

Chapitre 2. Revue de littérature

2.1. Introduction

Ce chapitre couvre l'analyse documentaire des domaines connexes à cette étude. Le comportement mécanique des matériaux grossiers soumis à une compression triaxiale monotonique à grandes et petites déformations sera présenté en premier. Par la suite, le chapitre passera brièvement en revue la littérature sur l'influence de l'effet de la taille de l'échantillon sur les matériaux granulaires à grandes et petites déformations. Enfin, les études les plus importantes sur l'effet de la forme des particules sur les matériaux granulaires en grandes et petites déformations seront discutées.

2.2. Comportement mécanique des matériaux granulaires

Comportement mécanique à grandes déformations

L'essai triaxial est le test de résistance au cisaillement le plus populaire qui convient à tous les types de sols, y compris les matériaux granulaires. Ses avantages comprennent la mesure de la pression interstitielle de l'eau et permettent la consolidation du sol saturé ou non saturé ainsi que le contrôle de l'état de drainage. (Craig 2004).

Dans des conditions drainées, de nombreuses études ont été menées sur des sols à grains grossiers. Lee and Seed (1967) ont effectué quatre séries de tests triaxiaux de compression en conditions drainées sur le sable de Sacramento. Dans ces tests, la densité relative (D_r) et les contraintes de confinement (σ_c) variaient de 38 à 100% et de 0,1 à 13,7 MPa respectivement. Les figures 2-1.a et b montrent les courbes de contrainte-déformation et les courbes de déformation volumétrique à D_r de 38 %, ce qui représente l'échantillon sous un « l'état lâche ». Comme on peut le constater, les courbes de contrainte-déformation ne

présentent pas généralement de pic et les courbes de déformation volumétrique montrent le comportement en compression. Ce comportement est appelé "comportement lâche". Les courbes de contrainte-déformation et de déformation volumétrique pour l'échantillon à l'état dense sont également illustrées dans les figures 2-1.c et d. Pour σ_c inférieure à 2 MPa, les courbes de contrainte-déformation montrent généralement un pic avant d'atteindre l'adoucissement des déformations et le comportement de la déformation volumétrique est dilatant.

Il est également intéressant de noter que, dans la Figure 2-1.a, pour σ_c inférieure à 0,5 MPa, les échantillons lâches montrent un pic qui est une expression du comportement dense. À la Figure 2-1.c, pour σ_c supérieure à 4 MPa, les courbes de contrainte-déformation ne montrent aucun pic. Cela signifie que le comportement des échantillons denses sous hautes contraintes de confinement est lâche.

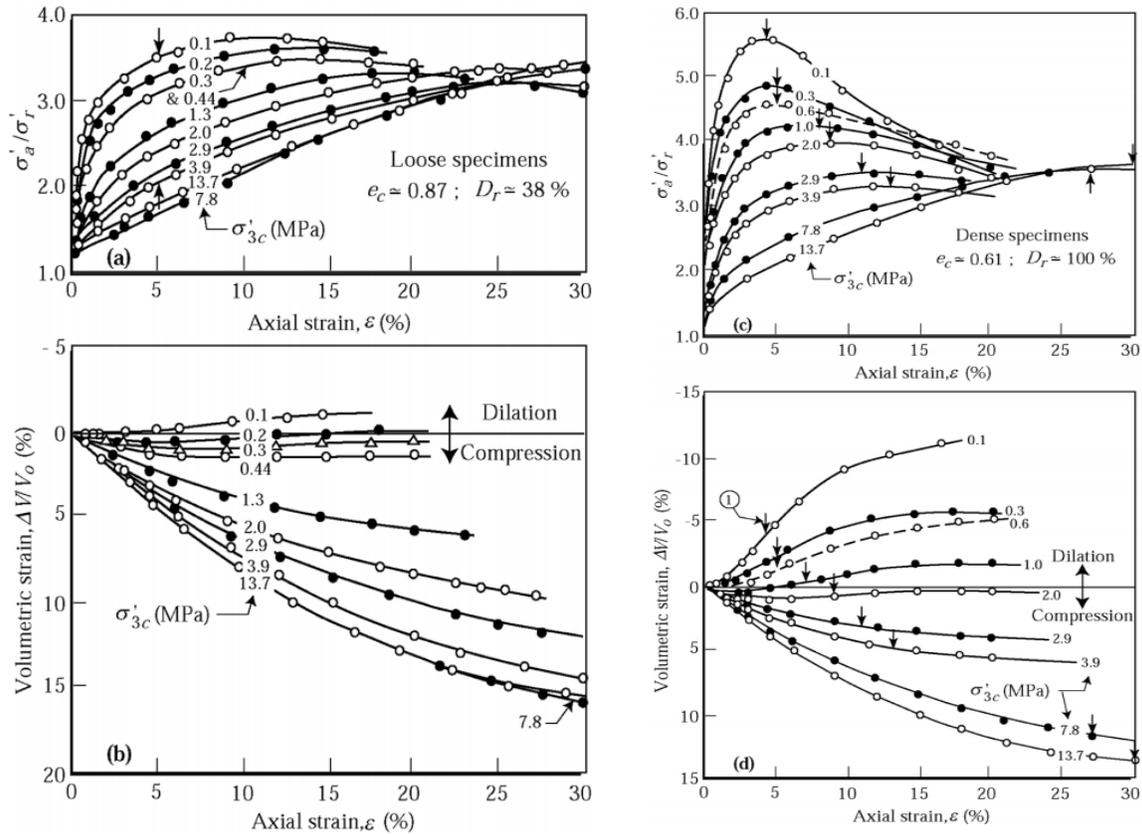


Figure 2-1 Ratio de contrainte principale et courbes de déformation volumétrique pour les échantillons lâches (a, b) et denses (c, d) à l'état drainé (Lee and Seed 1967)

Lade and Ibsen (1997) montrent la variation de la résistance au cisaillement du sable en fonction de la contrainte de confinement (Figure 2-2.a). À une densité donnée, deux types d'enveloppe de résistance, une au pic et une à grande déformation, peuvent être dérivées du cheminement de contrainte du sol. L'enveloppe de résistance à grande déformation est appelée "Ligne d'état critique (CSL)". Elle se caractérise par la pente M dans le diagramme $p'-q$ ou φ'_{cr} . Comme on peut le voir sur cette figure, le comportement au cisaillement drainé des sables est associé à la dilatation pendant le cisaillement. Le taux de dilatation devient maximal lorsque la résistance cisaillement atteint son pic. Cette valeur reflète l'énergie nécessaire au changement de volume de l'échantillon. Le taux de dilatation diminue à zéro à une pression très élevée, ce qui entraîne un écrasement. En plus de la

contrainte de confinement, la Figure 2-2.b illustre que le comportement de dilatation est également une fonction de la densité.

