

CARACTÉRISATION DE L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE DES MATÉRIAUX GRANULAIRES

Bachir MELBOUCI, Laboratoire Géomatériaux, Environnement et Aménagement, Université Mouloud Mammeri de Tizi-ouzou, BP N°17 RP 15000 Tizi-ouzou (Algérie)

RÉSUMÉ

Dans cet article, on se propose d'étudier le frottement au sein des matériaux granulaires (particulièrement dans le cas des matériaux locaux : granite, schiste et grès) à l'aide de la boîte de cisaillement de grande dimension. En utilisant deux classes granulaires (0/5 et 5/8), on cherche à analyser la contribution de la dilatance et du phénomène d'écrasement des grains dans la mobilisation du frottement intergranulaire.

Mots-Clés

cisaillement, matériaux granulaires, angle de frottement interne, dilatance, écrasement des grains.

1. INTRODUCTION

Le comportement mécanique d'un sol est en grande partie contrôlé par sa résistance au cisaillement. L'étude du comportement mécanique d'un sol, ou encore son comportement en contrainte-déformation permet en outre, de déterminer sa charge portante sous des sollicitations induites par une structure ou un ouvrage. L'analyse de la résistance au cisaillement d'un sol est nécessaire pour calculer la stabilité externe des ouvrages ; par exemple, les murs de soutènements, les pentes et/ou les talus.

Cette résistance au cisaillement est évaluée expérimentalement par deux types d'essais : l'essai de cisaillement direct à la boîte et l'essai triaxial. Ces principaux paramètres sont C et ϕ . Dans le cas des milieux granulaires, cette résistance au cisaillement est caractérisée uniquement par l'angle de frottement interne ϕ .

L'analyse d'un essai de cisaillement à la boîte montre que l'échantillon ne réagit pas comme deux blocs solides indéformables, mais comme une infinité de blocs solides, à l'image du grain constitutif, c'est-à-dire en terme d'écoulement des grains.

La rupture des sols et de roches discontinues est de même nature du point de vue cisaillement. En effet, le frottement existe dans les deux cas. La rupture des aspérités et le réarrangement des grains et le degré de dilatance de la résistance de cisaillement au pic est commune pour les deux matériaux (sol dense ou roche discontinue).

Le frottement constitue le paramètre fondamental caractérisant le comportement des matériaux granulaires. Différents auteurs ont travaillé sur ce paramètre et ont montré que sa mesure dans les milieux granulaires présente de fortes dispersions. Celles-ci sont liées aux paramètres suivants

- La compacité ;
- La forme des grains ;
- La rugosité des grains ;
- La taille des grains ;
- La granulométrie ;
- La dilatance ;
- La dégradation ou écrasement des grains ;
- La réorganisation des grains ;
- La dureté des minéraux constituant les grains ;
- L'intensité des contraintes.

2. ESTIMATION DE L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE PAR DIFFÉRENTES THÉORIES

Un échantillon de sol ou de matériau granulaire se déforme sous une sollicitation. La déformation s'accompagne d'une perte d'énergie par frottement au sein de l'éprouvette. L'effet mécanique qui résulte du frottement est l'effet de cisaillement, et l'on peut dire que la reprise d'un effort par un matériau sol ou granulaire est faite au moyen de sa résistance au cisaillement. Une partie de la résistance au cisaillement est due au frottement et se manifeste aux points de contact entre les grains. Les composantes tangentielle R_t et normale R_n de la force de réaction qui s'exerce entre deux grains doivent être telles que :

$$\frac{R_t}{R_n} \leq f \quad (1)$$

Le coefficient f (ou $\tan \phi$) est le coefficient de frottement physique au point de contact entre les grains.

