 3° tandis que la cohésion de NG5 est supérieure de 2 kPa à celle de NG15 et d'environ 18 kPa à celle de NG30. Ainsi, les trois éprouvettes de NG testées à la même densité sèche (2 Mg/m<sup>3</sup>) ont des angles de frottement similaires. Cependant, la cohésion a augmenté avec le pourcentage de fines des éprouvettes.

Les critères de rupture selon le modèle de De Mello sont présentés sur la Figure 4.2. Les valeurs du paramètre b de toutes les éprouvettes sont similaires. En revanche, la valeur du paramètre A augmente avec le pourcentage de fines.



**Figure 4.2 : Critères de rupture de NG30, NG15 et NG5 selon le modèle de Mohr-Coulomb (à gauche) et celui de De Mello (à droite)**

Les angles de dilatance des trois éprouvettes, calculés à partir des courbes de variation de volume sont présentés sur la Figure 4.3. Il apparaît que les angles de dilatance de NG15 et NG30 sont similaires sous les contraintes appliquées. En revanche, l'angle de dilatance de NG5 est nettement supérieur (de 5 à 10°) à ceux de NG30 et NG15. Cette différence est due au pic de résistance au cisaillement observé pour NG5 (Figure 2.25). En effet, contrairement aux éprouvettes NG15 et NG30, NG5 admet une résistance au cisaillement au pic due à son degré de compactage élevé (103 % contre 94 % pour NG30 et 97 % pour NG15). Ce pic de résistance s'accompagne d'une forte dilatance, aboutissant à des valeurs d'angle de dilatance supérieures.

En définitive, les éprouvettes de granulométrie parallèle testées à l'état saturé ont le même angle de frottement et leur cohésion augmente avec le pourcentage de fines de l'éprouvette. De plus, l'angle de dilatance augmente avec le degré de compactage de l'éprouvette.

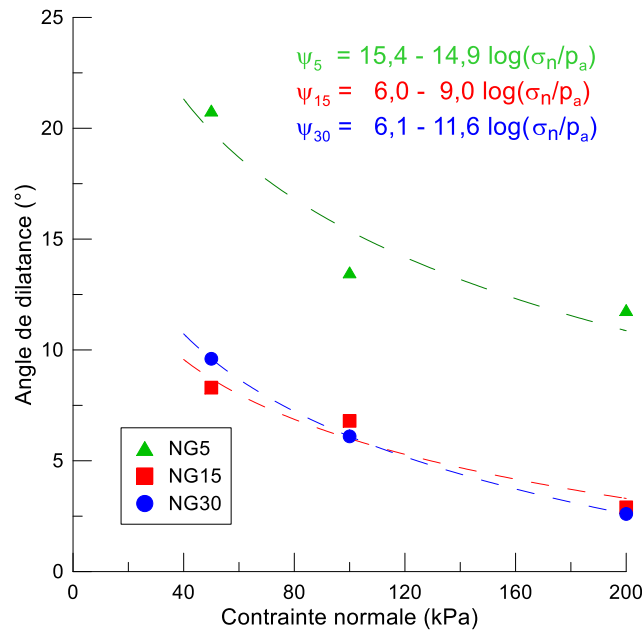
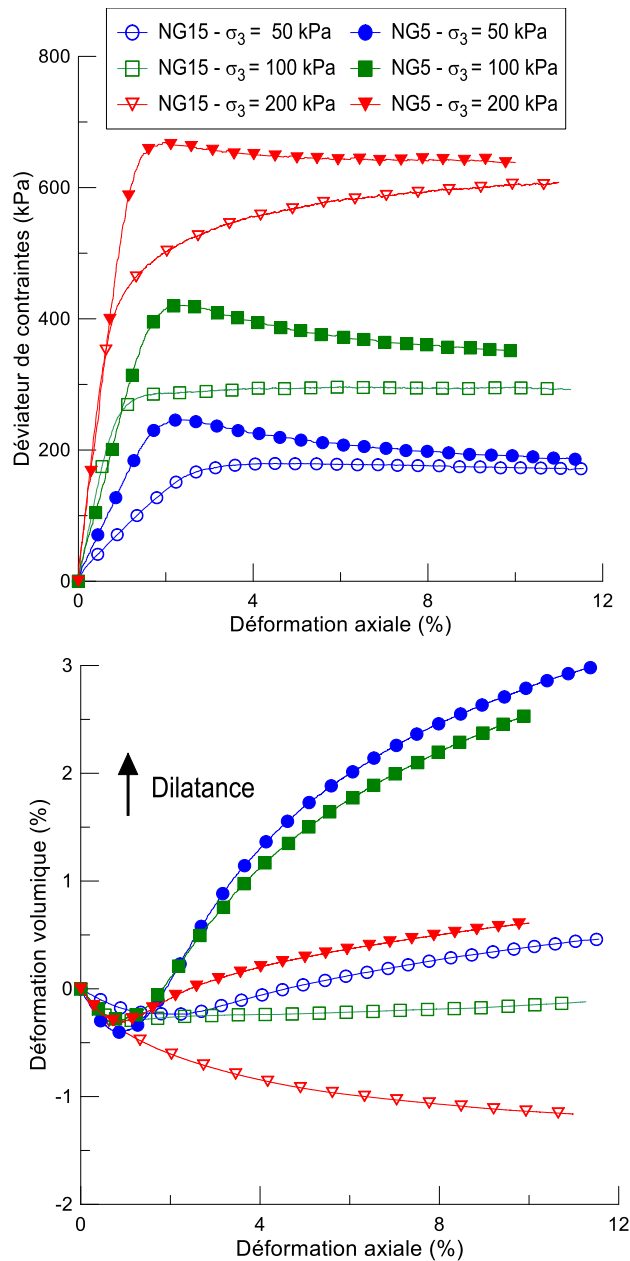


Figure 4.3 : Angles de dilataance de NG30, NG15 et NG5 à l'état saturé

#### 4.2.1.2. Essais triaxiaux

Les courbes de résistance mécanique obtenues à partir d'essais triaxiaux sur les éprouvettes NG15 et NG5 sont présentées sur la Figure 4.4. Le déviateur de contraintes de NG5 augmente significativement en début d'essai jusqu'à une valeur maximale puis décroît progressivement jusqu'à une valeur résiduelle en fin d'essai. La différence entre les résistances mécaniques au pic et résiduelles de NG5 est d'environ 70 kPa pour les contraintes de confinement de 50 et 100 kPa ; elle n'est que de 25 kPa à un confinement de 200 kPa. Le déviateur de contraintes maximal est atteint entre 2 et 2,5 % de déformation axiale. Contrairement à NG5, le déviateur de contraintes de l'éprouvette NG15 admet uniquement une valeur maximale résiduelle en fin d'essai. Cette valeur est atteinte après 4 % de déformation axiale pour 50 et 100 kPa de contrainte de confinement, et après 10 % de déformation à une contrainte de confinement de 200 kPa. Par ailleurs, les valeurs maximales de résistance de NG15 sont similaires aux valeurs résiduelles de NG5. Aussi, les modules initiaux de NG15 et NG5 sont similaires pour des contraintes de confinement de 100 et 200 kPa ; en revanche, le module initial de NG5 est plus élevé à 50 kPa de contrainte latérale.

Les courbes de variation de volume montrent que les phases de contractance pour chaque contrainte sont confondues et s'étendent jusqu'à 2 % de déformation axiale. En revanche, la dilataance baisse avec la contrainte de confinement. Quant à l'éprouvette NG15, elle a un comportement contractant-dilatant uniquement à 50 kPa de contrainte latérale. Pour 100 et 200 kPa de contrainte de confinement, le comportement est essentiellement contractant avec une valeur qui augmente avec la contrainte.



**Figure 4.4 : Résultats d'essais triaxiaux sur NG15 et NG5 à l'état saturé**

Les angles de frottement des deux éprouvettes sont identiques, tandis que la cohésion de NG5 est supérieure de 14 kPa à celle de NG15 (Figure 4.5). Lorsque les résultats sont représentés selon le modèle de De Mello, NG15 et NG5 ont des valeurs de  $b$  similaires alors que la valeur de  $A$  de NG5 est supérieure de 23 % à celle de NG15 (Figure 4.5). La Figure 4.6 montre l'éprouvette NG5 après essai. Il apparaît que la rupture est de type ductile, avec une augmentation de diamètre de l'éprouvette dans sa partie supérieure. La rupture de NG15 s'est faite aussi de la même manière.

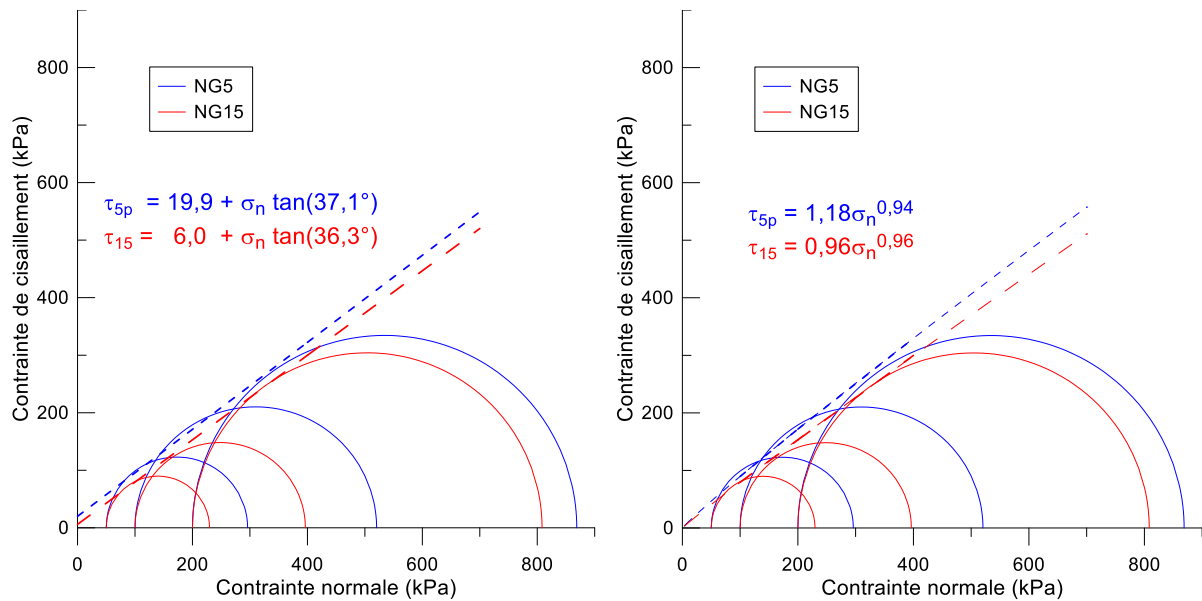


Figure 4.5 : Critères de rupture de NG15 et NG5 selon le modèle de Mohr-Coulomb (à gauche) et celui de de De Mello (à droite)

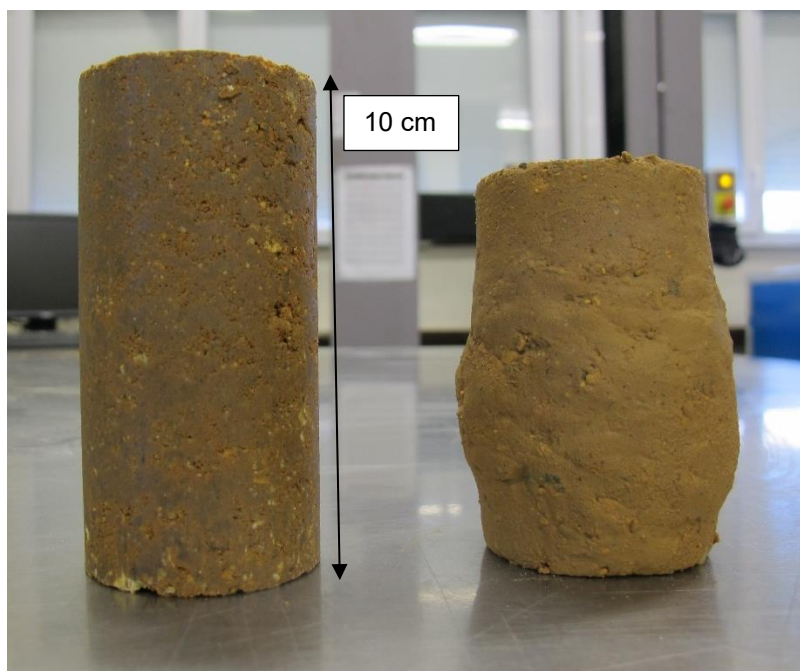


Figure 4.6 : Vue de l'éprouvette NG5 avant et après essai

Les angles de dilatance des éprouvettes NG5 et NG15, calculés à partir des courbes de variation de volume sont résumés dans le Tableau 4.2. Il apparaît que les angles de dilatance de NG5 sont supérieurs d'environ 13 % à ceux de NG15. NG15 n'a pas d'angle de dilatance à 200 kPa car l'éprouvette est contractant pour cette contrainte latérale.

Les conclusions des essais triaxiaux sont identiques à celles des essais à la boîte de cisaillement direct, à savoir une diminution de la résistance au cisaillement avec la taille

maximale des grains lorsque les éprouvettes de granulométrie parallèle sont testées à la même densité sèche. Par ailleurs l'angle de frottement est conservé par la méthode de granulométrie parallèle tandis que la cohésion augmente avec le pourcentage de fines. Par conséquent, le type de dispositif de cisaillement utilisé n'impacte pas les conclusions obtenues via la méthode de granulométrie parallèle.

**Tableau 4.2 : Variation de l'angle de dilatance de NG15 et NG5 avec la contrainte latérale**

	NG5			NG15		
$\sigma_3$ (kPa)	50	100	200	50	100	200
$\Psi$ (°)	16,3	13,9	6,9	3,4	1,1	-

#### 4.2.1.3. Influence du dispositif de cisaillement sur les paramètres de rupture du sol

Les résultats d'essais de cisaillement direct et d'essais triaxiaux ne sont pas directement comparables parce que l'éprouvette n'est pas sollicitée de la même manière. Tandis que le plan de cisaillement est imposé dans la boîte, celui-ci peut se développer librement dans la cellule triaxiale. Aussi, les conditions aux limites des deux dispositifs sont différentes. L'intérêt d'une comparaison des résultats de ces deux essais est de mettre en évidence l'influence du type d'essai sur la résistance au cisaillement. Ainsi, les valeurs des paramètres de rupture de NG15 et NG5 obtenues à partir de ces deux essais sont résumées dans le Tableau 4.3. Les éprouvettes ont été testées à l'état saturé, à une densité sèche de 2 Mg/m<sup>3</sup>.

Dans les deux cas, les valeurs de cohésion et d'angle de frottement sont plus élevées dans la boîte de cisaillement direct que dans la cellule triaxiale (Figure 4.7a). Pour NG15, la cohésion est supérieure de 27 kPa et l'angle de frottement de 6° dans la boîte de cisaillement par rapport à la cellule triaxiale. Quant à NG5, les écarts sont plus faibles avec une cohésion supérieure de 15 kPa et un angle de frottement supérieur de 2°. Par ailleurs, les valeurs du paramètre A du critère de De Mello sont 2,5 à 3 fois (pour NG5 et NG15 respectivement) plus élevées dans la boîte de cisaillement que dans la cellule triaxiale. En revanche, les valeurs de b obtenues dans la cellule triaxiale sont supérieures de 18 % à celles obtenues dans la boîte de cisaillement pour les deux éprouvettes (Figure 4.7b).

Ainsi, le dispositif de cisaillement influence les valeurs des paramètres de rupture du sol. La résistance au cisaillement obtenue dans la boîte de cisaillement est supérieure à celle obtenue à la cellule triaxiale. La même observation a été faite par Vallé (2001) et Seif El Dine (2007). Cependant, les conclusions relatives à l'utilisation de la méthode de granulométrie parallèle sont indépendantes du dispositif de cisaillement utilisé.



Tableau 4.3 : Effet du dispositif de cisaillement sur les paramètres de rupture de NG15 et NG5

Paramètres	NG15				NG5			
	c (kPa)	$\phi$ (°)	A	b	c (kPa)	$\phi$ (°)	A	b
Boîte de cisaillement	32,8	42,4	2,97	0,81	35,1	39,6	2,98	0,80
Cellule triaxiale	6,0	36,3	0,96	0,96	19,9	37,1	1,18	0,94

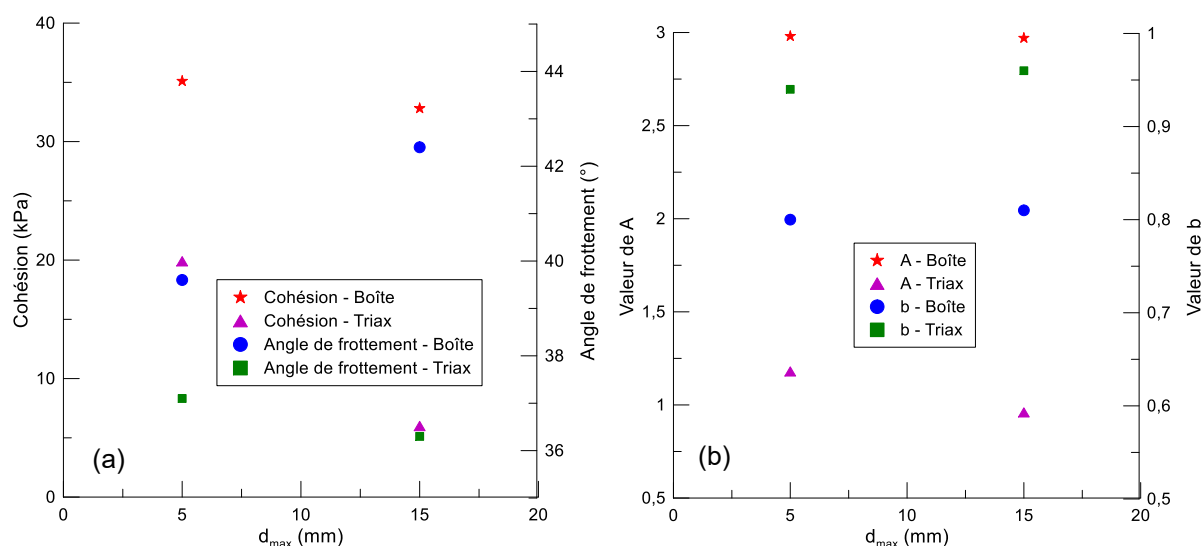


Figure 4.7 : Schématisation de l'influence du dispositif de cisaillement sur les paramètres de rupture de NG15 et NG5

#### 4.2.2. À l'état non saturé

Dans ce paragraphe, il est question de savoir si les conclusions obtenues à l'état saturé pourraient être valables pour des éprouvettes non saturées. Ainsi, les résistances au cisaillement de NG30 et NG5 ont été déterminées à la teneur en eau optimale de chaque échantillon (8,1 % pour NG30 et 10,4 % pour NG5). Les teneurs en eau mesurées à la fin de chaque essai étaient de 7,9 % pour NG30 et 10,1 % pour NG5. Ces très faibles variations de la teneur en eau des éprouvettes permettent de valider l'hypothèse d'une teneur en eau constante en cours d'essai. La densité sèche de toutes les éprouvettes était de  $2 \text{ Mg/m}^3$ .