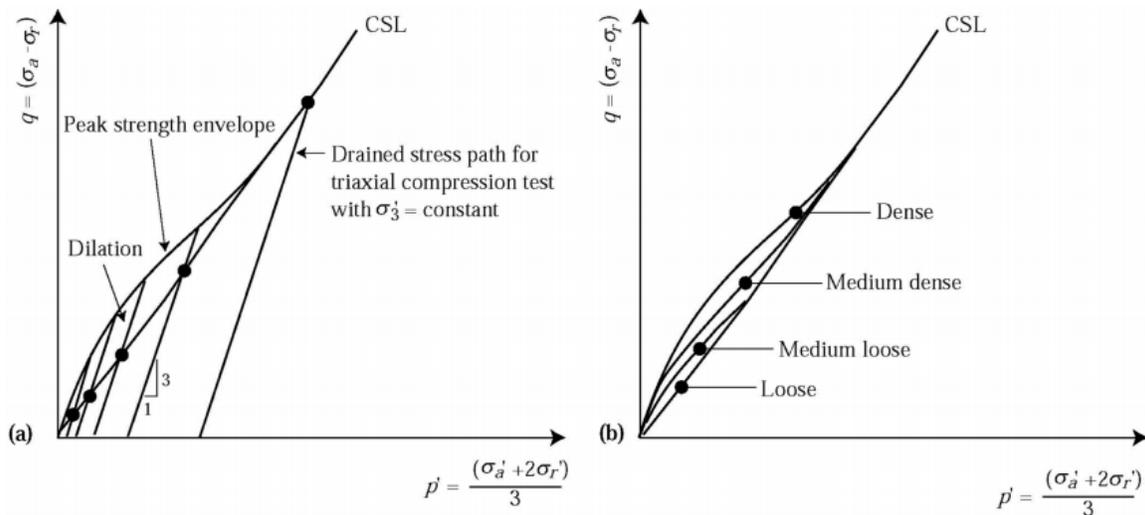


Figure 2-2 Variation de l'enveloppe de résistance au cisaillement pour le sable à l'état drainé avec a) contrainte de confinement et b) densité (Leroueil and Hight 2003)

Pour les conditions non drainées, contrairement à l'essai drainé, aucun changement de volume n'est autorisé pendant le cisaillement. Robertson (2002) résume les réponses possibles des sols saturés dans des conditions non drainées (Figure 2-3). La ligne "A" montre le type de réponse le plus faible. On note le pic de la courbe contrainte-déformation, puis le déclin des contraintes à mesure que la déformation augmente et atteint éventuellement une résistance minimale à l'état ultime (adoucissement des déformations). Dans cette condition, une pression interstitielle positive se développe pendant le cisaillement. La ligne "D" illustre le type de réponse le plus fort durant laquelle le sol présente un comportement de durcissement pendant le cisaillement. Dans cette condition, après une légère augmentation initiale, la pression interstitielle devient négative. Les lignes "B" et "C" illustrent deux réponses intermédiaires.

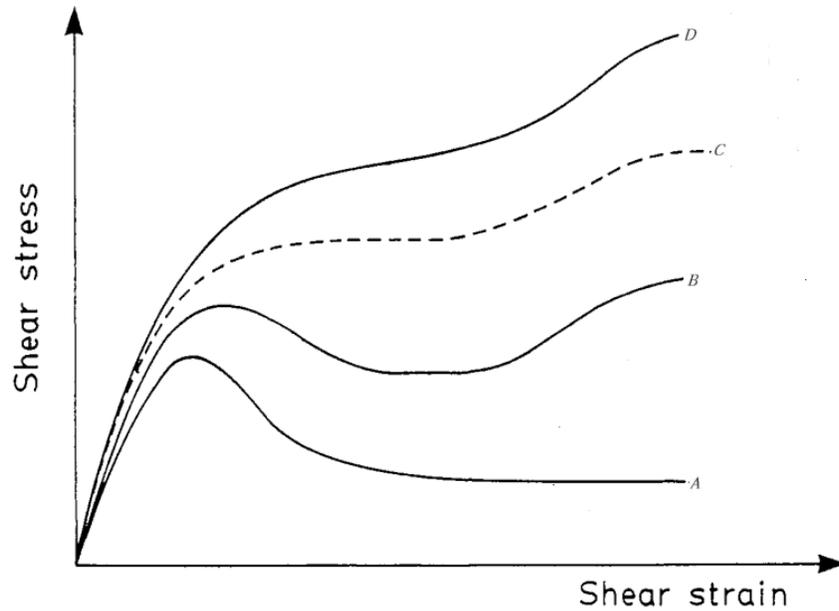


Figure 2-3 Réponses possibles à l'essai triaxial non drainé d'échantillon de sable (Leroueil and Hight 2003)

Ishihara (1996) a effectué divers tests triaxiaux non drainés sur le sable de Tokyo avec D_r variant de 7% à 65%. La Figure 2-4 illustre les résultats des tests triaxiaux non drainés sur des échantillons lâches. On peut constater que la courbe contrainte-déformation montre un pic sous une forte contrainte de confinement, mais ce pic tend à disparaître lorsque la contrainte de confinement initiale devient plus faible. Pour de grandes déformations, l'état dans lequel le sol se déforme continuellement et indéfiniment à un volume constant sous une contrainte de confinement et une contrainte de cisaillement constante est appelé "état permanent" et la résistance correspondante à cet état est appelée « résistance à l'état permanent » ou « résistance résiduelle ».