L'effet frottement se manifeste dans le cas de la boîte de cisaillement par l'écoulement plastique qui provoque une déformation du milieu continu par la transformation de la géométrie du milieu (écoulement des grains). En effet, le concept des glissements des grains proposé par Coulomb-Bowden-Terzaghi pour le développement de la résistance des sols et des matériaux granulaires ne peut pas s'appliquer aux matériaux soumis à de fortes pressions de confinement. Les composantes de cisaillement suggérées par Hvorslev (1960) sont modifiées pour inclure la résistance des grains en contact lors de l'écoulement. Cette résistance au cisaillement totale est définie comme suit :

$$\tau_f = \tau_c + \tau_\phi + \tau_d + \tau_u \quad (2)$$

τ_f : contrainte de cisaillement totale à la rupture

τ_c : contrainte due à la cohésion

τ_ϕ : contrainte due au frottement de contact des grains

τ_d : contrainte due à l'énergie de frontière

τ_u : contrainte due à l'écoulement des grains en contact

La résistance au cisaillement des sols est ainsi étudiée à partir de la notion de courbe intrinsèque. Celle-ci détermine le domaine

des contraintes que le sol peut supporter sans céder. Les sols, comme pour les milieux pulvérulents, se rompent lorsque la valeur de la contrainte de cisaillement τ dépasse une certaine valeur fonction de la contrainte normale σ . Cependant, en fonction de la pression de confinement, la courbe enveloppe de rupture au pic est approximativement droite pour les faibles contraintes, mais elle est courbée pour des contraintes élevées. C'est Coulomb, le premier à proposer l'équation de la courbe intrinsèque sous la forme de :

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad (3)$$

Où : C : est la cohésion

φ : est l'angle de frottement interne

Dans les sols pulvérulents, les facteurs influençant l'angle de frottement interne sont nombreux. Le tableau N° 1 présenté au 2^{ème} Congrès International à Rotterdam en 1948 regroupe les différentes influences sur φ .

$\varphi' = 36 + \varphi'1 + \varphi'2 + \varphi'3 + \varphi'4$			
Compacité	$\varphi'1$	Lâche	-6
		Moyenne	0
		serrée	+6
Forme et rugosité des grains	$\varphi'2$	Aigu	+1
		Moyen	0
		Arrondi	-3
		Très rond	-5
Grosseur des grains	$\varphi'3$	Sable	0
		Gravier fin	+1
		Gros gravier	+2
Granulométrie	$\varphi'4$	Uniforme	-3
		Moyenne	0
		Étalée	+3

Tableau N° 1 : Les différentes composantes de l'angle de frottement interne.

Koerner (1998) complète le tableau N°1 et donne plus de précision aux quatre premières composantes. Il rajoute une cinquième composante liée à la minéralogie des grains. Il définit ainsi l'angle de frottement interne à la rupture par l'expression suivante :

$$\varphi_f = 36^\circ + \Delta\varphi_1 + \Delta\varphi_2 + \Delta\varphi_3 + \Delta\varphi_4 + \Delta\varphi_5 \quad (4)$$

φ_f : angle de résistance au cisaillement

$\Delta\varphi_1$: est la correction apportée à la forme des grains («+ $\Delta\varphi_1 = -6^\circ$ » pour des grains à haute sphéricité et à forme arrondi et «+ $\Delta\varphi_1 = +2^\circ$ » pour de faible sphéricité et à forme angulaire)

$\Delta\varphi_2$: correction de la granulométrie dans le sens de la taille des grains, D_{10} (« $\Delta\varphi_2 = -11^\circ$ » pour $D_{10} > 2$ mm (graves), « $\Delta\varphi_2 = -9^\circ$ » pour $2 > D_{10} > 0.6$ mm (sable dense), « $\Delta\varphi_2 = -4^\circ$ » pour $0.6 > D_{10} > 0.2$ mm (sable moyen) et « $\Delta\varphi_2 = 0$ » pour $0.6 > D_{10} > 0.06$ mm (sable fin)