Les résultats ont montré, comme à l'état saturé, une résistance au cisaillement au pic et résiduelle pour NG5 tandis que NG30 admettait une résistance résiduelle uniquement (Figure 4.8). La résistance au cisaillement au pic de NG5 a été atteinte après un déplacement relatif compris entre 1 et 2 % et la résistance résiduelle après 8 à 12 % de déplacement horizontal relatif suivant la contrainte normale. La résistance au cisaillement résiduelle de NG30 a été atteinte après 6 à 8 % de déplacement horizontal relatif en fonction de la contrainte normale appliquée. Les résistances au cisaillement résiduelles de NG30 et NG5 sont similaires pour

50 kPa de contrainte normale. En revanche, la résistance résiduelle de NG30 est supérieure d'environ 25 kPa à celle de NG5 pour 100 et 200 kPa de contrainte normale, mais elle reste inférieure d'environ 30 kPa à la résistance au pic de NG5 pour toutes les contraintes normales appliquées.

Les courbes de variation de volume des deux éprouvettes sont constituées d'une phase de contractance se terminant après 1 % de déplacement relatif (sauf celle de NG30 à 200 kPa de contrainte normale qui s'est terminée après 6 % de déplacement horizontal relatif) suivie d'une phase de dilatance. La dilatance de NG5 est supérieure à celle de NG30 à toutes les contraintes normales appliquées. L'écart entre les valeurs maximales de dilatance augmente avec la contrainte normale, passant d'environ 0,5 % sous 50 kPa à 2,5 % à 200 kPa de contrainte normale.

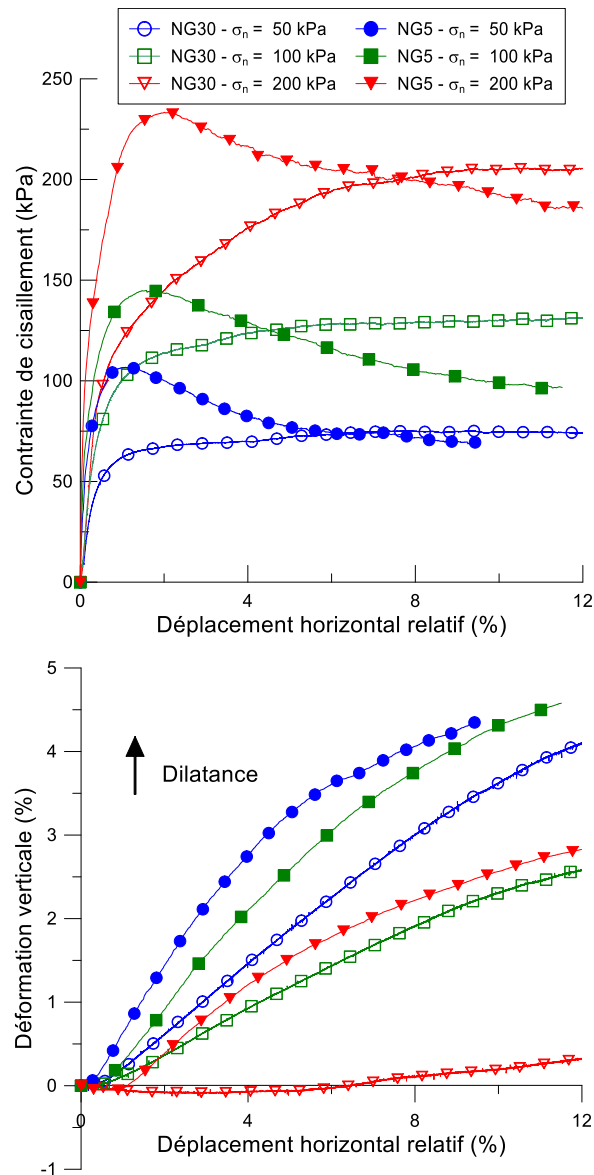
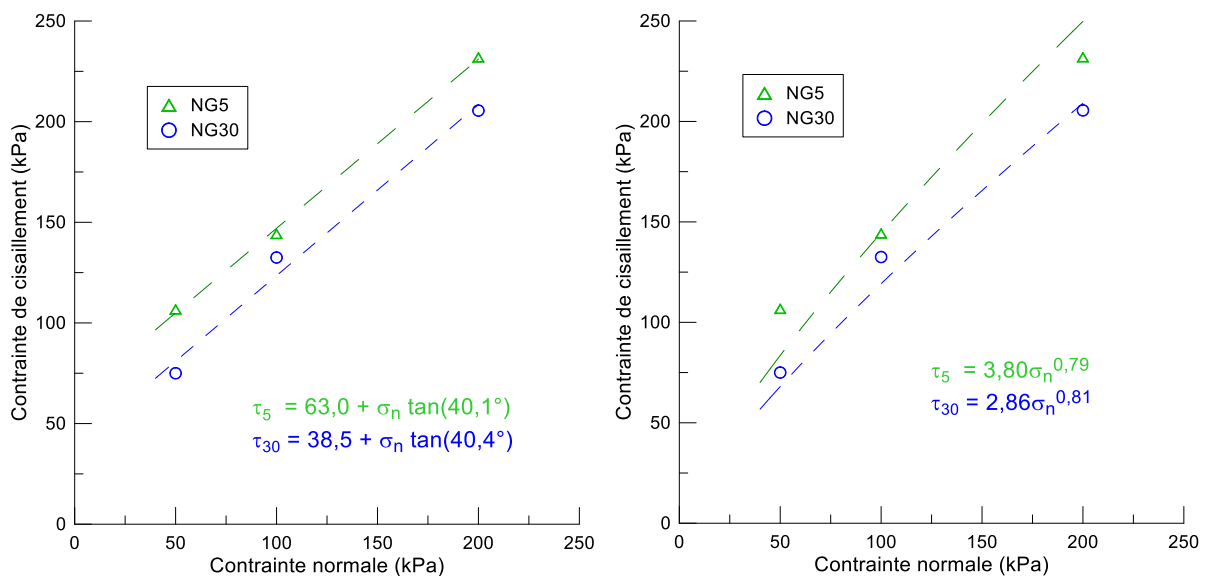


Figure 4.8 : Courbes de cisaillement et de variation de volume à l'état non saturé de NG30 ( $w_i = 8,1\%$ ) et NG5 ( $w_i = 10,4\%$ )

Le tracé des critères de rupture des deux éprouvettes selon le modèle de Mohr-Coulomb indique qu'elles ont le même angle de frottement (Figure 4.9). En revanche, l'éprouvette NG5 a une cohésion supérieure de 25 kPa à celle de l'éprouvette NG30. En adoptant le modèle de De Mello, la valeur du paramètre A de NG5 est supérieure de 33 % à celle de NG30, tandis que les valeurs du paramètre b des deux éprouvettes sont similaires. Ces résultats sont similaires à ceux obtenus à l'état saturé, à savoir un angle de frottement (ou la valeur du paramètre b) similaire de NG30 et NG5 et une cohésion (ou la valeur du paramètre A) de NG5 supérieure à celle de NG30.



**Figure 4.9 : Critères de rupture de NG30 et NG5 à l'état non saturé selon le modèle de Mohr-Coulomb et selon le modèle de De Mello**

L'angle de dilatance de NG5 est nettement supérieur (environ 13°) à celui de NG30 sous toutes les contraintes normales appliquées (Figure 4.10). Néanmoins, le taux de réduction de l'angle de frottement en fonction de la contrainte normale est similaire pour les deux éprouvettes. La différence entre les valeurs de dilatance de NG30 et NG5 est due au pic de résistance au cisaillement observé pour NG5 (Figure 4.8). Ce pic de résistance s'accompagne d'une forte dilatance, aboutissant à des valeurs d'angle de dilatance élevées.

En définitive, comme à l'état saturé, les éprouvettes de granulométrie parallèle testées à l'état non saturé ont le même angle de frottement et leur cohésion augmente avec le pourcentage de fines de l'éprouvette. De plus, l'angle de dilatance augmente avec le degré de compactage de l'éprouvette.

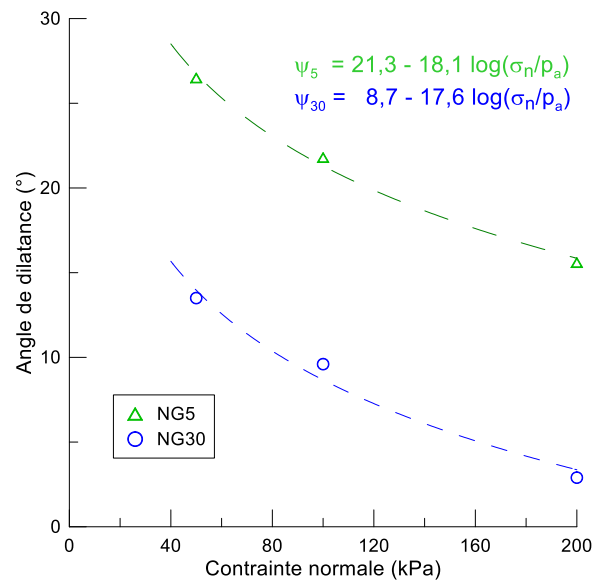


Figure 4.10 : Angles de dilatance de NG30 et NG5 à l'état non saturé

### 4.2.3. Effet de la saturation sur la résistance mécanique

Dans cette section, l'effet de la saturation est mis en évidence en comparant les résistances au cisaillement des éprouvettes NG30 et NG5 aux états saturé et non saturé.

Les courbes de cisaillement de NG30 à une densité sèche de  $2 \text{ Mg/m}^3$  aux états saturé et non saturé aux contraintes normales de 50, 100 et 200 kPa sont présentées sur la Figure 4.11. Les courbes ont la même forme : une nette augmentation de la contrainte de cisaillement en début d'essai suivie d'une stabilisation après un déplacement relatif compris entre 2 et 6 % suivant la contrainte normale. Cependant, la résistance au cisaillement à l'état non saturé est supérieure de 7 à 18 % à celle obtenue à l'état saturé. Les courbes de variation de volume indiquent des valeurs de dilatance plus grande de 1,5 à 2 % à l'état non saturé pour 50 et 100 kPa. En revanche, les courbes des deux éprouvettes se superposent à 200 kPa.

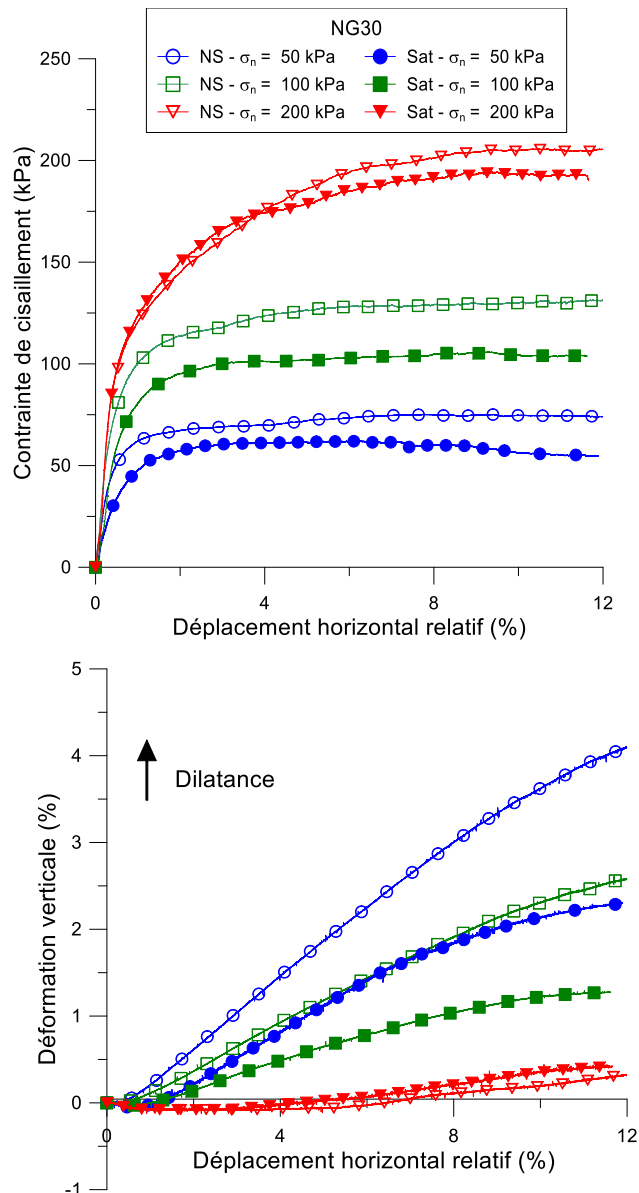


Figure 4.11 : Courbes de cisaillement et de variation de volume de NG30 aux états saturé et non saturé ( $w_i = 8,1\%$ )

Les courbes de cisaillement de NG5 montrent que le pic de résistance se produit à un déplacement horizontal relatif similaire aux états saturé et non saturé (Figure 4.12). En revanche, les résistances au cisaillement au pic et résiduelles sont plus élevées à l'état non saturé (environ 25 kPa de différence au pic contre 15 kPa en résiduel), sauf à 100 kPa de contrainte normale où les valeurs résiduelles sont similaires. Par ailleurs, les courbes de variation de volume indiquent des valeurs de dilatance plus grande de 1 à 2,5 % à l'état non saturé sous les contraintes normales appliquées.

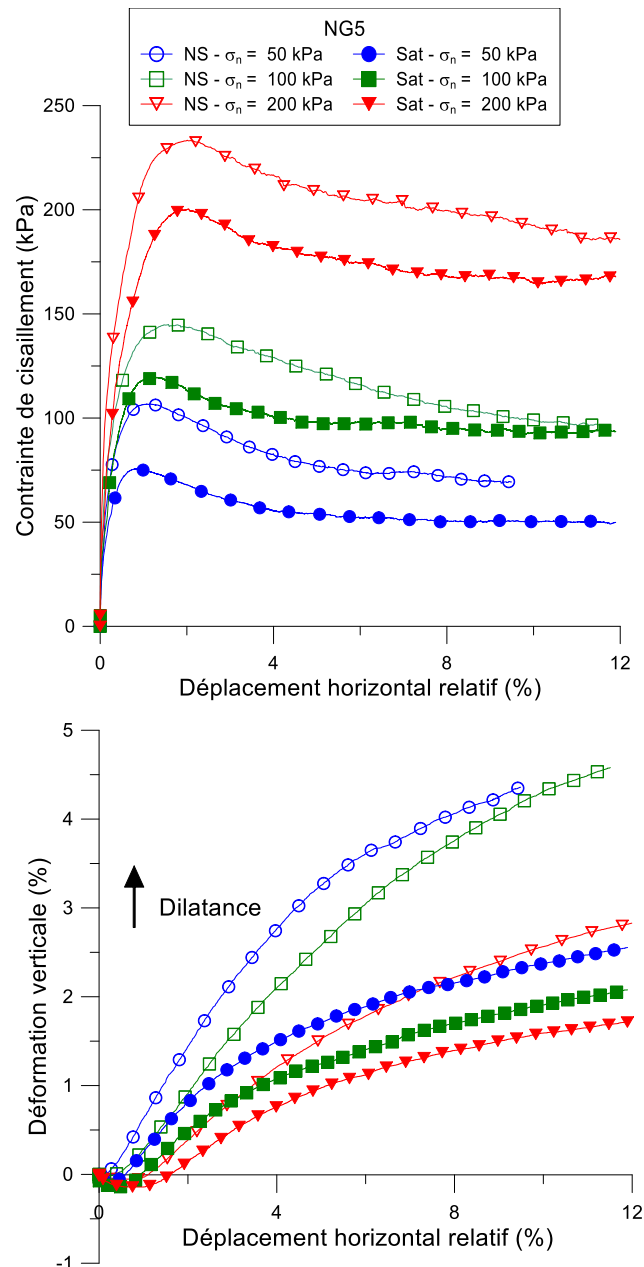


Figure 4.12 : Courbes de cisaillement de NG5 aux états saturé et non saturé ( $w_i = 10,4\%$ )

Les critères de rupture des éprouvettes NG30 et NG5 aux états saturé et non saturé selon les modèles de Mohr-Coulomb et de De Mello sont présentés sur la Figure 4.13. Il apparaît que la saturation n'a pas d'effet sur l'angle de frottement (ou la valeur du paramètre  $b$ ) des deux éprouvettes. En revanche, la cohésion obtenue à l'état non saturé est pratiquement le double de celle obtenue à l'état saturé. Quant à la valeur du paramètre  $A$ , elle augmente de 20 à 27 % quand le sol passe de l'état saturé à l'état non saturé.