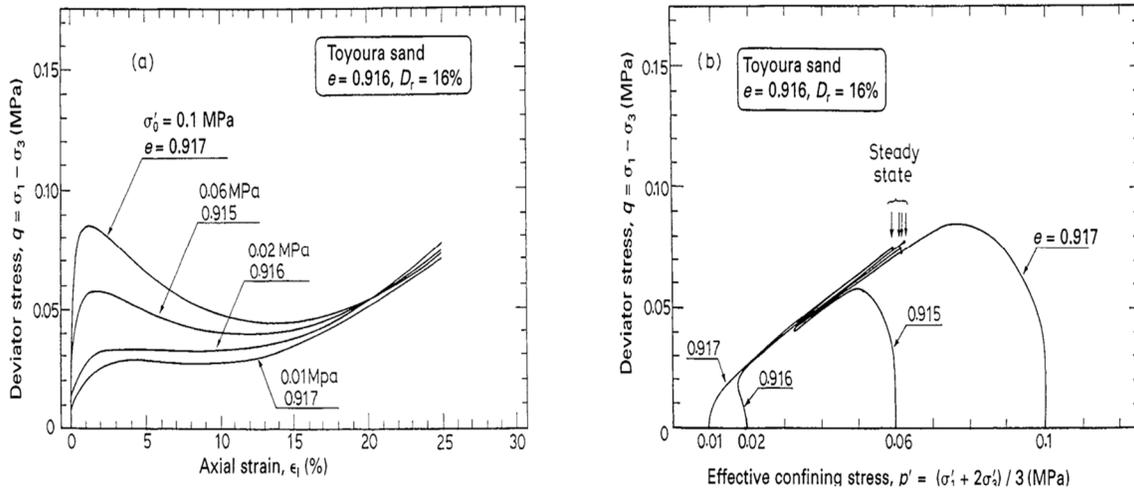


Figure 2-4 Comportement non drainé d'un sol lâche (Ishihara 1996)

La Figure 2-5 présente les résultats d'une autre série de tests sur des échantillons denses, avec D_r de 64 %, où il n'y a pas de pic dans les courbes de contrainte-déformation. La même tendance est observée dans les cheminements de contrainte.

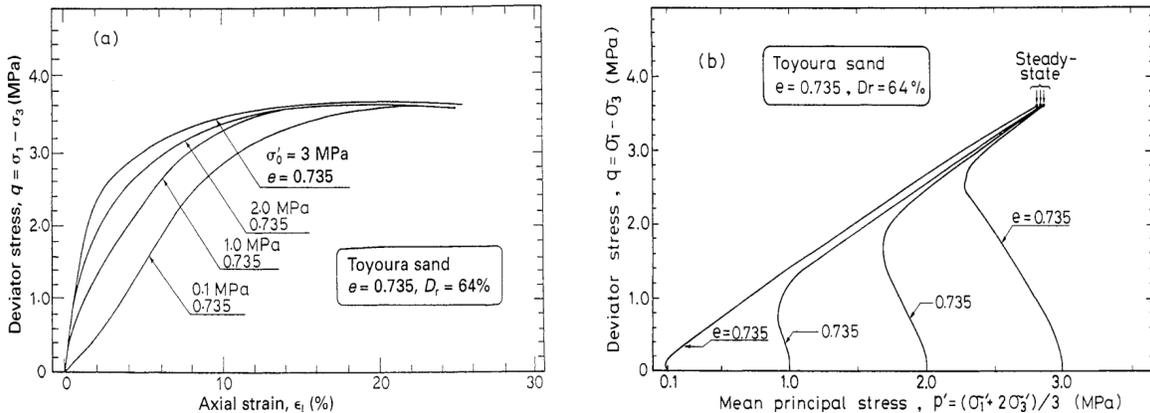


Figure 2-5 Comportement non drainé d'un sol dense (Ishihara 1996)

Comportement mécanique aux petites déformations

La théorie de l'élasticité suppose que la réponse du sol est linéairement élastique. Cependant, le comportement réel des sols n'est pas aussi simple et idéal. Cela signifie que le sol réel se comporte de manière hautement non linéaire et que sa rigidité et sa résistance dépendent des niveaux de contrainte et de déformations. Pour des prédictions réalistes de

problèmes géotechniques, les dispositifs, étant capables d'examiner avec précision le comportement du sol en petites déformations sont donc nécessaires. En utilisant de tels dispositifs, Jardine, Symes, and Burland (1986) ont schématisé ce comportement comme décrit ici.

La Figure 2-6 montre l'existence de trois zones ou surfaces distinctes, Y_1 , Y_2 et Y_3 , à l'intérieur de la courbe d'état limite (Leroueil and Hight 2003). Tout d'abord, dans Y_1 , la réponse du sol est parfaitement linéaire et élastique et se caractérise par le module élastique initial (E_0). Lorsque le cheminement de contrainte traverse Y_1 , mais reste à l'intérieur d'une seconde zone (entre les surfaces A et B), la réponse du sol est non linéaire mais toujours élastique. En outre, le module sécant diminue généralement de 20 % à 40 % de E_0 avec une augmentation de la déformation (Konrad and Nguyen 2006). Au-delà de la zone 2, les déformations permanentes augmentent progressivement au fur et à mesure que le cheminement de contrainte approche C et la pression interstitielle commence à s'accumuler lors des essais triaxiaux ou des essais à colonne de résonance. Hors de la courbe de rendement Y_3 , la structure du sol est changée et le sol subit de grandes déformations plastiques.

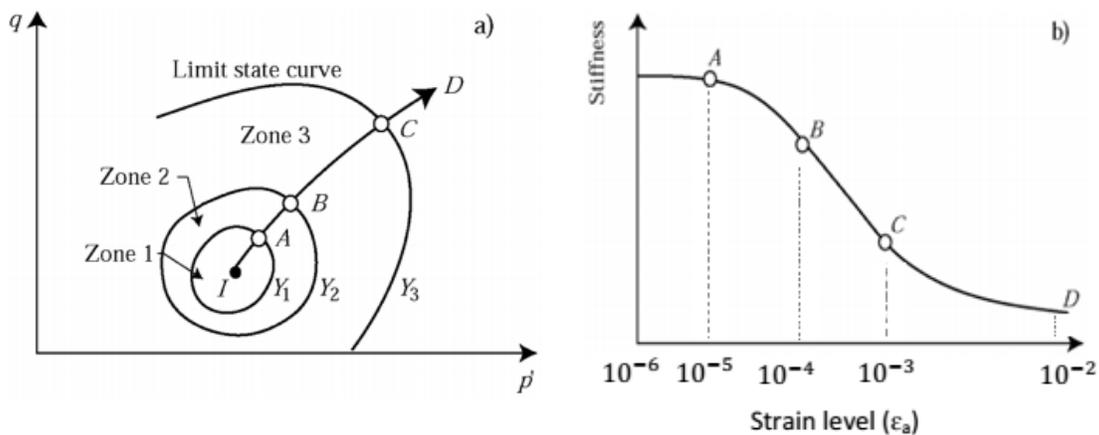


Figure 2-6 Schéma des multiples courbes à l'état limite et la réponse du sol (Leroueil and Hight 2003)