$\Delta\varphi_3$: correction due au coefficient d'uniformité C_u : « $\Delta\varphi_3 = -2^\circ$ » pour $C_u > 2$ (bien gradué) ; « $\Delta\varphi_3 = -1^\circ$ » pour $C_u = 2$ (moyennement gradué) ; « $\Delta\varphi_3 = 0$ » pour $C_u < 2$ (mal gradué)

$\Delta\varphi_4$: correction due à la densité relative (D_r) : « $\Delta\varphi_4 = -1^\circ$ » si $0 < D_r < 50\%$; « $\Delta\varphi_4 = 0$ » si $50 < D_r < 75\%$ et « $\Delta\varphi_4 = +4^\circ$ » pour $75 < D_r < 100\%$.

$\Delta\varphi_5$: correction apporté pour le type de minéral : « $\Delta\varphi_5 = 0$ » pour le quartz, « $\Delta\varphi_5 = +4^\circ$ » pour le feldspath, calcite et chlorite et « $\Delta\varphi_5 = +6^\circ$ » pour le mica.

Frossard (1979), en travaillant sur les effets de la forme des grains sur le frottement entre grains, a confirmé les résultats de Koerner. Il montre que le frottement entre grains augmente avec l'angularité de ces derniers et indépendamment des minéraux constituant les grains.

Il faut souligner que la taille ou la grosseur des grains est la composante qui a attiré l'attention de nombreux auteurs. Les résultats obtenus divergent d'un auteur à l'autre en fonction de l'essai utilisé. La synthèse des recherches réalisée sur l'effet de la taille des grains est regroupée dans le tableau N°2.

Source	Taille maximale des grains Type d'essai	conclusion
Bishop (1966)	1 à 1.4 inch = 25.4 à 35.56 mm Essai de cisaillement	La taille des grains n'affecte pas l'angle de frottement interne.
Lewis (1954)	0.25 inch = 6.35 mm Essai de cisaillement	L'angle de frottement augmente avec l'augmentation de la taille des grains.
Vallerga, et al (1957)	0.2 inch = 5.08 mm Essai triaxial	La taille n'affecte pas l'angle de frottement interne.
Rowe (1962)	1 mm Frottement par glissement	φ_n augmente quand la taille diminue
Leslie (1963)	3 inch = 76.19 mm Essai triaxial	L'angle de frottement interne augmente quand la taille des grains diminue.
Kirkpatrick (1982)	2 mm Essai triaxial	L'angle de frottement interne augmente quand la taille des grains diminue.
Marsal (1973)	8 inch = 203.2 mm Essai triaxial	L'angle de frottement interne augmente quand la taille des grains diminue.
Lee, et al (1967)	0.75 inch = 19.05 mm Essai de compression triaxial	La compression augmente quand la taille des grains diminue.
Fumagalli (1969)	260 mm Essai de compression triaxial	La compression augmente quand la taille des grains diminue.

Tableau N°2 : Effet de la taille des grains selon différents auteurs.

Horn et Deere indiquent que les caractéristiques du frottement ou des déformations d'un assemblage de particules ne dépassent pas leurs limites élastiques comme cela a été noté par Terzaghi. Bishop et Rowe. D'autre part, Bowden et Tabor montrent que les déformations de tous les assemblages de grains sont plastiques. Ils ont prouvé que pour de tels matériaux le coefficient du frottement est une propriété matérielle et indépendante de tous autres paramètres dimensionnels.

3. INFLUENCE DE LA DILATANCE SUR L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE

Hvorslev (1960) a conclu que l'angle de la résistance au cisaillement se compose d'une composante de frottement et d'une composante de changement de volume appelée aussi dilatance.

Ces deux composantes sont séparées par Taylor en 1948, Rowe 1962 et 1971 et Bolton 1986. Il est généralement prouvé que la composante de dilatance dépend de l'intensité de contrainte et de la courbe intrinsèque où la courbe de rupture est non linéaire et elle est en fonction de la contrainte normale. Nous avons donc de bonnes raisons de ne pas considérer l'angle de frottement interne comme constant, puisque la courbe enveloppe est courbée.