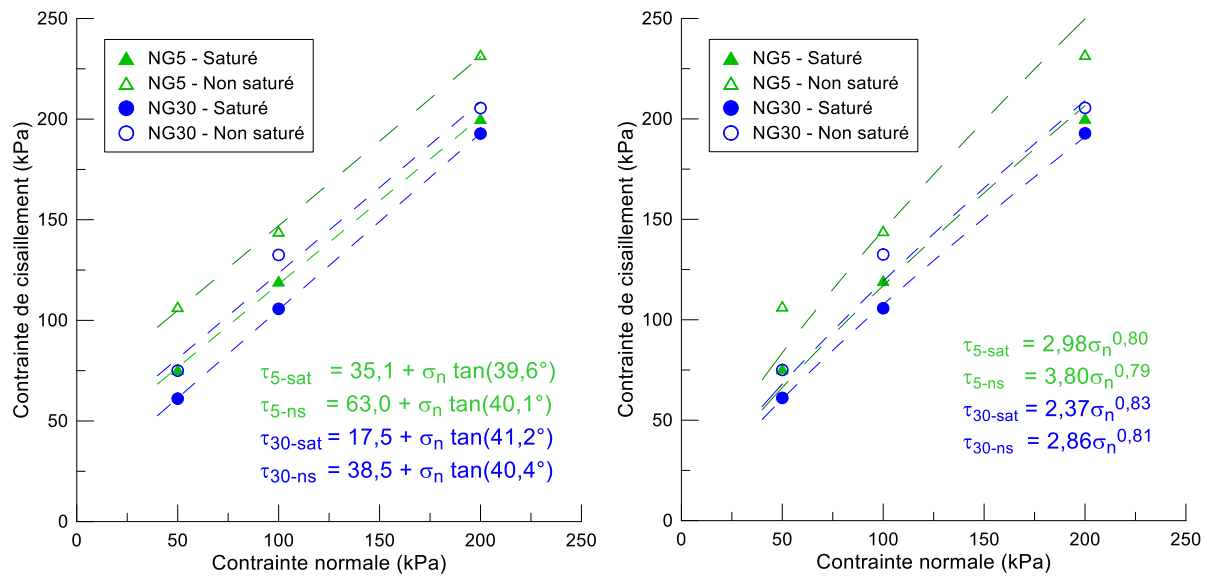


Figure 4.13 : Critères de rupture de NG30 et NG5 aux états saturé et non saturé selon le modèle de Mohr-Coulomb et celui de De Mello

La Figure 4.14 indique que la saturation entraîne une réduction de l'angle de dilatance pour les deux éprouvettes. La réduction est plus marquée pour NG5 (6° maximum) en comparaison à NG30 (4° maximum). Aussi, le taux de réduction de l'angle de dilatance en fonction de la contrainte normale est plus élevé à l'état non saturé. Il augmente d'environ 20 % et 50 % pour NG30 et NG5 respectivement, en passant de l'état saturé à l'état non saturé.

En définitive, la saturation des éprouvettes entraîne une diminution de la résistance au cisaillement et de l'angle de dilatance du sol. Cependant, l'utilisation de la méthode de granulométrie parallèle conduit aux mêmes tendances et conclusions à l'état saturé comme à l'état non saturé.

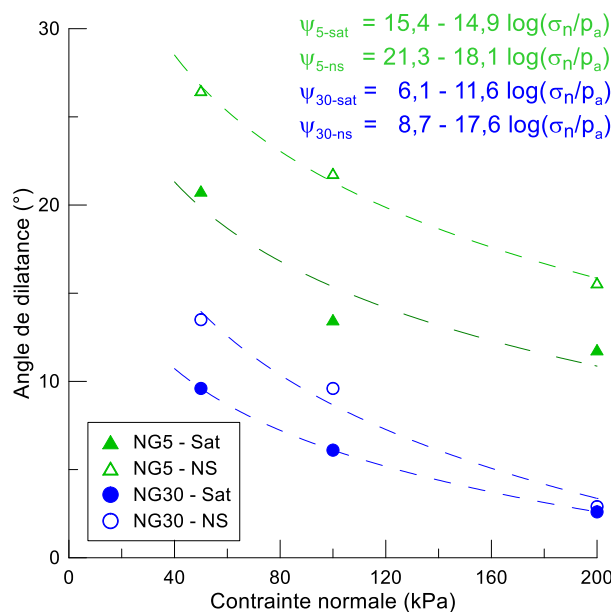


Figure 4.14 : Effet de la saturation sur l'angle de dilatance de NG30 et NG5

#### **4.2.4. Discussion : effet de l'augmentation du pourcentage de fines dans le sol reconstitué sur l'estimation par la méthode de granulométrie parallèle**

À partir d'un certain pourcentage de fines dans le sol, celles-ci influencent la résistance au cisaillement du sol. Plus le pourcentage de fines est élevé, plus leur impact sur la résistance au cisaillement est important, ce qui se traduit par une augmentation de la cohésion du sol (Hsiao et al. 2015). Par conséquent, le pourcentage de fines plus élevé dans le sol reconstitué par la méthode de granulométrie parallèle en comparaison au sol initial conduit à une surestimation de la cohésion du sol initial. Les résultats de cette étude ont montré que l'angle de frottement a été peu impacté par cette augmentation du pourcentage de fines. Ce constat pourrait être dû à une similarité des contacts inter-particules des éprouvettes étudiées. En effet, les contacts inter-particules des éprouvettes de granulométrie parallèle peuvent être considérés similaires pour les matériaux ne contenant pas de fines (Frossard et al. 2012). Ces contacts inter-particules sont peu perturbés jusqu'à un certain pourcentage de fines (voir la section 1.1.3). Puisque l'angle de frottement du sol dépend de ces contacts inter-particules, les matériaux de granulométrie parallèle devraient avoir des angles de frottement similaires tant qu'ils ont des arrangements de grains similaires. Ainsi, la méthode de granulométrie parallèle permet d'estimer l'angle de frottement si le sol reconstitué a des contacts inter-particules similaires à ceux du sol initial tandis que la cohésion est surestimée du fait de l'augmentation du pourcentage de fines. Des études antérieures sur les mélanges sable-limon ou sable-argile ont montré que le changement de la structure du sol (voir section 1.1.3) se produit pour un pourcentage de fines supérieur à 20 à 30 % (Vallejo et Mawby 2000, Salgado et al. 2000, Vallejo 2001, Monkul et Ozden 2007, Chang et al. 2015). Ainsi, il peut être supposé que l'arrangement des grains dans les sols grossiers à matrice est dominé par les inclusions pour un pourcentage de fines inférieur à 30 %. Par conséquent, la méthode de granulométrie parallèle permet d'estimer l'angle de frottement des sols grossiers à matrice lorsque le pourcentage de fines dans le sol reconstitué est inférieur à 30 %. Cependant, la différence de pourcentage de fines entre le sol initial et le sol reconstitué pourrait conduire à une surestimation de la cohésion. Les résultats d'Elkady et al. (2015) sur un mélange sable-argile ont montré que la courbe cohésion - pourcentage d'argile peut être divisée en trois parties (Figure 4.15) :

- La cohésion est proche de zéro pour une teneur en argile inférieure à 10 % ;
- Entre 10 et 40 % d'argile, la cohésion augmente de façon significative avec le pourcentage d'argile ;
- La cohésion atteint une valeur constante pour un pourcentage d'argile supérieur à 40 %.



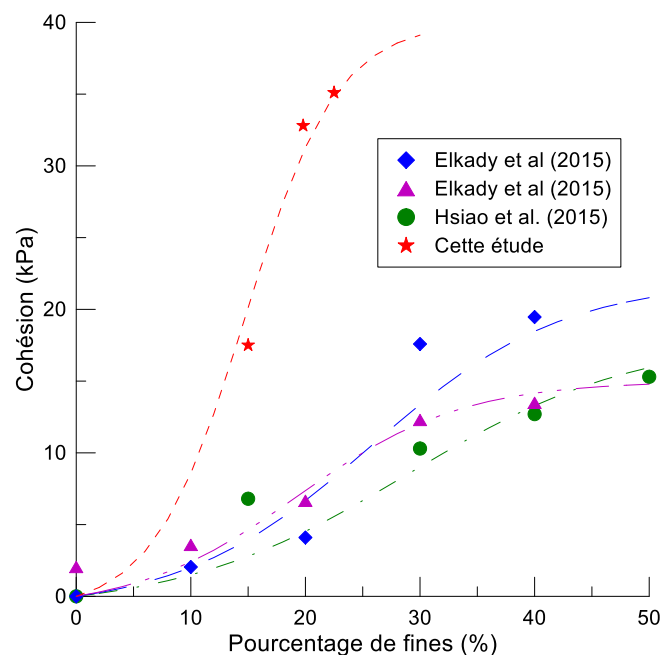
La même tendance a également été observée dans les résultats de Hsiao et al. (2015) sur un mélange sable-silt avec différents seuils de pourcentage de silt pour chaque partie de la courbe (Figure 4.15). Ainsi, la variation de la cohésion avec le pourcentage de fines peut être représentée par une fonction sigmoïde avec des valeurs de cohésion comprises entre 0 et  $c_{100}$  (cohésion pour 100 % de fines) lorsque la teneur en fines ( $f$ ) augmente de 0 à 100 % :

$$\frac{c}{c_{100}} = \frac{1 - e^{-\lambda f}}{1 + e^{-\lambda f}} \quad (4.1)$$

Cette corrélation a été utilisée pour ajuster les données d'Elkady et al. (2015), de Hsiao et al. (2015) et de la présente étude (Figure 4.15). Les courbes théoriques sont en bon accord avec les données expérimentales. Les paramètres  $c_{100}$  et  $\lambda$  de chaque mélange sont donnés dans le Tableau 4.4. Ainsi, cette relation entre la cohésion et le pourcentage de fines peut être utilisée pour estimer la cohésion du sol grossier initial.

**Tableau 4.4 : Valeurs des paramètres  $c_{100}$  et  $\lambda$**

Échantillons	$c_{100}$ (kPa)	$\lambda$	Références
Sable-argile (OMC)	22	0,12	Elkady et al (2015)
Sable-argile (WOMC)	15	0,14	Elkady et al (2015)
Sable-limon	18	0,10	Hsiao et al (2015)
NG	40	0,25	Présente étude



**Figure 4.15 : Variation de la cohésion avec le pourcentage de fines**

L'analyse des résultats obtenus par granulométrie parallèle montre que cette méthode ne peut être utilisée lorsque le pourcentage de fines dans le sol reconstitué est supérieur à 30 %. Afin de proposer une méthodologie applicable dans ce cas, deux autres méthodes sont étudiées :

- La granulométrie parallèle modifiée ;
- L'écrêtement.

Les résultats obtenus à partir de ces méthodes sont exposés ci-après.

### **4.3. Méthode de granulométrie parallèle modifiée**

#### **4.3.1. Principe et résultats**

Comme constaté dans la section précédente, la méthode de granulométrie parallèle est associée à une augmentation du pourcentage de fines dans le sol reconstitué. Cette augmentation n'impacte pas l'estimation de l'angle de frottement. En revanche, elle aboutit à une surestimation de la cohésion du sol initial. Dans cette section, il est proposé de limiter l'augmentation du pourcentage de fines dans le sol reconstitué en vue d'une meilleure estimation de la cohésion du sol initial.

Ainsi, les éprouvettes NG30m et NG15m ont été reconstituées en modifiant les courbes granulométriques de NG30 et NG15 de la manière suivante :

- Les pourcentages des 70 % des grains les plus grossiers sont conservés afin de conserver les mêmes contacts inter-particules que les matériaux originaux. En effet, il n'y a pas de modification de l'arrangement des grains du sol lorsque le pourcentage de la fraction grossière est supérieur à 70 % (Vallejo et Mawby, 2000; Monkul et Ozden, 2007).
- Le pourcentage de fines de NG30m et NG15m est pris identique à celui du sol initial NG120 (4,3 %).
- Le pourcentage des fractions restantes est calculé en conservant le ratio qu'ont ces mêmes fractions dans le sol initial NG120.

Les courbes granulométriques du sol initial NG120, des échantillons à granulométrie parallèle NG30 et NG15 ainsi que des échantillons à granulométrie parallèle modifiée NG30m et NG15m sont présentées sur la Figure 4.16. Les éprouvettes NG30m et NG15m ont été testées à l'état saturé à une densité sèche identique à celle des éprouvettes à granulométrie parallèle ( $2 \text{ Mg/m}^3$ ).

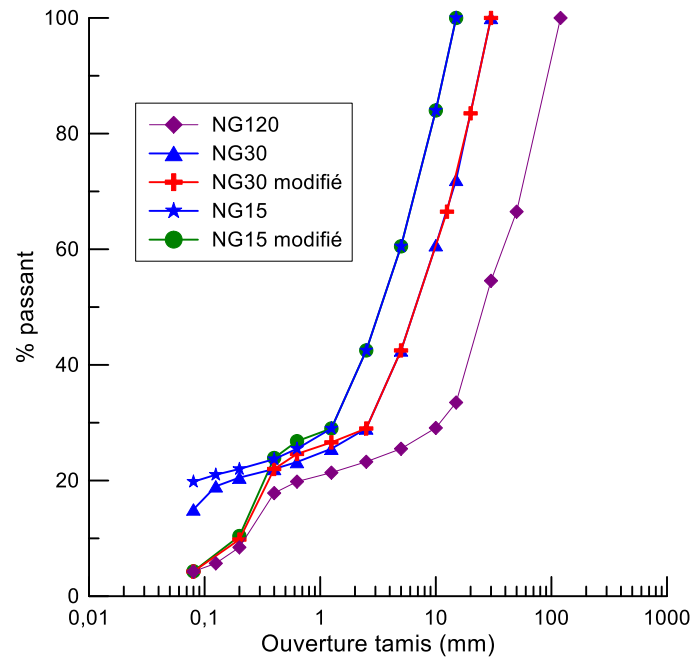


Figure 4.16 : Modification de la courbe granulométrique de NG30 et NG15 pour obtenir NG30m et NG15m

Les résultats des essais de cisaillement des éprouvettes de granulométrie parallèle modifiée NG30m et NG15m sont présentés sur la Figure 4.17. La résistance au cisaillement de l'éprouvette NG30m augmente et atteint une valeur constante après 1 à 6 % de déplacement relatif en fonction de la contrainte normale appliquée. Quant à la résistance au cisaillement de NG15m, elle augmente jusqu'à une valeur maximale puis baisse d'environ 8 kPa à la fin de l'essai pour atteindre une valeur résiduelle. Les contraintes de cisaillement maximales de NG15m sont supérieures de 10 à 20 % à celles de NG30m. En revanche, les contraintes résiduelles de NG15m sont similaires à celles de NG30m pour toutes les contraintes normales appliquées.

Les courbes de variation de volume des deux éprouvettes présentent une phase de contractance suivie d'une phase de dilatance sauf celle de NG30m sous 200 kPa de contrainte normale qui est contractante durant tout l'essai. Les valeurs de dilatance de NG15m sont supérieures de 1 à 1,5 % à celles de NG30m.

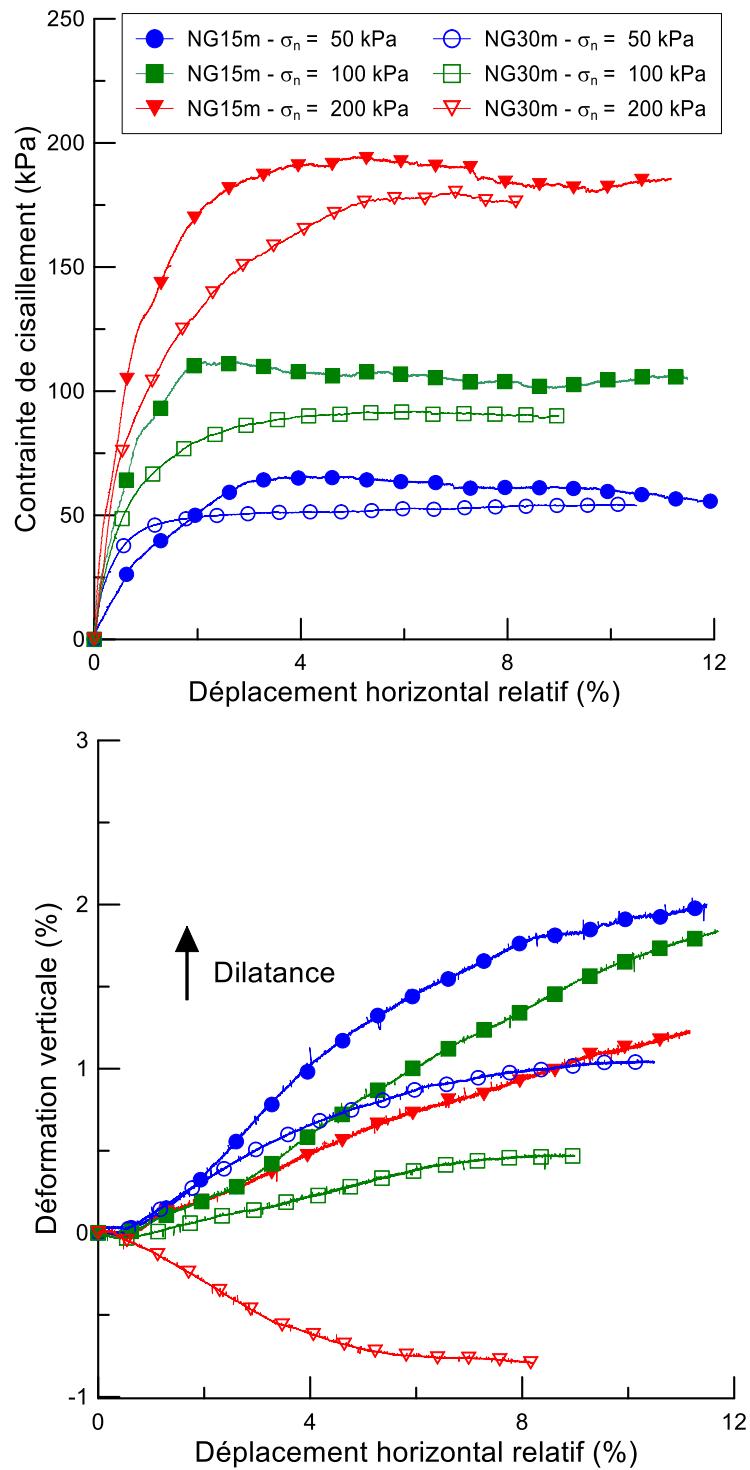


Figure 4.17 : Courbes de cisaillement de NG30m et NG15m à l'état saturé

Les critères de rupture selon le modèle de Mohr-Coulomb indiquent que les éprouvettes NG15m et NG30m ont des angles de frottement similaires (Figure 4.18). En revanche, la cohésion de NG15m est supérieure de 9 kPa à celle de NG30m. En considérant les critères de rupture selon le modèle de De Mello, les valeurs du paramètre  $b$  sont similaires, tandis que la valeur du paramètre  $A$  de NG15m est supérieure de 24 % à celle de NG30m.