Comme mentionné ci-dessus, la réponse du sol est linéairement élastique à l'intérieur de la zone 1. Ainsi, dans cette zone, la théorie de l'élasticité, dans laquelle la relation entre le tenseur de contrainte efficace et la déformation est linéaire, peut être utilisée. L'équation 2-1 est la relation incrémentale entre les contraintes et les déformations. Cette matrice de conformité est pour les matériaux anisotropes, comme les matériaux granulaires, qui sont symétriques par rapport à l'axe vertical.

$$\begin{bmatrix} \delta\varepsilon_v \\ \delta\varepsilon_h \\ \delta\varepsilon_h \\ \delta\varepsilon_{vh} \\ \delta\varepsilon_{hv} \\ \delta\varepsilon_{hh} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_v} & \frac{-\nu_{hv}}{E_h} & \frac{-\nu_{hv}}{E_h} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu_{vh}}{E_v} & \frac{1}{E_h} & \frac{-\nu_{hh}}{E_h} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu_{vh}}{E_v} & \frac{-\nu_{hh}}{E_h} & \frac{1}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{vh}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{hv}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1 + \nu_{hh})}{E_v} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \delta\sigma_v \\ \delta\sigma_h \\ \delta\sigma_h \\ \delta\sigma_{vh} \\ \delta\sigma_{hv} \\ \delta\sigma_{hh} \end{bmatrix} \quad \text{2-1}$$

E_h et E_v sont les modules élastiques de Young respectivement dans les directions horizontale et verticale et G_{vh} est le module de cisaillement élastique. Ce module de cisaillement élastique est très souvent appelé G_0 ou G_{max} .

ν_{hh} , ν_{hv} et ν_{vh} sont les coefficients élastiques de Poisson. ε_{vh} est la moitié de la déformation de cisaillement, γ_{vh} , et ainsi de suite. Tatsuoka et al. (1997) ont supposé que l'équation 2-1 est symétrique; c'est-à-dire :

$$\frac{\nu_{vh}}{E_v} = \frac{\nu_{hv}}{E_h} \quad \text{2-2}$$

Par conséquent, seule cinq constantes indépendantes sont nécessaires pour représenter le comportement élastique des sols.

Hardin (1978) a suggéré que E_v est fonction uniquement de la contrainte effective verticale (σ'_v), indépendamment de la contrainte effective horizontale (σ'_h). À l'inverse, E_h dépend uniquement de la contrainte effective horizontale σ'_h , indépendamment de la contrainte effective verticale σ'_v (Konrad 2006). Par conséquent, E_v et E_h peuvent être obtenus par :

$$\frac{E_v}{(E_v)_0} = \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_0}\right)^m$$

2-3

$$\frac{E_h}{(E_h)_0} = \left(\frac{\sigma'_h}{\sigma'_0}\right)^m$$

$(E_v)_0$ et $(E_h)_0$ sont le module de Young au contrainte effective de référence (σ'_0).

Certains travaux expérimentaux confirment que le module de Young E_h et E_v dépendent principalement des contraintes horizontales et verticales respectives (Leroueil and Hight (2003), Belloti et al. (1996) et Kuwano et Jardine (2002)). Alors que Hicher and Chang (2006) ont signalé que l'évolution d' E_h et E_v est en fonction des contraintes horizontales et verticales, elle est également influencée par la contrainte de la direction perpendiculaire. La Figure 2-7 montre que l'effet de σ_v/σ_h sur E_v/E_h est moins marqué dans le modèle numérique par rapport au modèle expérimental.

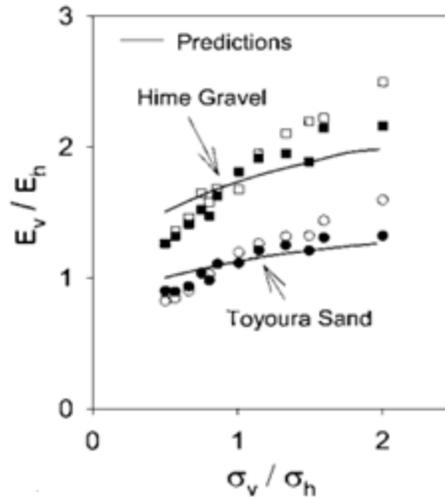


Figure 2-7 L'anisotropie induite par la contrainte dans le gravier de Hime et le sable Toyoura (Hicher and Chang (2006))

Biarez and Hicher (1994) ont exprimé que le module de Young dépend de la contrainte effective moyenne et présente la simple équation suivante:

$$E = a \times P'^n \quad \mathbf{2-4}$$

$P' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3$, a et n sont obtenus expérimentalement et a dépend de l'indice des vides. Dans ce qui suit, Hicher (1996) a étudié l'influence de certains paramètres comme l'indice des vides, l'historique des contraintes et déformations et l'état de drainage sur le module élastique.

Comme le montre la Figure 2-8, la valeur du module de Young diminue à mesure que l'indice des vides augmente. En outre, la valeur de n était proche de 0,5 pour différents sols grossiers lorsque l'indice des vides était maintenu constant. Ces résultats sont conformes à ceux d'autres études (Seed et Idriss 1970, Hardin et Drnevich 1972 et Drnevich et à 1977) dans lesquelles différentes méthodes expérimentales ont été utilisées.

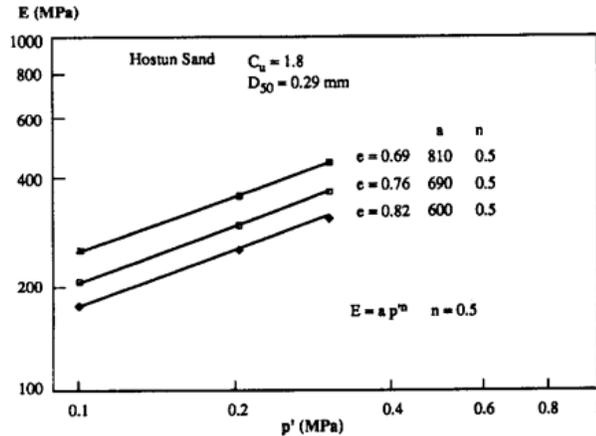


Figure 2-8 Relation entre le module élastique et la contrainte effective moyenne (Hicher 1996)

Certaines définitions du module de Young à partir des résultats d'essais triaxiaux sont les suivantes :

1. Module élastique initial ou maximal E_0 .
2. Module tangent à intervalle de contrainte donnée E_t .
3. Module de chargement-déchargement (module résilient) E_c .
4. Le module de Young sécant.