Plusieurs auteurs ont étudié le phénomène de dilatance et plusieurs modèles ont été proposés : modèle de Coulomb (1777), le modèle de Goldstein et Patton en (1966) pour les roches, puis en (1986) vient le modèle de Bolton qui est le premier à tenir compte des deux composantes : composante de l'angle de la résistance au cisaillement et la composante de la dilatance. En (1992), Maksimovic présente un nouveau modèle qu'il modifie en (1996).

L'expression relatant la résistance au cisaillement, principalement le modèle des bandes de cisaillement et de frottement s'écrit comme suit :

$$\varphi'_{\max} = \varphi'_b + \Psi \quad (5)$$

φ'_b : angle de frottement de base
 Ψ : angle de dilatance du modèle

$$\Psi = \frac{\Delta\varphi'}{1 + \sigma'_{ff}/p_{ff}} \quad (6)$$

Cet angle est déterminé pour l'essai de cisaillement à la boîte.

L'angle φ_s que fait la tangente à l'origine du cercle de Mohr à la rupture pour les contraintes principales à l'essai triaxial est donné par la relation suivante :

$$\varphi'_s = \varphi'_n + \frac{\Delta\varphi'}{1 + \sigma'_{ff}/p_{ff}} \quad (7)$$

σ'_{ff} : contrainte effective normale au plan d'obliquité (rupture)
 p_{ff} : contrainte normale au plan d'obliquité (rupture)

Ces deux expressions ne décrivent pas exactement la courbe enveloppe ou courbe intrinsèque.

Toutes ces expressions pour la détermination de l'angle de frottement interne se réduisent à l'expression de la droite de rupture de Coulomb en tenant compte des trois combinaisons suivantes :

- si la variation de l'angle ($\Delta\varphi'$) est égale à zéro, pour une valeur constante de l'angle moyen des contraintes, alors l'angle de la résistance au cisaillement est égal à l'angle de base du frottement;

- si l'angle moyen des contraintes est égal à zéro, pour une valeur constante de ($\Delta\varphi'$), alors l'angle de résistance au cisaillement est égal à l'angle de base du frottement ;

- si l'angle moyen des contraintes est très grand, alors l'angle de résistance au cisaillement est égal à la somme de l'angle de base et de l'angle ($\Delta\varphi'$).

Donc la courbe intrinsèque de Mohr-Coulomb n'est qu'un cas particulier des courbes enveloppes non linéaire pour les matériaux utilisés en géotechnique.

Les effets de la variation de volume, dans le cas des matériaux granulaires, sont plus significatifs aux petits efforts, car la contribution de cette composante à la résistance au cisaillement diminue graduellement avec l'élévation du niveau de cet effort. Cependant, L'angle de la résistance au cisaillement diminue dans la plupart des cas à mesure que le niveau de l'effort normal augmente.

Kenneth (1989), en déduisant les composantes de la dilatance ou du changement de volume de la résistance au cisaillement, les forces mobilisées peuvent alors être déterminées. Si l'angle de frottement d'un sable à la rupture, aux essais drainés et en contraintes totales est φ_d , alors l'angle de frottement calculé après dilatance est φ_{dr} :

$$\tan^2\left(45 + \frac{\varphi_{dr}}{2}\right) = \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right)_f \quad (8)$$

$$\tan^2\left(45 + \frac{\varphi_{dr}}{2}\right) = \left[\frac{\sigma_1}{\sigma_3} - \frac{dV}{V\varepsilon_1}\right]_f \quad (9)$$

L'angle de frottement interne φ_{dr} excède toujours l'angle de frottement φ_n . Rowe a déduit l'angle de frottement des matériaux granulaires, à la rupture, après le phénomène de dilatance « φ_n » par l'expression suivante :

$$\tan^2\left(45 + \frac{\varphi_l}{2}\right) = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} - \frac{I}{I + \frac{dV}{V\varepsilon_1}} \quad (10)$$