Ainsi, la résistance au cisaillement des éprouvettes reconstituées par la méthode de granulométrie parallèle modifiée et testées à la même densité sèche diminue avec la taille maximale des grains. Ce constat se traduit par des angles de frottement similaires pour ces éprouvettes et une cohésion qui diminue avec la taille maximale des grains.

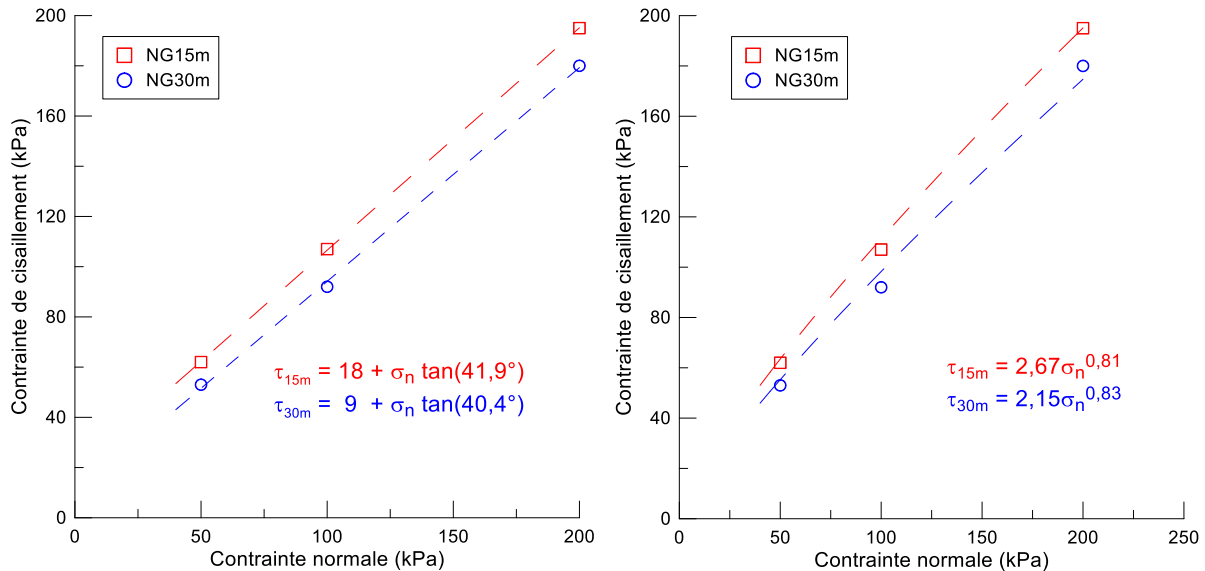


Figure 4.18 : Critères de rupture de NG30m et NG15m selon le modèle de Mohr-Coulomb et celui de De Mello

### 4.3.2. Effet de la modification de la courbe granulométrique

Dans ce paragraphe, les résistances au cisaillement des éprouvettes obtenues par granulométrie parallèle (NG30 et NG15) et celles des éprouvettes obtenues par granulométrie parallèle modifiée (NG30m et NG15m) sont comparées afin de mettre en évidence l'effet de cette modification sur la résistance au cisaillement.

Les courbes de cisaillement ont la même forme, avec une diminution de la résistance au cisaillement maximale avec la modification de la courbe granulométrique (Figure 4.19 et Figure 4.20). Cette réduction est de l'ordre de 9 à 20 % pour l'éprouvette NG15 et de 6 à 13 % pour l'éprouvette NG30.

Les courbes de variation de volume de NG15 et NG15m sont constituées d'une phase de contractance suivie d'une phase de dilatance avec des valeurs de dilatance plus élevées pour le sol modifié (Figure 4.19). En revanche, l'éprouvette modifiée NG30m a des valeurs de dilatance inférieures à celles de NG30 (Figure 4.20). Pour 200 kPa, NG30m est essentiellement contractant alors que NG30 admet une phase de dilatance après 4 % de déplacement relatif.

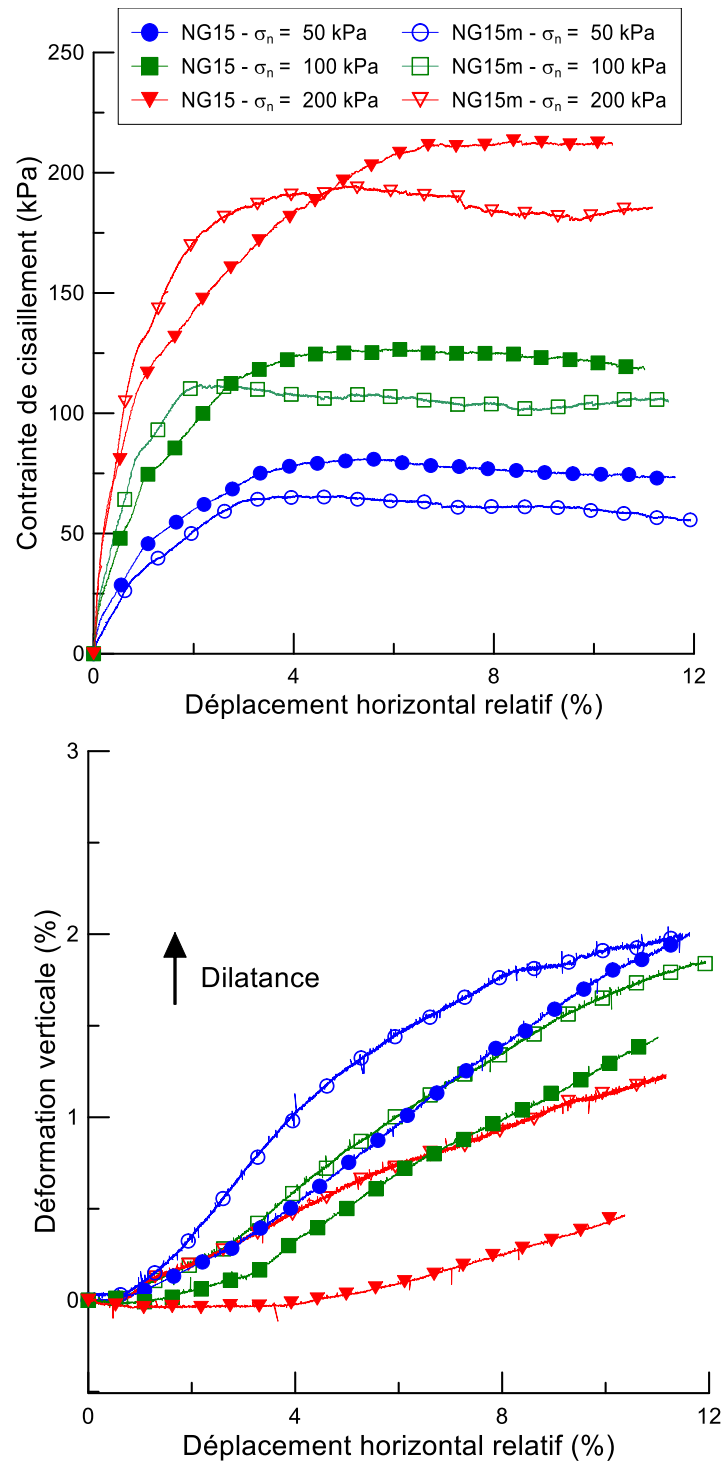


Figure 4.19 : Résistances au cisaillement de NG15 et NG15m à l'état saturé

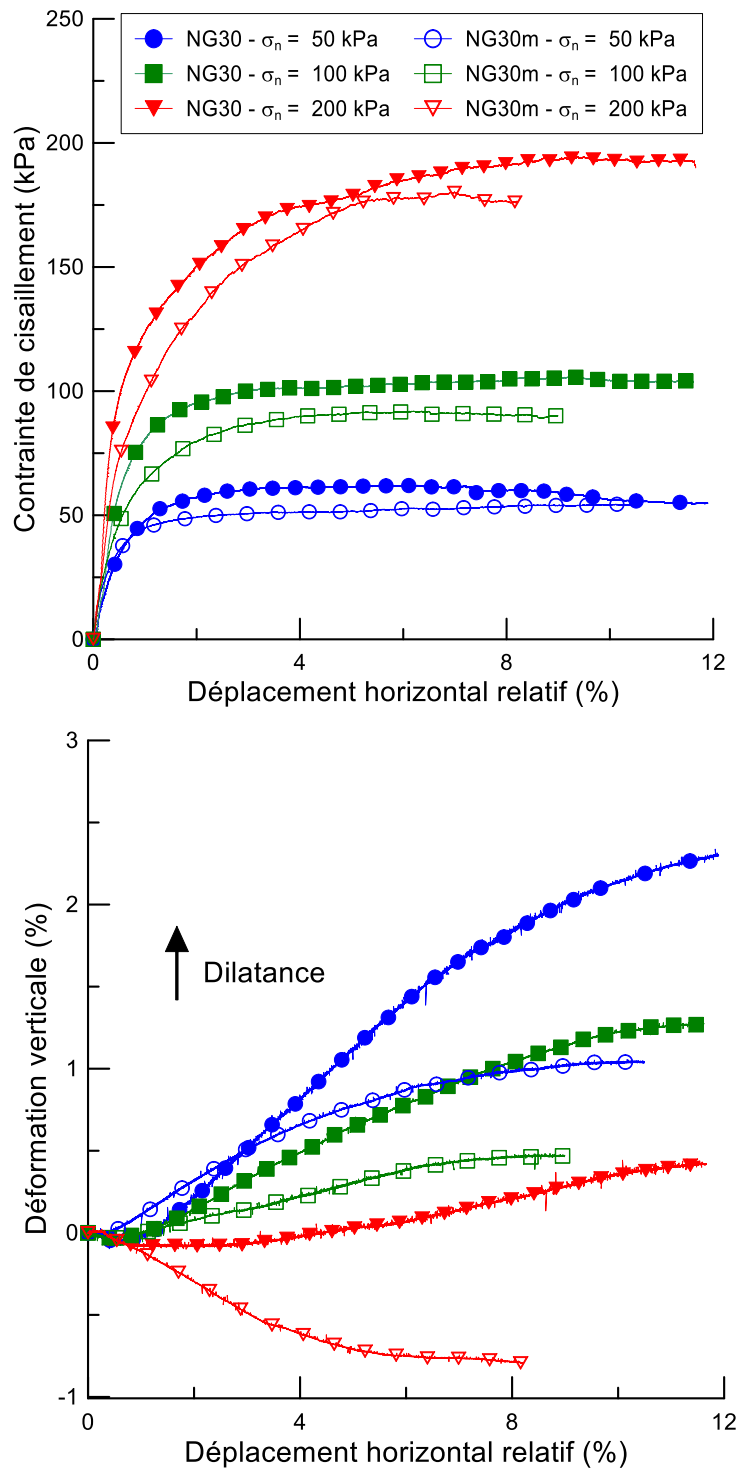


Figure 4.20 : Résistances au cisaillement de NG30 et NG30m à l'état saturé

Le tracé des critères de rupture des éprouvettes selon le modèle de Mohr-Coulomb montre que l'angle de frottement n'est pas impacté par la modification effectuée (Figure 4.21). En revanche, la cohésion des éprouvettes obtenues par la méthode de granulométrie parallèle modifiée (NG30m et NG15m) est inférieure de moitié à celle des éprouvettes obtenues par la méthode de granulométrie parallèle (NG30 et NG15). La modification effectuée se traduit par

une diminution d'environ 10 % de la valeur du paramètre A dans le modèle de De Mello. La valeur du paramètre b n'est pas affectée.

En somme, la modification de la courbe granulométrique obtenue par la méthode de granulométrie parallèle aboutit à une diminution de la résistance au cisaillement du sol. Cette diminution se traduit par une diminution de la cohésion (ou de la valeur du paramètre A) tandis que l'angle de frottement (ou le paramètre b) n'est pas affecté.

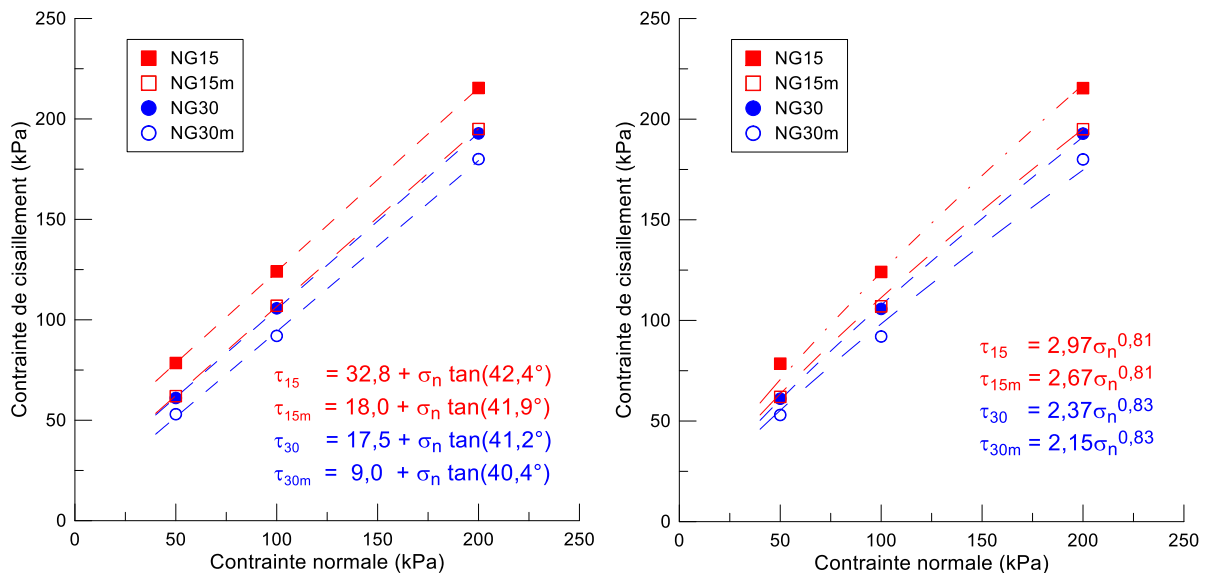


Figure 4.21 : Effet de la modification de la courbe granulométrique sur le critère de rupture

### 4.3.3. Discussion sur la validité de la méthode de granulométrie parallèle modifiée

La méthode de granulométrie parallèle modifiée a été proposée avec deux objectifs :

- Conserver les acquis de la méthode de granulométrie parallèle, à savoir l'estimation satisfaisante de l'angle de frottement du sol grossier initial : les pourcentages des 70 % des grains les plus grossiers obtenus par la méthode de granulométrie parallèle ont été conservés dans cette optique. Par analogie avec les mélanges sable-limon ou sable-argile, les contacts inter-particules dans le sol ont été supposés conservés si les pourcentages des 70 % des grains grossiers ne sont pas modifiés. Comme il a été montré au paragraphe 4.2.4, l'angle de frottement est dépendant de ces contacts inter-particules.
- Aboutir à une meilleure estimation de la cohésion du sol grossier initial : la surestimation constatée de la cohésion du sol grossier initial est due à l'augmentation du pourcentage de fines dans le sol reconstitué. Ainsi, en évitant cette augmentation, la cohésion du sol reconstitué sera impactée.



Les résultats ont montré que les éprouvettes obtenues par la méthode de granulométrie parallèle et celles obtenues par la méthode de granulométrie parallèle modifiée ont le même angle de frottement. Par conséquent, l'arrangement des grains du sol est effectivement gouverné par les 70 % des grains les plus grossiers et l'angle de frottement est fortement dépendant de cette structure. Par ailleurs, la réduction du pourcentage de fines des sols reconstitués a abouti à une réduction de leur cohésion. En revanche, les deux éprouvettes n'ont pas les mêmes cohésions malgré un pourcentage de fines identique (9 kPa pour NG30m contre 18 kPa pour NG15m).