2.3. Effet de taille de l'échantillon

L'effet de taille est défini par Frossard et al. (2012) comme « la dépendance d'une propriété intrinsèque du matériau à une dimension d'échantillon caractéristique ». En effet, l'effet de la taille a une influence sur la résistance à l'écrasement des particules dans un matériau granulaire, ce qui affecte le comportement mécanique de l'assemblage granulaire en entier. En d'autres termes, la probabilité d'inclure des fissures et des défauts plus importants dans un grand échantillon est statistiquement plus élevée par rapport à sa contrepartie plus petite.

Marachi et al. (1969) ont étudié les effets de la taille en effectuant des essais triaxiaux à grande échelle sur trois types de matériaux d'enrochement préparés en différentes tailles d'échantillons. Chaque échantillon a été soumis aux contraintes de confinement de 206, 965, 2895 et 4481 kPa. Coupe transversale schématique de l'appareil triaxial utilisé et les principales caractéristiques des tests effectués sont présentés sur la Figure 2-9 et le Tableau 2-1 respectivement.

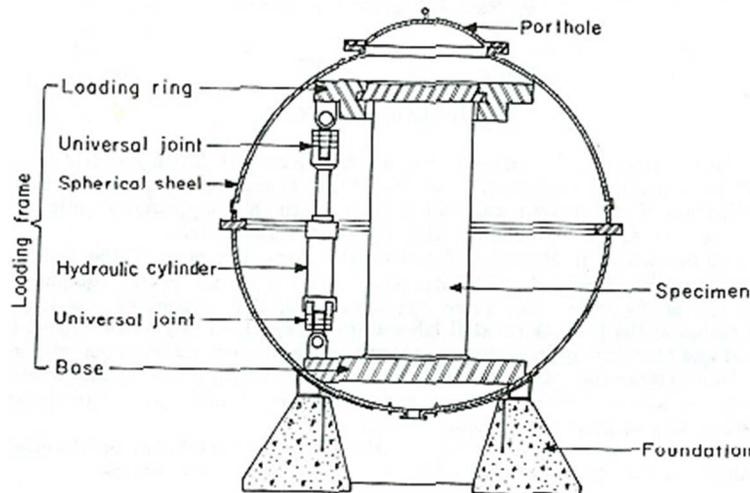


Figure 2-9 Coupe transversale schématique de l'appareil de Marsal (Marsal (1967))

Tableau 2-1 Principales caractéristiques des séries multi-échelles de tests triaxiaux effectués par Marachi et al. (1969)

Matériel	D_{max} (mm)	Dimensions de l'échantillon (Diamètre × Hauteur) (mm ²)
Grain grossier	152	915 × 2286
Grain moyen	51	305 × 762
Grain fin	12	71 × 178

Comme le montre la Figure 2-10, l'angle de frottement interne diminue avec l'augmentation de la taille maximale de l'échantillon. Marachi et al. (1969) a expliqué cette tendance en disant que l'angle de frottement interne peut être plus lié à la taille des particules des éprouvettes qu'à la pression de confinement ou au type de matériau. En outre, leurs résultats ont montré que la réduction de l'angle de frottement interne pourrait également être étroitement liée à la rupture des particules. Les découvertes de Hardin

(1985), Biarez and Hicher (1997), et Lade and Bopp (2005) ont confirmé que la rupture des particules est une source des effets de la taille dans les matériaux granulaires écrasables (Frossard et al. 2012).

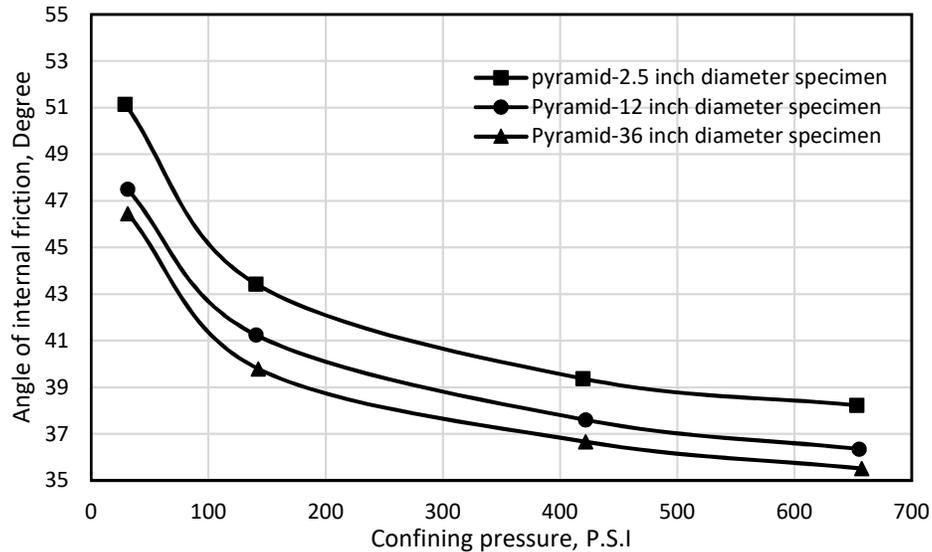


Figure 2-10 Angle de frottement interne par rapport à la pression de confinement pour trois tailles d'échantillons différentes (Marachi (1969))

Hu et al. (2011) ont présenté les résultats de deux séries d'essais triaxiaux. Dans un premier temps, des tests triaxiaux de petite à grande échelle ont été effectués sur les échantillons de sable afin d'étudier les effets de la taille des échantillons. Ensuite, une série d'essais de compression triaxiale drainée ont été effectués sur des échantillons de matériaux d'enrochement calcaire secs (CP) pour un rapport de contrainte maximale constant à un même niveau de contrainte et de déformation, mais avec des distributions granulométriques parallèles. Les principales caractéristiques de ces tests sont présentées dans le Tableau 2-2.

Tableau 2-2 Les principales caractéristiques des tests triaxiaux sur les échantillons de sable et d'enrochement de Hu et al. (2011)

Matériel	Diamètre de l'échantillon (mm)	Taille de grain caractéristique (mm)	Coefficient d'uniformité C_u
Sable	100, 500, 1000	$d_{50} = 0.52$	3.5
Enrochement	70, 250, 1000	$D_{max} = 12.5, 40, 160$	2

Selon les résultats sur les échantillons de sable (Figure 2-11), la taille de l'échantillon n'influence pas le comportement pré-pic, alors que le comportement post-pic dans les plus gros spécimens est plus affecté.