Deux hypothèses sont avancées pour expliquer cette différence. La première considère le rôle de la fraction intermédiaire 0,08-1,25 mm. En effet, le pourcentage de cette fraction est similaire dans les deux éprouvettes (environ 25 %). Aussi, le ratio de taille de cette fraction avec la fraction grossière du sol est plus élevé dans l'éprouvette NG15m. Par conséquent, la cohésion apparente produite par l'enchevêtrement de cette fraction avec la fraction grossière pourrait être plus élevée dans l'éprouvette NG15m. La deuxième hypothèse concerne le choix de la densité sèche des deux éprouvettes. En effet, les deux éprouvettes ont été testées à la même densité sèche conformément aux conclusions obtenues pour les éprouvettes à granulométrie parallèle. Cependant, les courbes de cisaillement des deux éprouvettes sont proches à la fin de l'essai. Une étude paramétrique de la densité sèche des éprouvettes pourrait permettre de choisir la densité qui aboutirait éventuellement à une estimation satisfaisante de la résistance au cisaillement. Ainsi, une étude complémentaire est nécessaire pour mieux conclure quant à la validité de la méthode de granulométrie parallèle modifiée comme moyen d'estimation de la résistance au cisaillement des sols grossiers ayant un pourcentage élevé de fines.

#### **4.4. Estimation par la méthode d'écrêtement**

Les résultats précédents ont montré que la méthode de granulométrie parallèle peut être utilisée pour estimer la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice lorsque le pourcentage de fines dans les sols initial et reconstitué est inférieur à 30 %. Ainsi, si le pourcentage dans les sols initial et/ou reconstitué est supérieur à 30 %, une alternative devrait être trouvée. La méthode d'écrêtement pourrait être cette alternative, les travaux de Fragaszy et al (1992) ayant montré qu'une estimation satisfaisante est obtenue si le sol écrêté est testé à sa densité réelle dans le sol complet. Dans la suite, les résultats de cisaillement de NG30 et de sa fraction NG15ecr obtenue par écrêtement des grains 15-30 mm sont analysés. NG30 a une densité sèche de 2 Mg/m<sup>3</sup> et NG15ecr une densité obtenue par la formule de Fragaszy et al. (1990), soit 1,9 Mg/m<sup>3</sup>.

### 4.4.1. Influence de l'écrêtement sur la résistance mécanique du sol

Les courbes de cisaillement des deux éprouvettes NG30 et NG15ecr sont similaires pour 50 et 100 kPa de contrainte normale (Figure 4.22). En revanche, pour 200 kPa, la courbe de NG15ecr augmente progressivement et n'atteint pas de valeur constante après 12 % de déplacement relatif contrairement à la résistance au cisaillement de NG30 qui devient constant après 6 % de déplacement relatif. Par ailleurs, les valeurs maximales de résistance au cisaillement sont similaires sous toutes les contraintes normales appliquées.

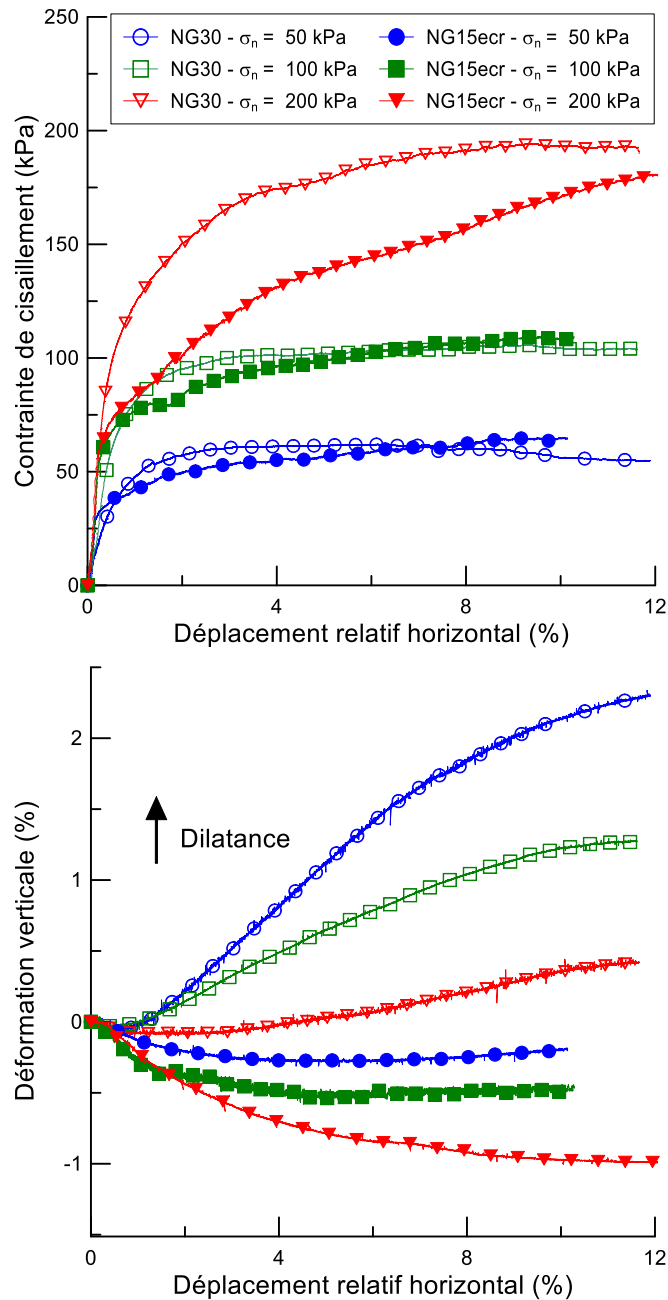


Figure 4.22 : Courbes de cisaillement et de variation de volume de NG30 ( $\rho_d = 2 \text{ Mg/m}^3$ ) et NG15ecr ( $\rho_d = 1,9 \text{ Mg/m}^3$ )

Les courbes de variation de volume de NG15ecr sont contractantes sous les contraintes normales appliquées tandis que celles de NG30 ont un comportement contractant-dilatant (Figure 4.22). La contractance de NG15ecr augmente avec la contrainte normale, sa valeur maximale passant de 0,25 à 1 % quand la contrainte passe de 50 à 200 kPa.

Les critères de rupture de NG30 et NG15ecr selon les modèles de Mohr-Coulomb et de De Mello sont présentés sur la Figure 4.23. Les valeurs de cohésion et d'angle de frottement des deux éprouvettes, ainsi que leurs valeurs des paramètres A et b sont similaires, traduisant des résistances aux cisaillement similaires des deux éprouvettes. Ainsi, avec 28% de grains écrêtés, la résistance au cisaillement du sol écrêté NG15ecr a prédit celle du sol initial NG30 lorsque sa densité a été calculée avec l'expression proposée par Fragaszky et al. (1992).

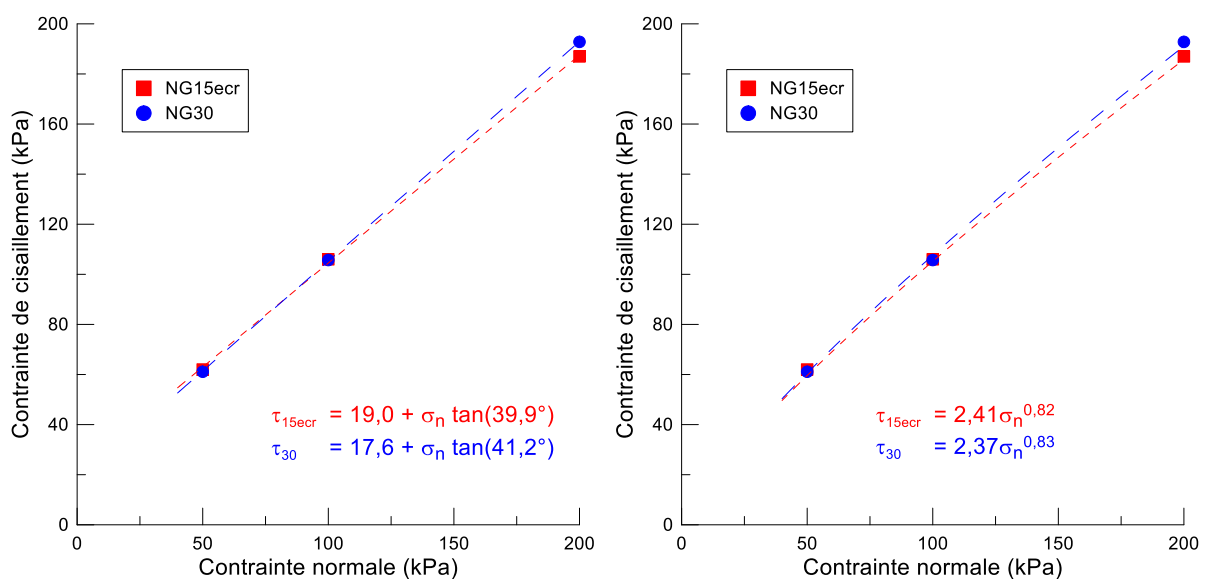


Figure 4.23 : Critères de rupture de NG30 et NG15ecr selon le modèle de Mohr-Coulomb et celui de De Mello

#### 4.4.2. Discussion sur l'utilisation de la méthode d'écrêtement

Selon Fragaszky et al. (1992), la résistance au cisaillement d'un sol grossier contenant des inclusions lisses, arrondis à subarrondis et sans contact entre elles est contrôlée par la densité de la matrice. Dans ces conditions, la méthode d'écrêtement aboutirait à une bonne estimation de la résistance au cisaillement du sol grossier initial si le sol écrêté est testé à la même densité que la matrice non perturbée par la présence des inclusions. Le pourcentage limite d'inclusions garantissant l'absence de contact entre elles varie de 20 à 50 % suivant le sol étudié (Holtz et Gibbs 1956, Fragaszky et al. 1992, Irfan et Tang 1995, Wen-Jie et al. 2011). Les résultats obtenus par Fragaszky et al. (1992) ainsi que cette étude ont montré que la méthode d'écrêtement permet une bonne estimation de la résistance au cisaillement du sol grossier initial pour moins de 30 à 40 % de grains écrêtés. Cependant, si les courbes de cisaillement

des sols initial et écrêté de cette étude sont similaires pour 50 et 100 kPa de contrainte normale, la résistance au cisaillement du sol écrêté NG15ecr est légèrement inférieure à celle du sol initial NG30 à une contrainte de 200 kPa. Cet écart laisse présager une éventuelle sous-estimation de la résistance au cisaillement du sol initial aux contraintes normales élevées. L'étude de Fragaszy et al. (1992), réalisée à une contrainte de confinement maximale de 150 kPa, ne permet pas de conclure quant à une dépendance de l'estimation à la contrainte normale. Ainsi, une étude supplémentaire est nécessaire pour s'assurer de la validité de l'estimation obtenue par la méthode d'écrêtement pour des contraintes de confinement élevées (> 200 kPa).

#### **4.5. Conclusion**

L'objectif de ce chapitre était de déterminer une méthodologie d'estimation de la résistance au cisaillement des sols grossiers ayant un pourcentage de fines élevé (> 5 %) à partir d'essais sur leur fraction compatible avec les dispositifs de cisaillement disponibles. Le sol étudié est une grave naturelle de granulométrie 0-120 mm. À partir de celui-ci, trois éprouvettes (NG30, NG15 et NG5) ont été reconstituées par la méthode de granulométrie parallèle. Leurs pourcentages de fines étaient respectivement de 15, 19,8 et 22,5 %. Les résistances au cisaillement des trois éprouvettes ont été déterminées en vue de préciser les contours de l'utilisation de la méthode de granulométrie parallèle comme moyen d'estimation de la résistance mécanique des sols grossiers ayant un pourcentage de fines élevé. Ainsi, il a été montré que la méthode de granulométrie parallèle permet une bonne estimation de l'angle de frottement du sol grossier initial lorsque le pourcentage de fines dans le sol reconstitué est inférieur à 30 %. Cela s'explique par la similarité du mode d'agencement des grains dans les sols initial et reconstitué en deçà de ce pourcentage de fines. En revanche, la cohésion du sol initial est surestimée du fait de l'augmentation du pourcentage de fines dans le sol reconstitué. Une corrélation cohésion – pourcentage de fines peut être établie afin de déduire la cohésion du sol grossier initial à partir de son pourcentage de fines. Par ailleurs, les courbes granulométriques des éprouvettes obtenues par granulométrie parallèle ont été modifiées afin d'éviter l'augmentation du pourcentage de fines induite par la méthode. L'objectif était d'aboutir à une bonne estimation de la cohésion tout en conservant la bonne estimation de l'angle de frottement garantie par la granulométrie parallèle. Les résultats ont montré que la modification effectuée n'a pas eu d'effet sur l'estimation de l'angle de frottement. Elle a aussi permis d'avoir une cohésion plus faible que celle obtenue par la méthode de granulométrie parallèle. Néanmoins, cette cohésion ne peut être attribuée au sol grossier initial car les deux éprouvettes testées avaient des cohésions différentes malgré leur pourcentage de fines identique. Finalement, la méthode d'écrêtement a été explorée comme moyen d'estimation de

la résistance au cisaillement lorsque le pourcentage de fines dans le sol reconstitué est supérieur à 30 %. Les résultats ont montré que pour moins de 40 % de grains écrêtés, la méthode d'écrêtement fournit une bonne estimation de la résistance au cisaillement du sol grossier initial. Néanmoins, il serait possible que la résistance mécanique du sol initial soit sous-estimée pour des contraintes normales élevées (> 200 kPa).

## **Chapitre 5 : Proposition d'une méthodologie d'estimation de la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice**

L'objectif de cette étude est d'estimer la résistance au cisaillement des sols grossiers à partir d'essais sur leur fraction compatible avec les dispositifs disponibles. Les deux chapitres précédents ont permis de mettre en évidence l'influence de l'augmentation du pourcentage de fines dans le sol reconstitué sur les paramètres mécaniques estimés. Dans ce chapitre, il est question de proposer une méthodologie de détermination de la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice sur la base des conclusions obtenues. Ainsi, il est présenté successivement :

- Les précautions à prendre lors de la détermination de la courbe granulométrique du sol grossier à matrice et une méthodologie d'estimation de ses caractéristiques de compactage ;
- Les critères de choix de la méthode de reconstitution granulométrique adaptée, des caractéristiques de l'éprouvette à tester ainsi que l'exploitation des résultats en vue de déduire les caractéristiques mécaniques du sol grossier initial.

La détermination de la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice à partir d'essais sur la fraction compatible avec l'appareillage disponible se fait en suivant les deux étapes suivantes :

- Caractérisation physique du sol grossier initial ;
- Choix de la méthode de reconstitution granulométrique, des caractéristiques de l'éprouvette reconstituée et déduction de la résistance au cisaillement du sol initial.

Ces différentes étapes sont détaillées dans la suite.

## **5.1. Caractérisation du sol grossier initial**

L'étude d'un sol débute par la détermination de ses caractéristiques physiques et de compactage. Dans le cadre de la détermination de la résistance au cisaillement du sol grossier, la courbe granulométrique du sol et sa densité sèche maximale sont des paramètres particulièrement importants. Il convient donc de les déterminer avec précaution pour assurer la fiabilité des résultats qui en découleront.

### **5.1.1. Précautions à prendre pour la détermination de la courbe granulométrique des sols grossiers à matrice**

La reconstitution granulométrique de l'éprouvette à tester est basée sur la courbe granulométrique du sol initial. Ainsi, une bonne estimation de la résistance au cisaillement du sol est conditionnée entre autres par une courbe granulométrique correctement établie. La présence des grains de grande taille impose de prélever une masse importante pour déterminer la courbe granulométrique du sol. En effet, la masse de sol à prélever pour déterminer la courbe granulométrique est fonction de la taille maximale des grains (Tableau 5.1). Ainsi, un soin particulier doit être accordé à la détermination de la courbe granulométrique. Il s'agit de s'assurer de la représentativité de l'échantillon prélevé et de réaliser l'essai sur au moins deux échantillons distincts pour confirmer les résultats. Par ailleurs, une variabilité de distribution granulométrique peut exister dans les dépôts naturels. Dans ce cas, des prélèvements peuvent être réalisés à divers endroits pour établir un fuseau granulométrique du dépôt. Si la variabilité est faible, la limite supérieure du fuseau pourra être retenue pour être sécuritaire ou la granulométrie moyenne pourra être adoptée. En cas de variabilité importante des courbes granulométriques, il peut être envisagé de considérer le massif de sol comme autant de sols grossiers différents que nécessaire afin d'être plus proche de la réalité.