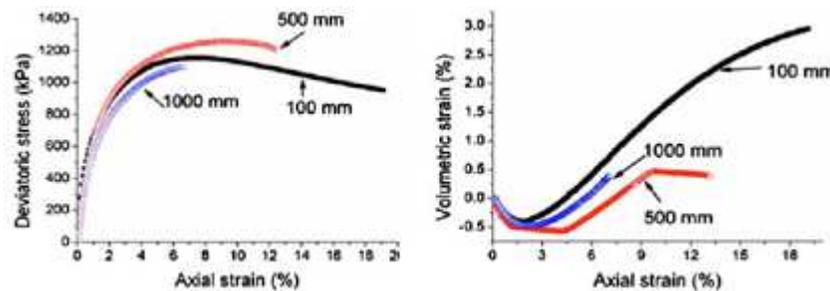


Figure 2-11 Essais triaxiaux sur sable à une pression de 350 kPa (Hu et al. (2011))

La Figure 2-12 compare la contrainte déviatorique et la déformation volumétrique en fonction de la déformation axiale pour différents échantillons d'enrochement. Ici, contrairement aux résultats de Marachi et al. (1969), la taille de l'échantillon n'a pas d'effet significatif sur la résistance au cisaillement. Par conséquent, pour comprendre la raison de ce comportement, une série d'essais d'écrasement sur des particules individuelles ont été effectuées, similaire à ceux réalisés par Marsal (1967). Ces tests, utilisés pour trouver la relation entre la contrainte de rupture et le diamètre moyen des particules broyées, ont montré qu'il n'y a pas d'effet de taille significatif sur la résistance individuelle des particules.

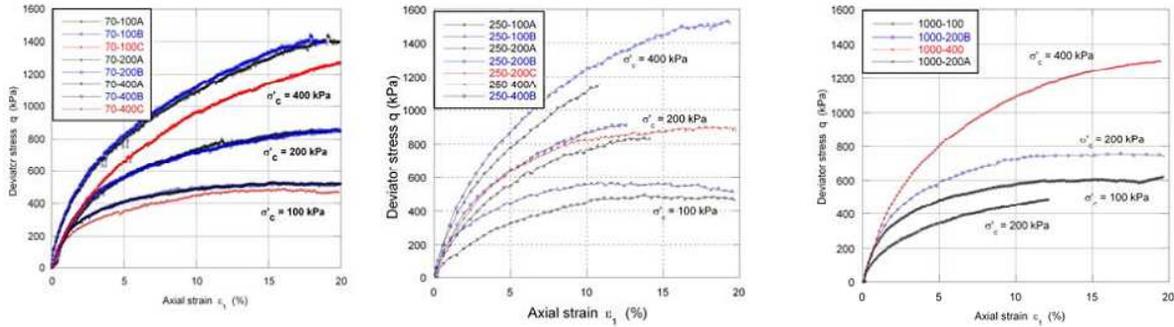


Figure 2-12 Résultats d'essais triaxiaux sur des spécimens d'enrochement (Hu et al., 2011)

Afin de mieux comprendre l'impact des effets de taille sur les enrochements, Ovalle et al. (2014) prolongent la recherche de Hu et al. (2011) en effectuant une série d'essais triaxiaux (similaires à ceux réalisés par Hu et al., 2011) sur des agrégats de roches d'un schiste de quartzite (STV).

La Figure 2-13 montre les effets de la taille de l'échantillon sur les deux types d'enrochements. Les résultats illustrent clairement les effets de la taille. Les enrochements plus grossiers (CP2, STV2) ont un rapport de broyage plus élevé (Figure 2-13.a) et un angle de frottement maximum légèrement inférieur (Figure 2-13.b).

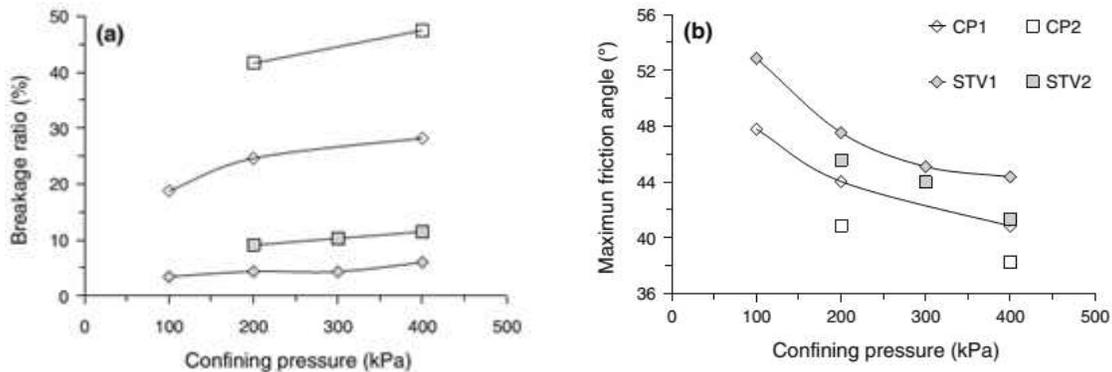


Figure 2-13 Résultats triaxiaux: a) un rapport de broyage et b) angles de frottement maximum des enrochements de CP et de STV (Ovalle et al., 2014)

Par ailleurs, comme le montre la Figure 2-14, aucun effet de taille n'a pu être clairement observé dans les changements de volume. Les auteurs ont déduit que, même si une partie des grains grossiers sont brisés, ils gardent presque le même volume initial (Figure 2-15).

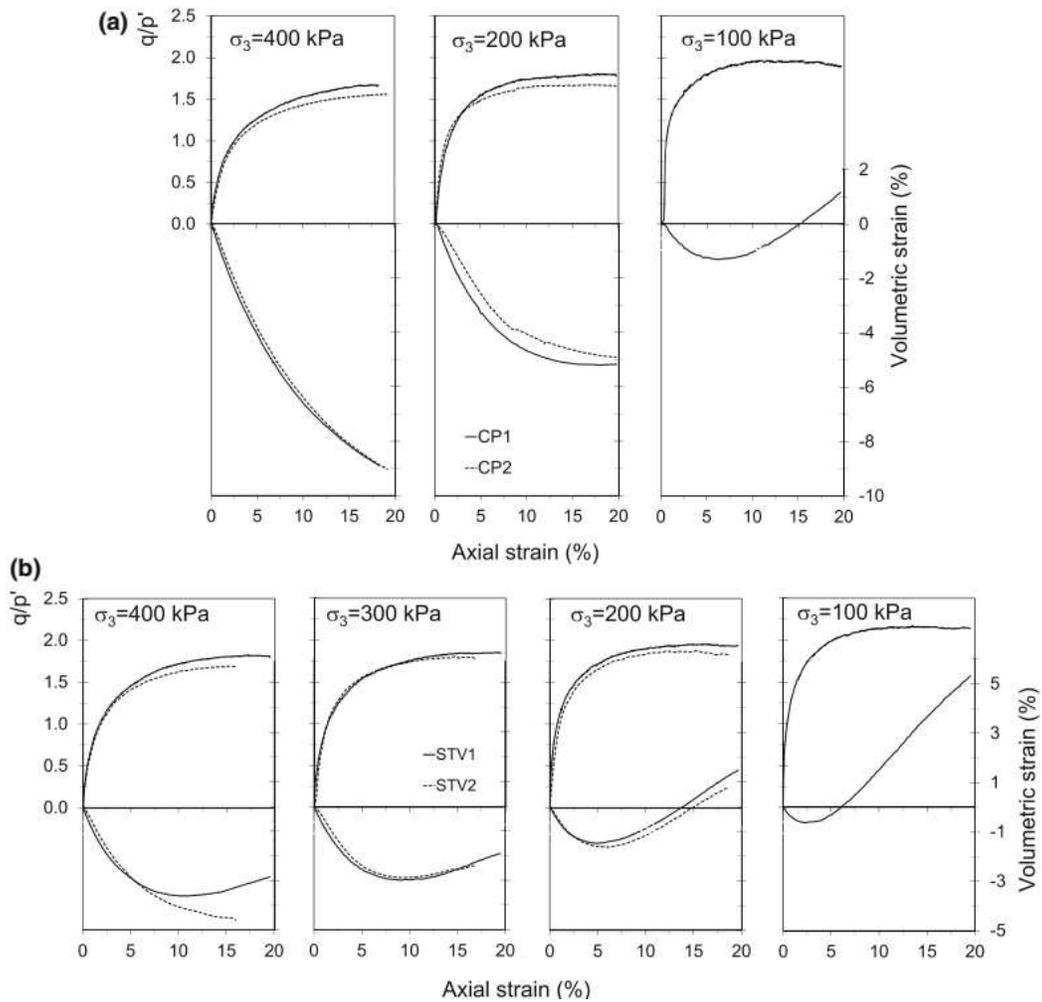


Figure 2-14 Courbes contrainte-déformation pour a) CP et b) STV (Ovalle et al. 2014)



Figure 2-15 Grain grossier de STV écrasé après un essai triaxial (Ovalle et al. 2014)

Quelques études ont également porté sur l'influence des paramètres de distribution granulométrique, à savoir la taille maximale des grains (D_{max}), la taille moyenne des grains (d_{50}) et le coefficient d'uniformité (C_u), sur le module de Young des matériaux granulaires au

niveau des petites déformations (Payan, Senetakis, et al. (2016), Menq (2003)). Par exemple, Payan et al. (2016) ont déterminé l'effet de la granulométrie sur le module de Young pour un sable sec à petites déformations en effectuant l'ensemble des essais par colonne de résonance. La Figure 2-16 présente les résultats expérimentaux concernant le module de Young à petites déformations avec l'indice des vides pour les sables ayant la même forme de particule, mais ayant une granulométrie différente sous une pression de confinement de 100 kPa. Une comparaison entre E_{max} de BL3 et BL4, ayant des distributions granulométriques parallèles, mais un D_{max} de 5 et 2,5 mm respectivement, montre que le module de Young augmente avec l'augmentation de D_{max} .

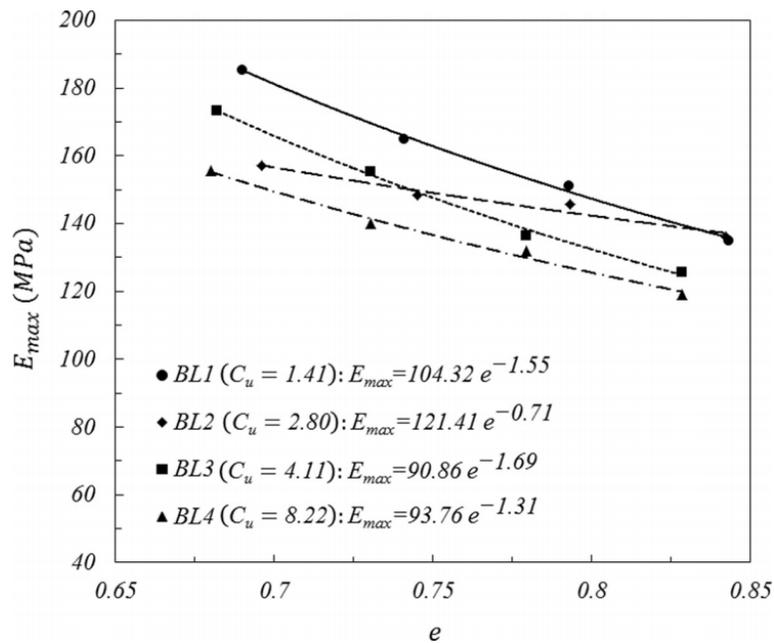


Figure 2-16 Variations du module de Young à petites déformations avec l'indice des vides pour quatre sables ayant la même forme de particule (Payan et al., 2016)

Menq (2003) a étudié le module de Young des sols sableux et graveleux. Pour les sols granulaires, les effets de l'indice des vides, e , du coefficient d'uniformité, du C_u et de la taille médiane des grains, D_{50} , sur la valeur du module de Young ont été étudiés. Menq a proposé l'équation suivante pour estimer le module de Young:

$$E_{max} = C_{E3} \times C_u^{b1} \times e^x \times (\sigma'_0/P_a)^{n_E} \quad \mathbf{2-5}$$

Où C_{E3} est le module de Young à $C_u = e = D_{50} = 1$ et $\sigma'_0 = 1$ atm, et

$$b_1 = -0.2,$$

$$x = -1 - \left(\frac{D_{50}}{20}\right)^{0.75}$$

$$n_E = 0.48 \times C_u^{0.09}$$

2.4. Effet de la forme des particules

Certaines études ont montré que, hormis les paramètres de la distribution granulométrique, la forme des particules qui contrôle les interactions micromécaniques entre les particules, a une influence importante sur le comportement mécanique des sols grossiers (Payan et al., 2016).