**Tableau 5.1 : Masse de sol à prélever pour déterminer la courbe granulométrique en fonction du diamètre maximal de grain (AFNOR NF EN ISO 14688-1, 2018)**

$d_m$ (mm)	1	5	8	10	12,5	20	40	50	80	> 80
Masse (kg)	0,2	0,3	0,5	0,8	1,2	3	12	20	50	$6 \cdot 10^{-6} \cdot d_m^{3,66}$

### 5.1.2. Détermination des caractéristiques de compactage des sols grossiers

La taille des grains des sols grossiers à matrice rend difficile la détermination de leurs caractéristiques de compactage. Les dispositifs de compactage usuels de laboratoire permettent de déterminer la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale des sols ayant un  $d_{max}$  inférieur à 50 mm et moins de 30 % de grains de taille supérieure à 20 mm (AFNOR NF P94-093, 2014). Ainsi, une alternative devrait être trouvée pour les sols ne respectant pas ces critères. Dorador et Besio (2013) proposent d'établir une relation entre l'indice des vides minimal d'échantillons reconstitués par la méthode d'écrêtement et leur taille maximale de grain. L'indice des vides minimal du sol grossier initial étant déduit de cette relation qui est sous la forme :

$$e_{min} = a d_{max}^{-n} \quad (5.1)$$

Les travaux de Zeller et Wullimann (1957) ont montré que le sol écrêté avait un intervalle de variation de porosité plus restreint que celui du sol initial. Ce constat est dû à la diminution du coefficient d'uniformité avec l'écrêtement, la granulométrie devenant plus uniforme. Puisque la méthode de granulométrie parallèle conserve le coefficient d'uniformité du sol initial, elle est préférée à l'écrêtement comme méthode de reconstitution granulométrique. Ainsi, il est proposé d'établir une relation entre la densité sèche maximale d'échantillons obtenus par granulométrie parallèle et le diamètre moyen des grains ( $d_{50}$ ) :

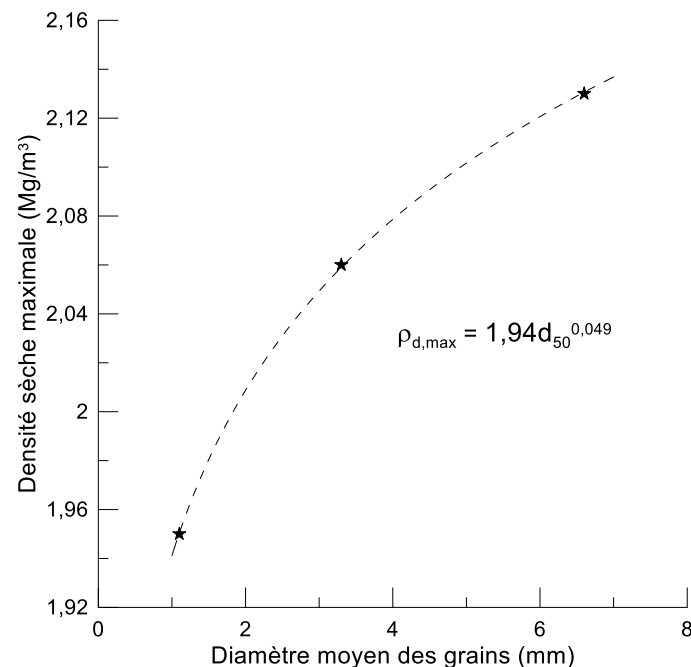
$$\rho_{d,max} = a d_{50}^b \quad (5.2)$$

La densité sèche maximale du sol grossier initial pourra être déduite de cette relation établie à partir de la densité sèche d'au moins trois échantillons reconstitués par la méthode de granulométrie parallèle. Par exemple, les données des échantillons de granulométrie parallèle NG30, NG15 et NG5 peuvent être utilisées pour déterminer la densité sèche maximale de l'échantillon initial NG120. La corrélation aboutit à l'expression (Figure 5.1) :

$$\rho_{d,max,NG} = 1,94 d_{50}^{0,049} \quad (5.3)$$



Le diamètre moyen de NG120 étant de 26,4 mm, la densité sèche maximale calculée de NG120 est de 2,28 Mg/m<sup>3</sup>.



**Figure 5.1 : Variation de la densité sèche des éprouvettes NG en fonction de la taille moyenne des grains**

Par ailleurs, les teneurs en eau optimales des échantillons reconstitués peuvent être utilisées pour établir une corrélation afin de déterminer la teneur en eau optimale du sol grossier initial. Puisque les fines ont un impact important sur la quantité d'eau pouvant être absorbée par le sol, leur pourcentage est utilisé pour établir cette corrélation. Ainsi, la teneur en eau optimale ( $w_{opt}$ ) des échantillons à granulométrie parallèle peut s'écrire en fonction de leur pourcentage de fines ( $f$ ) sous la forme :

$$w_{opt} = af^b \quad (5.4)$$

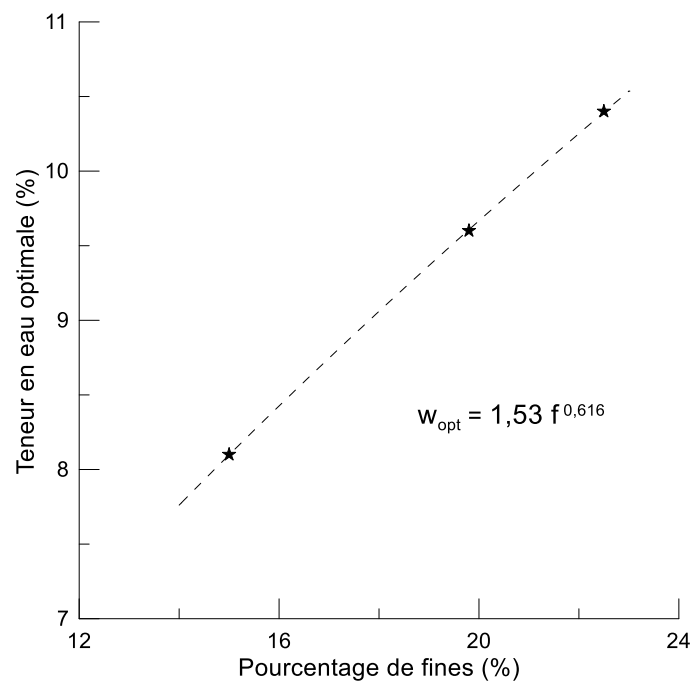
Connaissant le pourcentage de fines du sol grossier initial, sa teneur en eau optimale peut être déduite de cette relation. Une application aux échantillons de grave naturelle (NG) de cette étude donne comme expression (Figure 5.2) :

$$w_{opt} = 1,53f^{0,616} \quad (5.5)$$

NG120 contenant 4,3 % de fines, sa teneur en eau optimale calculée est de 3,8 %.

La détermination de la teneur en eau optimale des sols grossiers à matrice peut aussi se faire en utilisant la norme AFNOR NF P 94-093 (2014). En effet, la procédure exposée dans la norme peut permettre d'évaluer l'état hydrique des matériaux ayant plus de 30 % de grains de taille supérieure à 20 mm. Elle consiste à réaliser les essais sur la fraction 0-20 mm obtenue par écrêtement et de déterminer par calcul la teneur en eau optimale du sol initial. Le calcul est basé sur l'hypothèse que les particules écrêtées ne retiennent pas d'eau. La teneur en eau optimale du sol initial  $w$  est déduite de celle du sol écrêté 0-20 mm ( $w'$ ) connaissant le pourcentage massique de grains retirés  $p$  en utilisant l'expression :

$$w = w'(1 - p) \quad (5.6)$$



**Figure 5.2 : Variation de la teneur en eau optimale des éprouvettes NG en fonction de leur pourcentage de fines**

En somme, la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale des sols grossiers à matrice peuvent être déterminées en reconstituant des échantillons de granulométrie parallèle et en utilisant les corrélations proposées ci-dessus. Une fois ces paramètres déterminés, la question de l'estimation de leur résistance mécanique peut être abordée.

## 5.2. Choix de la méthode de reconstitution granulométrique

Le choix de la méthode de reconstitution granulométrique dépend de la taille du dispositif retenu qui conditionne la taille maximale de grain de l'éprouvette à tester et donc les différences entre les sols initial et reconstitué. Une précaution doit être prise quant au rapport

entre la taille maximale de grain du sol initial et celle du sol reconstitué. Pour l'étude des granulats avec la méthode de granulométrie parallèle, Frossard et al (2012) ont proposé que ce rapport soit inférieur à 15. Dans le cas des sols grossiers à matrice, il faut garder à l'esprit que plus ce rapport est élevé, plus le comportement mécanique du sol reconstitué s'éloignera de celui du sol initial à cause de l'augmentation du pourcentage de fines qui en résulte. La règle principale est donc de choisir un rapport de taille de grain qui limite l'augmentation du pourcentage de fines dans le sol reconstitué. L'étude menée sur la grave naturelle a montré que lorsque l'éprouvette avait un degré de compactage supérieur à 100 %, la forme de sa courbe de cisaillement était différente de celle du sol initial (apparition d'un pic de résistance). Ainsi, l'échantillon reconstitué devrait être choisi de sorte que la densité d'essai corresponde à un degré de compactage de l'éprouvette inférieur à 100 %.

Une fois l'appareillage de cisaillement choisi, la question du choix de la méthode de reconstitution adaptée se pose. Le paramètre à prendre en compte est le pourcentage de fines du sol reconstitué qui en résulterait. Les trois cas suivants sont distingués en fonction des conclusions de cette étude :

- Le sol reconstitué a un pourcentage de fines inférieur à 5 % ;
- Le pourcentage de fines du sol reconstitué est compris entre 5 et 30 % ;
- Le pourcentage de fines du sol reconstitué est supérieur à 30 %.

Dans la suite, la méthode de reconstitution à adopter dans chaque situation est présentée.

### **5.2.1. Pourcentage de fines du sol reconstitué inférieur à 5 %**

Il s'agit des matériaux grossiers ayant très peu de fines. Ces fines ont peu d'influence sur la résistance au cisaillement des sols initial et reconstitué. Cette situation est identique à celle du granulats de cette étude. Il a été montré dans ce cas que la résistance au cisaillement du sol initial est bien estimée par la méthode de granulométrie parallèle aux faibles contraintes normales (< 200 kPa). La méthode de granulométrie parallèle est donc indiquée pour déterminer la résistance au cisaillement du sol grossier initial. Les sols initial et reconstitué ont des densités minimales et maximales similaires. Ainsi, que l'éprouvette reconstituée soit testée à la même densité sèche ou à la même densité relative que le sol initial, les densités sèches résultantes seront similaires. Dans cette étude, les éprouvettes ont été testées à la même densité sèche et les résultats obtenus étaient satisfaisants. Ce critère peut être retenu pour choisir la densité sèche de l'éprouvette reconstituée.

Lorsque la résistance au cisaillement du sol reconstitué a été déterminée, celle du sol initial peut être déduite. Si les contraintes normales appliquées sont faibles (< 200 kPa), il peut être conclu que le sol initial a la même résistance au cisaillement que le sol reconstitué. En effet, les contacts intergranulaires sont similaires dans les deux éprouvettes et le taux de rupture des particules est faible. Cependant, si les contraintes normales sont élevées, le taux de

rupture des particules, plus élevée dans le sol initial en raison de la taille des grains, conduirait à une surestimation de la résistance au cisaillement du sol initial. Dans ce cas, Frossard et al (2012) ont proposé une méthode pour prendre en compte l'influence de la rupture des particules sur l'estimation de la résistance au cisaillement. Elle consiste à réaliser des essais d'écrasement sur les grains pris individuellement afin d'établir une relation entre la force de rupture des particules ( $f$ ) et leur taille ( $d$ ) :

$$f = \eta d^\lambda \quad (5.7)$$

Puis, le paramètre  $\lambda$  de cette relation est pris en compte dans le calcul de la résistance au cisaillement du sol initial pour une meilleure estimation. Plus de détails sur cette méthode sont donnés dans la section 1.3.2.3. Ainsi, les contraintes de cisaillement  $\tau_i$  du sol initial et  $\tau_r$  du sol reconstitué sont liées par la relation :

$$\tau_i = \tau_r \left( \frac{D_i}{D_r} \right)^{-3/m} \quad (5.8)$$

Avec  $D_i$  et  $D_r$ , les tailles caractéristiques des sols initial et reconstitué ( $d_{\max}$  ou  $d_{50}$ ) ;  
 $m = 3/(2-\lambda)$  : paramètre lié à la rupture des particules.

### 5.2.2. Pourcentage de fines du sol reconstitué compris entre 5 et 30 %

Dans ce cas, le sol initial pourrait avoir un pourcentage de fines inférieur à 5 % ou aussi compris entre 5 et 30 %. L'influence des fines sur la résistance au cisaillement est plus importante dans le sol reconstitué que dans le sol initial. Ce cas s'apparente au cas de la grave naturelle de cette étude. L'étude de ce matériau a montré que lorsque le pourcentage de fines dans le sol reconstitué est inférieur à 30 %, l'angle de frottement du sol initial est bien estimé par la méthode de granulométrie parallèle, mais la cohésion est surestimée du fait de l'augmentation du pourcentage de fines dans le sol reconstitué. La méthode de granulométrie parallèle est donc recommandée pour déterminer la résistance au cisaillement du sol initial. Mais au moins trois éprouvettes devront être reconstituées pour estimer la cohésion du sol grossier initial. En effet, l'essai sur les trois éprouvettes permettra d'établir une relation entre la cohésion et le pourcentage de fines. Cette relation pourra être utilisée pour estimer la cohésion du sol initial.

L'augmentation du pourcentage de fines dans le sol reconstitué par la méthode de granulométrie parallèle conduit à une diminution de la densité maximale du sol. Ainsi, le critère de choix de la densité de l'éprouvette reconstitué s'avère primordial. Dans cette étude, il a été constaté que lorsque le sol reconstitué est testé au même degré de compactage que le sol

initial, sa densité sèche correspondante est plus faible et la résistance au cisaillement du sol initial est sous-estimée. En revanche, l'angle de frottement du sol initial est bien estimé lorsque le sol reconstitué est testé à la même densité sèche que le sol initial. Ainsi, les éprouvettes reconstituées devront être testées à la même densité sèche que le sol initial, celle-ci étant la densité de mise en place in situ.

Une fois les résistances au cisaillement des trois éprouvettes déterminées, celle du sol grossier initial peut être estimée. Suivant les résultats de cette étude, si les critères de rupture sont représentés selon le modèle de Mohr-Coulomb, les trois éprouvettes auront des angles de frottement similaires, cet angle de frottement étant aussi celui du sol initial. Pour déterminer la cohésion du sol initial, une relation cohésion – pourcentage de fines devra être établie. Elle est valable pour des pourcentages de fines inférieurs à 30 % et se présente sous la forme :

$$\frac{c}{c_{100}} = \frac{1 - e^{-\lambda f}}{1 + e^{-\lambda f}} \quad (5.9)$$

Avec  $c$  la cohésion,  $c_{100}$  la cohésion pour 100 % de fines,  $\lambda$  un paramètre contrôlant la pente de la courbe et  $f$  le pourcentage de fines.

Cette courbe est établie en trouvant les valeurs de  $c_{100}$  et  $\lambda$  permettant d'être le plus proche possible des points expérimentaux. Une fois la relation établie, le pourcentage de fines du sol initial est inséré dans celle-ci pour déduire sa cohésion.

Par exemple, l'étude des échantillons de grave naturelle (NG) de granulométrie parallèle a donné les valeurs suivantes :  $c_{100} = 40$  kPa et  $\lambda = 0,25$ . L'échantillon initial NG120 ayant 4,3% de fines, sa cohésion est estimée à 1,8 kPa.

### **5.2.3. Pourcentage de fines du sol reconstitué supérieur à 30 %**

Lorsque le pourcentage de fines dans le sol reconstitué est supérieur à 30 %, la méthode de granulométrie parallèle ne peut plus être utilisée. En effet, le sol reconstitué n'aura pas le même mode d'arrangement des grains que le sol initial, ce qui entraînera une sous-estimation de l'angle de frottement. La cohésion sera quant à elle surestimée du fait de l'augmentation du pourcentage de fines dans le sol reconstitué. Suivant le pourcentage de fines du sol initial, deux situations peuvent être distinguées :

- Le pourcentage de fines du sol initial est inférieur à 5 % : il est conseillé de choisir un dispositif de cisaillement de plus grande taille. En effet, le rôle des fines dans les deux sols est différent. Tandis que leur effet est négligeable dans le sol initial, les fines contrôlent le comportement mécanique du sol reconstitué. De ce fait, le sol reconstitué n'est pas représentatif du sol initial.

- Le pourcentage de fines du sol initial est supérieur à 5 % : il peut être envisagé d'utiliser la méthode d'écrêtement. La condition pour utiliser cette méthode est que le sol obtenu après écrêtement contrôle le comportement mécanique du sol grossier initial, soit pour moins de 30 à 40 % de grains écrêtés.

Fragaszy et al (1992) ont montré que le sol écrêté avait la même résistance au cisaillement que le sol initial si le premier est testé à une densité sèche correspondante à celle de la partie de la matrice suffisamment éloignée des inclusions. Cette densité ( $\rho_r$ ) est calculée en fonction de la densité du sol initial ( $\rho_i$ ) par l'expression :

$$\rho_r = \frac{1 - p}{\frac{1}{\rho_i} - \frac{p}{\alpha \rho_{s,incl}}} \quad (5.10)$$

Avec  $p$  le pourcentage massique de grains écrêtés,  $\rho_{s,incl}$  la masse volumique solide des grains écrêtés et  $\alpha$  : le coefficient tenant compte du supplément de vide dû à la présence des inclusions.

Le coefficient  $\alpha$  est calculé par l'expression :

$$\alpha = \frac{1}{1 + \beta \kappa} \quad (5.11)$$

Avec  $\beta = 1,333 (e_i - 0,1)$ ,  $e_i$  étant l'indice des vides du sol initial ;  $\kappa$  est un facteur indépendant de la densité, il est calculé à partir des densités sèches minimales des sols initial et reconstitué. Pour plus de détails sur le calcul du coefficient  $\alpha$ , consulter les travaux de Fragaszy et al. (1990).