Holubec and D'apponia (1973) ont effectué une série d'essais triaxiaux pour déterminer l'effet de la forme des particules sur les propriétés mécaniques des sols sans cohésion avec une granulométrie similaire compactée à différentes densités relatives. Les matériaux utilisés comprenaient les sables Olivine, Southport, Ottawa et les perles de verre qui sont énumérés dans l'ordre décroissant de l'angularité des particules. La Figure 2-17.a montre que l'angle de frottement dépend de la densité relative et de la forme des particules. Par exemple, la différence d'angle de frottement entre les sables de Southport et d'Ottawa à $D_r = 70\%$ est de 5° ; alors qu'elle devient nulle à $D_r = 90\%$. De plus, la Figure 2-17.b montre que la forme des particules influence la résistance maximale.

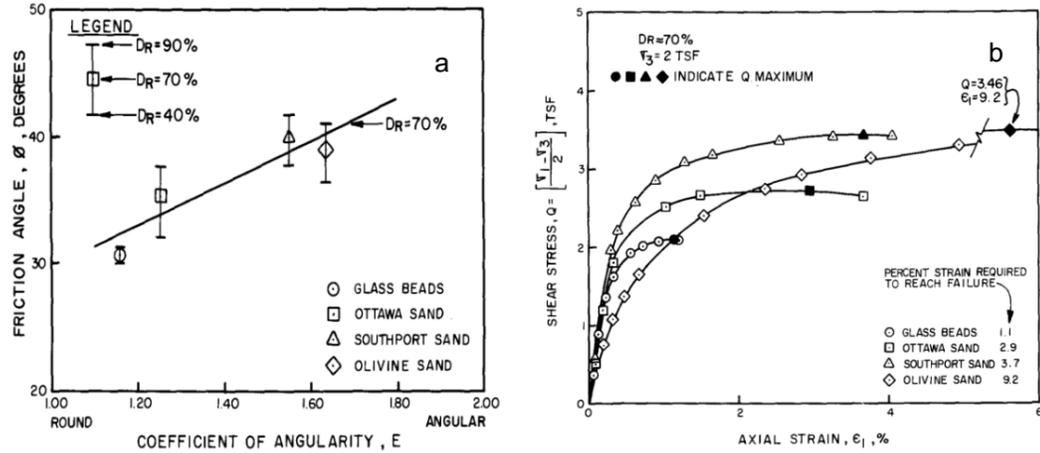


Figure 2-17 Effet de la forme des particules a) angle de frottement, et b) comportement contrainte-déformation (Holubec et D'appolonia 1973)

En 2003, Varadarajan et al. ont effectué des essais triaxiaux drainés à grande échelle sur les matériaux d'enrochement modélisés, constitués de grains angulaires et arrondis, obtenus à partir de deux sites de barrage. Les résultats ont montré que les paramètres du sol pour les enrochements à particules angulaires sont généralement opposés à ceux avec des particules arrondies. Par exemple, comme le montre le Tableau 2-3, l'angle de frottement de l'enrochement avec la particule arrondie augmentait avec la taille des particules, tandis que l'enrochement à particules angulaires présentait une tendance inverse.

Tableau 2-3 Les variations de l'angle de frottement pour deux enrochements ayant une taille des particules maximale différente (Varadarajan et al., 2003)

D_{max} (mm)	Enrochement avec des particules arrondies				Enrochement avec des particules angulaires			
	25	50	80	320	25	50	80	1200
ϕ	31,5°	33,5°	35,4°	40,31°	32,5°	31,4°	30,6°	26,62°

D'autre part, l'influence de la forme des particules sur le module de Young à petites déformations a été étudiée expérimentalement en utilisant des tests de colonne de résonance. Payan et al. (2016) ont étudié l'effet de la forme et de la granulométrie des particules sur le module de Young d'un sable sec à l'aide d'une série de tests de colonne de résonance à diverses contraintes de confinement et de densités sur des sables ayant

différentes gradations et formes de particules. Dans cette étude, pour développer une nouvelle méthode fournissant l'estimation d' E_{max} , ils ont utilisé l'équation suivante en tant que modèle générale du module de Young maximal à petites déformations :

$$E_{max} = C(C_u, d_{50}, forme) \times e^{x(C_u, d_{50}, shape)} \times \left(\frac{P'}{P_a}\right)^{\alpha(C_u, d_{50}, forme)} \quad \mathbf{2-6}$$

Considérant les effets significatifs de la forme des particules et de la distribution granulométrique sur les résultats expérimentaux, leurs efforts ont conduit au développement d'une relation plus générale concernant E_{max} , comme :

$$E_{max} = (245 C_u^{-0.09} \rho^{0.82}) \times e^{-1.32} \times \left(\frac{P'}{P_a}\right)^{(C_u^{0.11})(-0.44\rho+0.66)} \quad \mathbf{2-7}$$

Mishra, Tutumluer, and Xiao (2010) ont étudié l'effet de la forme des particules sur le comportement du module résilient des agrégats non liés, en utilisant des analyses statistiques. Dans cette étude, une analyse de variance (ANOVA) a été utilisée pour évaluer l'effet de la forme des particules sur deux catégories d'agrégats différents, les particules broyées et les particules non-broyées. Les résultats montrent que l'angularité a un effet significatif sur le module résilient, en quelque sorte les particules broyées montrent un module résilient considérablement plus élevé.

Comme mentionné dans ce chapitre, certaines enquêtes ont été menées pour évaluer les effets de la taille des particules et de la forme des particules sur le comportement mécanique des matériaux granulaires. Bien que les études précédentes aient fourni des résultats intéressants concernant les effets de la taille des particules dans les matériaux granulaires, les effets sous les conditions non drainées sont toujours négligés. Par ailleurs, la plupart des recherches ont porté sur l'influence de la taille de l'échantillon dans les essais triaxiaux sur des matériaux granulaires et ont été menées dans le domaine des grandes déformations. Par conséquent, il existe un besoin pour des travaux expérimentaux

supplémentaires afin d'étudier l'influence de la taille de l'échantillon sur les propriétés mécaniques des sols à niveau des petites déformations.

D'autre part, la manière que la forme de la particule affecte le comportement de ces matériaux n'a toujours pas été établie clairement. Par ailleurs, en dépit de nombreuses études ayant pour sujet les propriétés mécaniques dans le domaine des petites déformations, seules quelques-unes ont traité des effets de la forme des particules. Par conséquent, d'autres recherches sont également nécessaires en ce qui a trait à l'effet de la forme des particules sur les propriétés mécaniques lors de petites déformations.



MCours.com