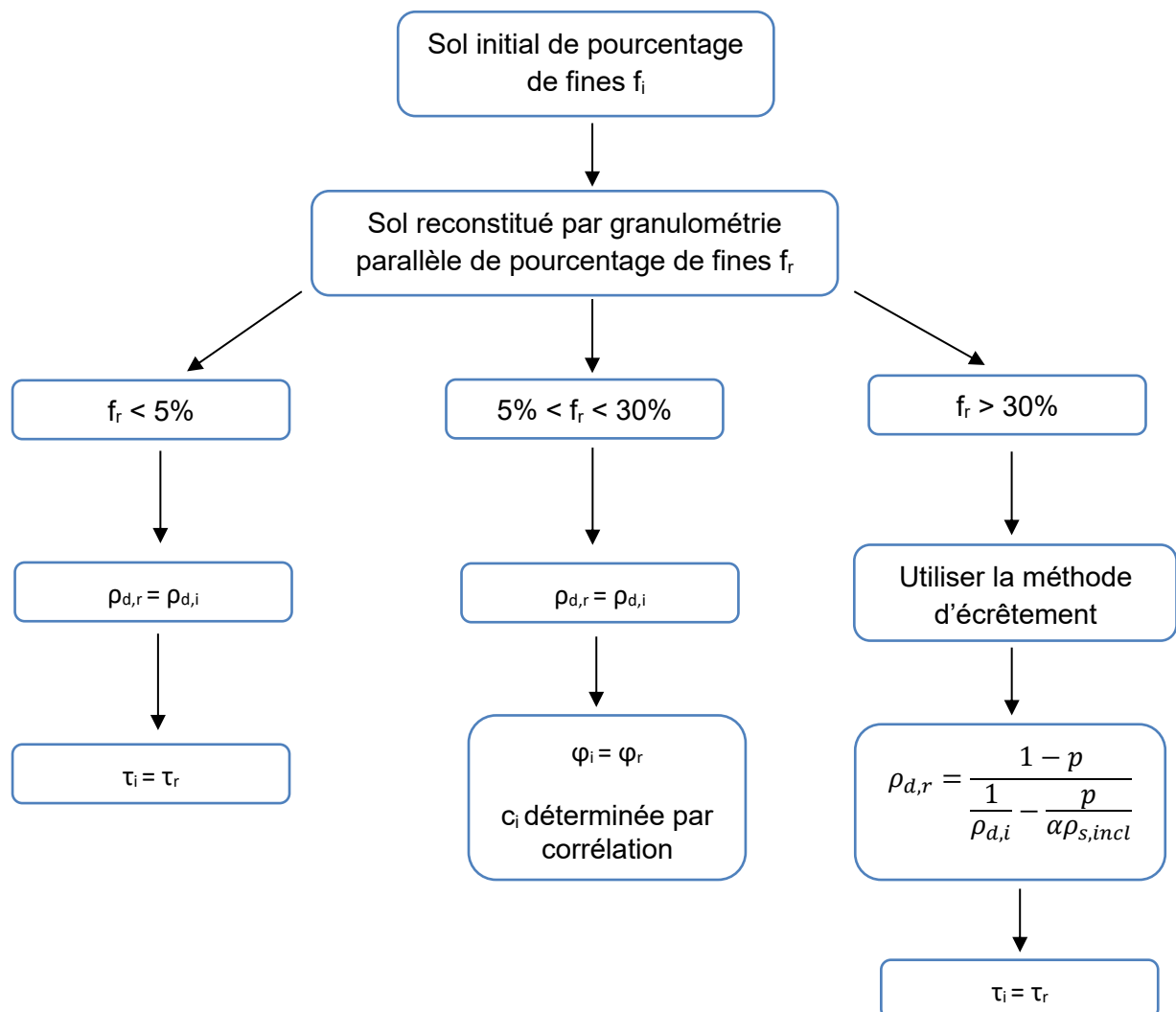
Si les contraintes normales appliquées lors des essais sont inférieures à 200 kPa, la résistance au cisaillement du sol grossier initial est identique à celle obtenue pour le sol reconstitué. Pour des contraintes normales supérieures à 200 kPa, les résultats obtenus dans cette étude laissent supposer que la résistance au cisaillement du sol initial serait sous-estimée par la méthode. Des études supplémentaires sont donc nécessaires pour juger de l'application de la méthode d'écrêtement lorsque les contraintes normales sont élevées (> 200 kPa).

#### 5.2.4. Synthèse sur le choix de la méthode de reconstitution granulométrique

Le choix de la méthode de reconstitution granulométrique se fait suivant le pourcentage de fines résultant dans le sol reconstitué. Trois cas ont été distingués :

- Le sol reconstitué a un pourcentage de fines inférieur à 5 % : dans ce cas, la méthode de granulométrie parallèle est conseillée ;
- Le pourcentage de fines du sol reconstitué est compris entre 5 et 30 % : la méthode de granulométrie parallèle est conseillée mais au moins trois éprouvettes doivent être reconstituées ;
- Le pourcentage de fines du sol reconstitué est supérieur à 30 % : la méthode d'écrêtement est à privilégier.

La Figure 5.3 résume les différentes situations ainsi que les recommandations pour déterminer la résistance au cisaillement du sol grossier initial.



**Figure 5.3 : Choix de la méthode de reconstitution en fonction du pourcentage de fines du sol reconstitué**

### 5.3. Conclusion

Dans ce chapitre, il était question de définir une méthodologie permettant de déterminer la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice à partir des conclusions de cette étude. Cette méthodologie commence par la détermination des caractéristiques du sol grossier initial telles que sa courbe granulométrique et ses paramètres de compactage (densité sèche maximale, teneur en eau optimale). Les dispositifs de compactage courants de laboratoire n'étant pas adaptés aux sols grossiers à matrice, une méthodologie a été proposée. Elle consiste à déterminer les paramètres de compactage d'échantillons obtenus par la méthode de granulométrie parallèle afin d'établir une relation avec le diamètre moyen des grains (pour la densité sèche maximale) ou le pourcentage de fines (pour la teneur en eau optimale). Ces relations sont ensuite utilisées pour déterminer les paramètres de compactage du sol initial. Une fois les caractéristiques du sol initial déterminées, la méthode de reconstitution granulométrique adaptée peut être choisie. Elle est conditionnée par la taille du dispositif de cisaillement qui doit être choisie de sorte à limiter l'augmentation du pourcentage de fines dans le sol reconstitué. Trois cas ont été distingués dans le choix de la méthode de reconstitution en fonction du pourcentage de fines du sol reconstitué par granulométrie parallèle :

- Le pourcentage de fines du sol reconstitué est inférieur à 5 % : une éprouvette de granulométrie parallèle au sol initial doit être reconstituée. Sa résistance au cisaillement sera similaire à celle du sol initial si elle est testée à la même densité sèche que celui-ci et à des contraintes normales faibles (< 200 kPa)
- Le pourcentage de fines du sol reconstitué est compris entre 5 et 30 % : au moins trois éprouvettes de granulométrie parallèle au sol initial doivent être reconstituées et testées à la même densité sèche que celui-ci. Le sol initial aura le même angle de frottement que les éprouvettes reconstituées et sa cohésion pourra être déterminée par une corrélation cohésion – pourcentage de fines.
- Le pourcentage de fines du sol reconstitué est supérieur à 30 % : la méthode de reconstitution indiquée dans ce cas est l'écrêtement. Le sol initial aura la même résistance au cisaillement que le sol reconstitué si ce dernier est testé à une densité sèche calculée selon l'expression proposée par Fragaszy et al. (1990) et à des contraintes normales inférieures à 200 kPa.





## Conclusion générale

Les sols grossiers sont des matériaux contenant des grains de taille allant du micromètre à plusieurs dizaines de centimètres. Ces matériaux peuvent être utilisés dans des projets géotechniques tels les barrages, les digues et les remblais. La détermination de leur résistance mécanique s'avère donc nécessaire. Cette tâche est rendue difficile par la présence de grains de taille supérieure à la taille maximale admissible par les dispositifs courants de laboratoire. L'objectif de cette étude était donc d'établir une méthode permettant de déterminer la résistance au cisaillement de ces sols.

L'étude bibliographique a mis en évidence trois moyens d'y arriver : l'utilisation de dispositifs de grandes dimensions, les essais in situ et les méthodes de reconstitution granulométrique de l'éprouvette à tester. Les dispositifs de grandes dimensions existants ne sont pas adaptés à tous les sols grossiers et posent des problèmes de fiabilité des résultats quand leur taille augmente. Quant aux essais in situ, ils nécessitent de grands moyens et ne sont pas toujours envisageables. Les techniques de reconstitution granulométrique, qui consistent à réduire la taille des grains de l'éprouvette à tester, ont été privilégiées. Parmi celles-ci, la méthode de granulométrie parallèle a été retenue car elle conserve la forme de la courbe granulométrique du sol initial et bénéficie d'un nombre plus important d'études. Cependant, son application induit une augmentation du pourcentage de fines (particules de taille inférieure à 0,08 mm) dans le sol reconstitué. Ainsi, se pose la question de l'impact de cette augmentation sur l'estimation de la résistance mécanique du sol grossier initial et de l'existence d'un pourcentage limite de fines qui garantit une estimation satisfaisante. Pour répondre à ces interrogations, les résistances au cisaillement de deux types de sols grossiers ont été estimées par la méthode de granulométrie parallèle : l'un ayant un faible pourcentage de fines (< 5 %) et l'autre un pourcentage de fines élevé (> 15 %).

Dans le chapitre 2, il était question de présenter les dispositifs de cisaillement utilisés, les caractéristiques des échantillons de sol et la mise en place des éprouvettes ainsi que les résultats de l'étude sur les paramètres d'essai que sont la dimension de l'éprouvette, la vitesse de cisaillement et la densité sèche du sol reconstitué. Ainsi, il a été montré que l'augmentation du paramètre taille de l'éprouvette / taille maximale des grains ( $L/d_{max}$ ) entraîne une diminution de la résistance au cisaillement du sol. Par ailleurs, il a été constaté qu'une augmentation de la vitesse de cisaillement conduisait à une augmentation de la résistance au cisaillement au

pic et n'avait pas d'effet sur la résistance au cisaillement résiduelle. De plus, il a été montré que le sol reconstitué doit être testé à la même densité sèche que le sol initial plutôt qu'au même degré de compactage pour une meilleure estimation de la résistance au cisaillement du sol initial. Par conséquent, les éprouvettes de granulométrie parallèle ont été testées à des valeurs de  $L/d_{max}$  similaires, à la même vitesse de déformation et à la même densité sèche.

Dans le troisième chapitre, la validité de la méthode de granulométrie parallèle comme moyen d'estimation de la résistance au cisaillement des sols grossiers ayant un faible pourcentage de fines a été étudié. Un granulat 0-80 mm (LA80, 1,9 % de fines) a été choisi comme support de l'étude et les éprouvettes 0-30 (LA30, 2,5 % de fines) et 0-5 mm (LA5, 4 % de fines) ont été reconstituées. Les résultats ont montré que la méthode de granulométrie parallèle permet d'estimer la résistance au cisaillement des sols grossiers ayant un faible pourcentage de fines aux faibles contraintes normales ( $< 200$  kPa). En effet, lorsque la contrainte normale est élevée, la résistance mécanique du sol initial est surestimée du fait de la rupture des particules, plus élevée lorsque les grains sont de grande taille. Aussi, il a été constaté que la dilatance du sol initial est surestimée par la méthode de granulométrie parallèle.

L'objectif du quatrième chapitre était de déterminer un moyen d'estimer la résistance au cisaillement des sols grossiers ayant un pourcentage de fines élevé à partir d'essais sur leur fraction fine. Pour ce faire, une grave naturelle 0-120 mm (NG120, 4,3 % de fines) a été choisie comme support de l'étude et les éprouvettes 0-30 (NG30, 15% de fines), 0-15 (NG15, 19,8 % de fines) et 0-5 mm (NG5, 22,5 % de fines) ont été reconstituées en utilisant la méthode de granulométrie parallèle. Les résultats ont montré que la méthode de granulométrie parallèle permet d'estimer l'angle de frottement du sol grossier initial lorsque le pourcentage de fines dans le sol reconstitué n'entraîne pas un changement de structure par rapport au sol initial, soit moins de 30 % de fines. Cependant, la cohésion du sol initial est surestimée du fait de l'augmentation du pourcentage de fines dans le sol reconstitué. Une corrélation cohésion-pourcentage de fines a été proposée afin d'estimer la cohésion du sol grossier initial. L'utilisation de la méthode de granulométrie parallèle étant possible pour moins de 30 % de fines dans le sol reconstitué, deux autres méthodes ont été explorées afin de déterminer la résistance au cisaillement des sols grossiers lorsque le pourcentage de fines du sol reconstitué est supérieur à 30 %. Il s'agit de la méthode de granulométrie parallèle modifiée, qui consiste à éviter l'augmentation du pourcentage de fines induite par la granulométrie parallèle, et la méthode d'écrêtement. Les essais sur les éprouvettes obtenues par la méthode de granulométrie parallèle modifiée ont montré que celles-ci avaient les mêmes angles de frottement et des cohésions plus faibles que les éprouvettes à granulométrie parallèle. Néanmoins, cette cohésion ne peut être attribuée au sol grossier initial car les deux éprouvettes testées avaient des cohésions différentes malgré leur pourcentage de fines

identique. Quant à la méthode d'écrêtement, les résultats ont montré que pour moins de 40 % de grains écrêtés, elle fournit une bonne estimation de la résistance au cisaillement du sol grossier initial.

Le chapitre 5 visait à définir une méthodologie permettant de déterminer la résistance au cisaillement d'un sol grossier à matrice quelconque à partir des résultats obtenus dans les chapitres précédents. Dans ce chapitre, une méthodologie reposant sur des corrélations pour déterminer la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale des sols grossiers à matrice a été proposée. Puis, trois cas pour choisir la méthode de reconstitution granulométrique ont été distingués en fonction du pourcentage de fines du sol reconstitué : moins de 5 % de fines, entre 5 et 30 % et fines et plus de 30 % de fines. Lorsque le pourcentage de fines du sol reconstitué est inférieur à 30 %, la méthode de granulométrie parallèle est préconisée pour estimer la résistance au cisaillement du sol grossier à matrice. En revanche, pour plus de 30 % de fines dans le sol reconstitué, la méthode d'écrêtement est recommandée.

Ainsi, cette étude apporte des réponses quant à la détermination de la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice à partir d'essais sur leur fraction compatible avec l'appareillage disponible. Cependant, des études ultérieures pourront l'enrichir et améliorer la compréhension du comportement mécanique des sols grossiers à matrice :

- Mise en évidence l'effet de la plasticité des fines sur l'estimation de la résistance au cisaillement par les méthodes de reconstitution granulométrique : cette étude a été réalisée sur des sols ayant des fines peu plastiques. Il convient de s'assurer de la validité des conclusions obtenues pour des fines ayant un indice de plasticité plus élevé.
- Essais in situ : les résultats de ces travaux permettent de déterminer, en laboratoire, la résistance au cisaillement des sols grossiers à matrice. La réalisation d'études in situ permettra de prendre en compte l'effet du changement d'échelle sur les résultats.
- Cette étude étant expérimentale, elle peut être complétée par une simulation numérique pour mettre en évidence, à l'échelle granulaire, l'évolution induite par les méthodes de reconstitution granulométrique. Des modèles constitutifs peuvent être établis pour modéliser le comportement mécanique des sols grossiers à matrice.

## Références bibliographiques

- AFNOR. NF EN ISO 14688-1. 2018. Reconnaissance et essais géotechniques - Identification et classification des sols - Partie 1 : Identification et description. Association Française de Normalisation, Paris, France, 34p.
- AFNOR NF EN ISO 17892-9. 2018. Reconnaissance et essais géotechniques - Essais de laboratoire sur les sols - Partie 9 : Essais en compression à l'appareil triaxial consolidés sur sols saturés. Association Française de Normalisation, Paris, France.
- AFNOR NF EN ISO 17892-10. 2018. Reconnaissance et essais géotechniques - Essais de laboratoire des sols - Partie 10 : Essai de cisaillement direct. Association Française de Normalisation, Paris, France.
- AFNOR. NF P94-093. 2014. Sols : Reconnaissance et essais - Détermination des références de compactage d'un matériau - Essai Proctor Normal - Essai Proctor Modifié. Association Française de Normalisation, Paris, France. 28p.
- Alejano, L.R., and Bobet, A. 2012. Drucker–Prager Criterion. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, **45**(6): 995–999. doi:10.1007/s00603-012-0278-2.
- Al-Hussaini, M. 1983. Effect of particle size and strain conditions on the strength of crushed basalt. *Canadian Geotechnical Journal*, **20**(4): 706–717.
- Alonso, E.E., Romero, E.E., and Ortega, E. 2016. Yielding of rockfill in relative humidity-controlled triaxial experiments. *Acta Geotechnica*, **11**(3): 455–477. doi:10.1007/s11440-016-0437-9.
- Anagnosti, P. 1982. Les propriétés de déformation et de résistance des matériaux à gros grains. *Revue Française de Géotechnique*, (18): 5–19. doi:10.1051/geotech/1982018005.
- Aubertin, M., Li, L., Simon, R., and Buisnière, B. 2003. Un critère général de plasticité et de rupture pour les matériaux à porosité variable. Rapport technique, Polytechnique Montréal.
- Bareither, C.A., Benson, C.H., and Edil, T.B. 2008. Comparison of shear strength of sand backfills measured in small-scale and large-scale direct shear tests. *Canadian Geotechnical Journal*, **45**: 1224–1236. doi:10.1139/T08-058.
- Barton, N., and Kjaernsli, B. 1981. Shear strength of rockfill. *J Geotech Eng Div Proc ASCE*, **107**(GT7): 873–891.

- Bimbard, J. 2001. Exemple d'application d'une technique de traitement par homogénéisation du gisement pour constituer une couche de forme. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **231**: 25–32.
- Bourdeau, Y. 1997. Le comportement des alluvions du Rhône dans une grande boîte de cisaillement direct. *Revue Française de Géotechnique*, **79**: 45–57.
- Cerato, A.B., and Lutenecker, A.J. 2006. Specimen size and scale effects of direct shear box tests of sands. *Geotechnical Testing Journal*, **29**(6): 507–516. doi:10.1520/GTJ100312.
- Chang, C.S., and Meidani, M. 2013. Dominant grains network and behavior of sand-silt mixtures: stress-strain modeling. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **37**(15): 2563–2589. doi:10.1002/nag.2152.
- Chang, C.S., Wang, J.-Y., and Ge, L. 2015. Modeling of minimum void ratio for sand-silt mixtures. *Engineering Geology*, **196**: 293–304. doi:10.1016/j.enggeo.2015.07.015.
- Chang, W.-J., and Hong, M.-L. 2008. Effects of clay content on liquefaction characteristics of gap-graded clayey sands. *Soils and foundations*, **48**(1): 101–114.
- Chang, W.-J., and Phantachang, T. 2016. Effects of gravel content on shear resistance of gravelly soils. *Engineering Geology*, **207**: 78–90. doi:http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2016.04.015.
- Charles, J.A., and Watts, K.S. 1980. The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill. *Géotechnique*, **30**(4): 353–367.
- Chavez, C., and Alonso, E.E. 2003. A constitutive model for crushed granular aggregates which includes suction effects. *Soils and Foundations*, **43**(4): 215–227.
- Coli, N., Berry, P., and Boldini, D. 2011. In-situ non-conventional shear tests for the mechanical characterisation of a bimrock. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, **48**: 95–102. doi:10.1016/j.ijrmms.2010.09.012.
- Dano, C. 2001. Comportement mécanique des sols injectés. Ecole Centrale de Nantes, Nantes.
- De Mello, V.F.B. 1977. Reflections on design decisions of practical significance to embankment dams. *Géotechnique*, **27**(3): 281–355.
- Donaghe, R.T., and Torrey, V.H. 1985. Strength and deformation properties of earth-rock mixtures. Technical report, US Army Engineer, Washington.
- Dorador, L., and Besio, G. 2013. Some considerations about geotechnical characterization on soils with oversize. *In* 5th International Young Geotechnical Engineering Conference. p. 4p.
- Drucker, D.C., and Prager, W. 1952. Soil mechanics and plastic analysis or limit design. *Quarterly of Applied Mathematics*, **10**(2): 157–165. doi:10.1090/qam/48291.
- Einav, I. 2007. Breakage mechanics- Part I: Theory. *J. Mech. Phys. Solids*, **55**(6): 1274–1297.

- Elkady, T.Y., Shaker, A.A., and Dhowain, A.W. 2015. Shear strengths and volume changes of sand–attapulgite clay mixtures. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, **74**(2): 595–609. doi:10.1007/s10064-014-0653-1.
- Estaire, J., and Olalla, C. 2005. Analysis of shear strength of armourstone based on 1m<sup>3</sup> direct shear tests. *WIT Transactions on The Built Environment*, **78**: 341–350.
- Feng, G., and Vitton, S.J. 1997. Laboratory determination of compaction criteria for rockfill material embankments. *In Proceedings of the Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*. Hambourg. pp. 485–488.
- Fleming, R.W., and Johnson, A.M. 1994. Landslides in colluvium. U.S. Geological Survey.
- Fragaszy, R.J., Su, J., Siddiqi, F.H., and Ho, C.L. 1992. Modeling strength of sandy gravel. *Journal of Geotechnical Engineering*, **6**(118): 920–935. doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1992)118:6(920).
- Fragaszy, R.J., Su, W., and Siddiqi, F.H. 1990. Effects of oversize particles on density of clean granular soils. *Geotechnical Testing Journal*, **13**(2): 106–114.
- Frossard, E., Hu, W., Dano, C., and Hicher, P.-Y. 2012. Rockfill shear strength evaluation: a rational method based on size effects. *Géotechnique*, **62**(5): 415–427. doi:10.1680/geot.10.P.079.
- Gens, A., and Wight, D.W. 1979. The laboratory measurement of design parameters for a glacial till. *In Design parameters in geotechnical engineering*. London. pp. 57–65.
- Gotteland, P., Tacnet, J.M., and Aboura, A. 2000. Caractérisation des sols grossiers, application aux sols de torrents. *Revue Française de Génie Civil*, **4**: 325–338.
- Griffiths, D.V., and Huang, J. 2009. Observations on the extended Matsuoka-Nakai failure criterion. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **33**(17): 1889–1905. doi:10.1002/nag.810.
- Guide des terrassements routiers (GTR). 2000. Guide technique, LCPC.
- Hamidi, A., Azini, E., and Masoudi, B. 2012. Impact of gradation on the shear strength-dilation behavior of well graded sand-gravel mixtures. *Scientia Iranica*, **19**(3): 393–402. doi:10.1016/j.scient.2012.04.002.
- Hardin, B.O. 1985. Crushing of soil particles. *Journal of Geotechnical Engineering*, **111**(10): 1177–1192.
- Hoek, E., and Brown, E.T. 1988. The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update. pp. 31–38.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., and Corkum, B. 2002. Hoek-Brown failure criterion-2002 edition. *Proceedings of NARMS-Tac*, **1**: 267–273.
- Holtz, W.G., and Gibbs, H.J. 1956. Triaxial shear test on previous gravelly soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation of the ASCE*, **82**(SM1): 1–9.

- Hsiao, D.-H., Phan, V.T.-A., Hsieh, Y.-T., and Kuo, H.-Y. 2015. Engineering behavior and correlated parameters from obtained results of sand–silt mixtures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **77**: 137–151. doi:10.1016/j.soildyn.2015.05.005.
- Hu, W., Dano, C., Hicher, P.-Y., Le Touzo, J.-Y., Derkx, F., and Merliot, E. 2011. Effect of Sample Size on the Behavior of Granular Materials. *Geotechnical Testing Journal*, **34**(3): 186–197. doi:10.1520/GTJ103095.
- Indraratna, B., Ionescu, D., and Christie, H.D. 1998. Shear behavior of railway ballast based on large-scale triaxial tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **124**(5): 439–449.
- Indraratna, B., Tennakoon, N., Nimbalkar, S., and Rujikiatkamjorn, C. 2013. Behaviour of clay-fouled ballast under drained triaxial testing. *Géotechnique*, **63**(5): 410–419. doi:10.1680/geot.11.P.086.
- Indraratna, B., Wijewardena, L.S.S., and Balasubramaniam, A.S. 1993. Large scale triaxial testing of greywacke rockfill. *Géotechnique*, **43**(1): 37–51.
- Irfan, T.Y., and Tang, K.Y. 1995. Effect of the coarse fractions on the shear strength of colluvium. GEO report, Geotechnical Engineering Office, Hong Kong.
- Jain, S.P., and Gupta, R.C. 1974. In situ shear test for rockfills. *Journal of Geotechnical Engineering division*, **100**(GT9): 1031–1050.
- Jiang, J., Xiang, W., Rohn, J., Schleier, M., Pan, J., and Zhang, W. 2016. Research on mechanical parameters of coarse-grained sliding soil based on CT scanning and numerical tests. *Landslides*, **13**: 1261–1272. doi:10.1007/s10346-015-0635-9.
- La Rochelle, P., and Tavenas, F. 1972. Accuracy of relative density measurements. *Géotechnique*, **22**(4): 549–562.
- Labuz, J.F., and Zang, A. 2012. Mohr–Coulomb Failure Criterion. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, **45**(6): 975–979. doi:10.1007/s00603-012-0281-7.
- Labuz, J.F., Zeng, F., Makhnenko, R., and Li, Y. 2018. Brittle failure of rock: A review and general linear criterion. *Journal of Structural Geology*, **112**: 7–28. doi:10.1016/j.jsg.2018.04.007.
- Lade, P., Liggio, C., and Yamamuro, J. 1998. Effects of Non-Plastic Fines on Minimum and Maximum Void Ratios of Sand. *Geotechnical Testing Journal*, **21**(4): 336. doi:10.1520/GTJ11373J.
- Lade, P.V. 1977. Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces. *International Journal of Solids and Structures*, **13**(11): 1019–1035. doi:10.1016/0020-7683(77)90073-7.
- Lade, P.V., and Duncan, J.M. 1975. Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil. *Journal of Geotechnical Engineering division*, **101**(10): 1037–1053.
- Lambe, T.W., and Whitman, R.V. 1969. *Soil mechanics*. In Wiley. New York.



- Lee, D.M. 1992. The angles of friction of granular fills. Thèse de doctorat, Université de Cambridge.
- Leslie, D.D. 1963. Large-scale triaxial tests on gravelly soils. *In* Proceeding of the second Panamerican conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rio de Janeiro. pp. 181–202.
- Li, X., Liao, Q.L., and He, J.M. 2004. In-situ tests and a stochastic structural model of rock and soil aggregate in the three gorges reservoir area, china. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, **41**(3): 702–707.
- Liu, M.D., and Carter, J.P. 2003. General Strength Criterion for Geomaterials. *International Journal of Geomechanics*, **3**(2): 253–259. doi:10.1061/(ASCE)1532-3641(2003)3:2(253).
- Liu, S. 2009. Application of in situ direct shear device to shear strength measurement of rockfill materials. *Water Science and Engineering*, **2**(3): 48–57. doi:10.3882/j.issn.1674-2370.2009.03.005.
- Lowe, J. 1964. Shear strength of coarse embankment dam materials. *In* 8th International Congress on Large Dams. Edimbourg. pp. 745–761.
- Marachi, N.D., Chan, C.K., and Seed, H.B. 1972. Evaluation of properties of rockfill materials. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, **98**(SM1): 95–114.
- Marachi, N.D., Chan, C.K., Seed, H.B., and Duncan, J.M. 1969. Strength and deformation characteristics of rockfill materials. Department of Civil Engineering/Geotechnical Engineering, University of California, Berkeley.
- Marsal, R.J. 1967. Large scale testing of rockfill materials. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, **93**(SM2): 27–43.
- Marsal, R.J. 1973. Mechanical properties of rockfill dams. *In* Embankment-dam engineering: Casagrande Volume. Hirschfeld, R. & Poulos, S., New York. p. 454 p.
- Matsuoka, H., and Nakai, T. 1974. Stress-deformation and strength characteristics of soil under three different principal stresses. pp. 59–70.
- Matsuoka, H., and Nakai, T. 1985. Relationship among Tresca, Mises, Mohr-Coulomb and Matsuoka-Nakai failure criteria. *Soils and Foundations*, **25**(4): 123–128.
- McKinlay, D.G., Tomlinson, M.J., and Anderson, W.F. 1974. Observations on the undrained strength of a glacial till. *Géotechnique*, **24**(4): 503–516.
- Medley, E.W. 2002. Estimating Block Size Distributions of Melanges and Similar Block-in-Matrix Rocks (Bimrocks). *In* Proceedings of 5th North American Rock Mechanics Symposium (NARMS). pp. 509–517.
- Monkul, M.M., and Ozden, G. 2007. Compressional behavior of clayey sand and transition fines content. *Engineering Geology*, **89**(3–4): 195–205. doi:10.1016/j.enggeo.2006.10.001.

- Mortara, G. 2008. A new yield and failure criterion for geomaterials. *Géotechnique*, **58**(2): 125–132. doi:10.1680/geot.2008.58.2.125.
- Oldecop, L.A., and Alonso, E.E. 2001. A model for rockfill compressibility. *Géotechnique*, **51**(2): 127–139.
- Ooi, P.S.K., and Selvarajah, P. 2010. Use of the parallel gradation technique to assess the shear Strength of reclaimed asphalt pavement in direct shear. *In International Conference on Sustainable Built Environment*. Kandy. pp. 219–226.
- Ovalle, C. 2013. Contribution à l'étude de la rupture des grains dans les matériaux granulaires. Thèse de doctorat, École Centrale de Nantes, 196p.
- Ovalle, C., Frossard, E., Dano, C., Hu, W., Maiolino, S., and Hicher, P.-Y. 2014. The effect of size on the strength of coarse rock aggregates and large rockfill samples through experimental data. *Acta Mechanica*, **225**(8): 2199–2216. doi:10.1007/s00707-014-1127-z.
- Pedro, L.S. 2004. De l'étude du comportement mécanique de sols hétérogènes modèles à son application au cas des sols naturels. Thèse de doctorat, École des ponts ParisTech, 295p.
- Perrot, A. 1968. Etude de la résistance au cisaillement des matériaux grossiers. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*,: 40p.
- Post, G. 1979. Design parameters for fills. *In Proceedings of the 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*. Brighton, London.
- Pouya, A., Nguyen, M.T., and Tang, A.M. 2017. Un critère hyperbolique simple de résistance des roches. *Revue Française de Géotechnique*, (152): 3. doi:10.1051/geotech/2017008.
- Rathee, R.K. 1981. Shear strength of granular soils and its prediction by modeling techniques. *Journal of the Institution of Engineers*, **62**(22): 64–70.
- Salgado, R., Bandini, P., and Karim, A. 2000. Shear Strength and Stiffness of Silty Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **126**(5): 451–462. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2000)126:5(451).
- Seif El Dine, B. 2007. Étude du comportement mécanique des sols grossiers à matrice. Thèse de doctorat, École des ponts ParisTech, 198p..
- Seif El Dine, B., Dupla, J.C., Frank, R., Canou, J., and Kazan, Y. 2010. Mechanical characterization of matrix coarse-grained soil with a large-sized triaxial device. *Can. Geotech. J.*, **47**(4): 425–438. doi:10.1139/T09-113.
- Shirdam, R., Faure, R.-M., and Magnan, J.-P. 2001. Comportement mécanique des matériaux superficiels des versants naturels. LCPC, Paris.

- Simoni, A., and Houlsby, G.T. 2006. The direct shear strength and dilatancy of sand–gravel mixtures. *Geotechnical and Geological Engineering*, **24**: 523–549. doi:10.1007/s10706-004-5832-6.
- Tabibnejad, A., Heshmati, A., Salehzadeh, H., and Tabatabaei, S.H. 2015. Effect of Gradation Curve and Dry Density on Collapse Deformation Behavior of a Rockfill Material. *KSCE Journal of Civil Engineering*, **19**(3): 631–640. doi:10.1007/s12205-013-0682-5.
- Thevanayagam, S., Shenthan, T., Mohan, S., and Liang, J. 2002. Undrained Fragility of Clean Sands, Silty Sands, and Sandy Silts. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **128**(10): 849–859. American Society of Civil Engineers. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2002)128:10(849).
- Thomas, P., and Vidier, D. 2014. La plus grande carrière de France : les Carrières du Boulonnais (Pas de Calais) — Planet-Terre. Available from <https://planet-terre.ens-lyon.fr/image-de-la-semaine/lmg471-2014-09-29.xml>. [accessed 27 April 2020].
- Vallé, N. 2001. Comportement mécanique d'un sol grossier d'une terrasse alluvionnaire de la Seine. Thèse de doctorat, Université de Caen, Basse Normandie, 304p.
- Vallejo, L.E. 2001. Interpretation of the limits in shear strength in binary granular mixtures. *Can. Geotech. J.*, **38**(5): 1097–1104. doi:10.1139/cgj-38-5-1097.
- Vallejo, L.E., and Mawby, R. 2000. Porosity influence on the shear strength of granular material–clay mixtures. *Engineering Geology*, **58**(2): 125–136.
- Varadarajan, A., Sharma, K.G., Abbas, S.M., and Dhawan, A.M. 2006. The role of nature of particles on the behaviour of rockfills materials. *Soils and Foundations*, **46**(5): 569–584.
- Varadarajan, A., Sharma, K.G., Venkatachalam, K., and Gupta, A.K. 2003. Testing and modeling two rockfill materials. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **129**(3): 206–218. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:3(206).
- Verdugo, R., and De La Hoz, K. 2006. Strength and stiffness of coarse granular soils. *In Soil stress-strain behavior: Measurement, modeling and analysis*. Ling et al., Roma. pp. 243–252.
- Wang, J., and Gutierrez, M. 2010. Discrete element simulations of direct shear specimen scale effects. *Géotechnique*, **60**(5): 395–409. doi:10.1680/geot.2010.60.5.395.
- Weibull, W. 1951. A Statistical Distribution Function of Wide Applicability. *Journal of Applied Mechanics*, **19**(3): 293–297.
- Wen-Jie, X., Qiang, X., and Rui-Lin, H. 2011. Study on the shear strength of soil–rock mixture by large scale direct shear test. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **48**(8): 1235–1247. doi:10.1016/j.ijrmms.2011.09.018.
- Wu, P.-K., Matsushima, K., and Tatsuoka, F. 2008. Effects of Specimen Size and Some Other Factors on the Strength and Deformation of Granular Soil in Direct Shear Tests. *Geotechnical Testing Journal*, **31**(1): 45–64. doi:10.1520/GTJ100773.

- Xiao, Y., Liu, H., Chen, Y., and Zhang, W. 2014. Particle size effect in granular soil under true triaxial conditions. *Géotechnique*, **64**(8): 667–672.
- Xu, M., Song, E., and Chen, J. 2012. A large triaxial investigation of the stress-path-dependent behavior of compacted rockfill. *Acta Geotechnica*, **7**: 167–175. doi:10.1007/s11440-012-0160-0.
- Xu, W.-J., Hu, R.-L., and Tan, R.-J. 2007. Some geomechanical properties of soil-rock mixtures in the Hutiao Gorge area. *Géotechnique*, **57**(3): 255–264. doi:10.1680/geot.2007.57.3.255.
- Yazdanjou, V., Eshkevari, S.N.S., and Hamidi, A. 2009. Shear strength characteristics of sand-gravel mixtures. *International Journal of Geotechnical Engineering*, **3**(1): 29–38.
- Zeller, J., and Wullimann, R. 1957. The Shear Strength of the Shell Materials for the Goschenalp Dam, Switzerland. : 399–404.
- Zhang, H.-Y., Xu, W.-J., and Yu, Y.-Z. 2016a. Triaxial tests of soil–rock mixtures with different rock block distributions. *Soils and Foundations*, **56**(1): 44–56. doi:10.1016/j.sandf.2016.01.004.
- Zhang, Z.-L., Xu, W.-J., Xia, W., and Zhang, H.-Y. 2016b. Large-scale in-situ test for mechanical characterization of soil–rock mixture used in an embankment dam. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, **86**: 317–322. doi:10.1016/j.ijrmms.2015.04.001.
- Zhao, H.F., Zhang, L.M., and Chang, D.S. 2013. Behavior of coarse widely graded soils under low confining pressures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **139**(1): 35–48.