Rowe constate que :

- Dans le cas d'un sable dense, les effets de la dilatance réduisent l'angle de frottement interne « φ_n » à une valeur égale à celle pour le glissement des grains. Pour des indices des vides élevés, l'angle de frottement après déduction des effets de la dilatance excédait toujours celui des grains minéraux. En tenant compte des différents indices des vides, il distingue trois composantes de forces dans le cas des matériaux granulaires : la force mobilisée par la résistance au frottement, la force développée par l'énergie nécessaire pour réarranger et réorienter les grains et la force développée par l'énergie nécessaire pour provoquer l'expansion ou la dilatation du matériau.

- Dans le cas des petites contraintes, il y a une différence considérable dans les angles de frottement interne, cependant, cette différence devient de moins en moins significative aux contraintes élevées.

Rowe a trouvé un accord entre l'angle de frottement corrigé par les effets de dilatation « φ_n » et l'angle vrai du frottement coulissant entre les grains « φ_w ». Cependant, pour les essais semblables pour les sables lâches, les « φ_n » étaient légèrement plus haut que le « φ_w ». Il explique que cette différence est certainement due à l'énergie exigée au réarrangement et aux rotations des particules pendant le processus de cisaillement.

4. INFLUENCE DE L'ÉCRASEMENT DES GRAINS SUR L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE

Pendant le cisaillement, les grains du sol peuvent subir l'écrasement qui engendre la fragmentation des particules du sol sous ses différents aspects. Cependant, cette compression peut être accompagnée par une contractance ou une dilatance et l'écrasement des particules, tandis, que les particules fragmentées peuvent se déplacer pour occuper les espaces vides existant entre les grains. La résistance au frottement des grains dépend des propriétés de surface de leurs constituants minéralogiques.

Plusieurs auteurs ont stipulé que les aspérités de la surface externe des grains soumis à de grandes charges peuvent conduire à une réduction de la résistance au cisaillement due à l'écoulement du matériau. Les fragments nouvellement créés sont généralement angulaires et peuvent offrir une plus grande résistance au frottement. La présence des angularités pointues donne à ces derniers une certaine fragilité aux points de contact, ceci engendre après cisaillement de nouvelles surfaces qui augmentent la résistance au frottement.

La composition minéralogique d'un matériau, d'après Vesic (1968), affecte la contrainte appliquée par deux paramètres : la résistance à l'écrasement du minéral composant la particule en contact et l'angle de frottement physique du minéral.

$$\varphi_s = \varphi_f + (\varphi_n - \varphi_f) \frac{\text{Log} \frac{\sigma_b}{\sigma_n}}{\text{Log} \frac{\sigma_b}{\sigma_n}} \quad (11)$$

φ_s : angle sécant

φ_f : angle au pic

φ_n : angle correspondant à une contrainte normale σ_n et une contrainte de cisaillement de σ_b

σ_b : contrainte provoquant l'écrasement

σ_0 : contrainte initiale

Ramamurthy (1960), travaillant sur l'essai triaxial, a montré que l'angle de frottement est défini par l'expression suivante :

$$\sin \phi_n = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) - \sigma_3 \left(1 + \frac{dV}{d\varepsilon_1}\right)}{(\sigma_1 + \sigma_3) - \sigma_3 \left(1 + \frac{dV}{d\varepsilon_1}\right)} \quad (12)$$

Plus la résistance d'écrasement est petite et plus l'angle de frottement du minéral est élevé et plus la contrainte provoquant l'écrasement est inférieure. En outre, plus la granulométrie est serrée et plus la sphéricité des particules est petite, plus la contrainte d'écrasement est inférieure.

5. FORMULES GÉNÉRALES DE L'ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE

L'angle de la résistance au cisaillement des matériaux granulaires compacts peut être décrit comme suit :

$$\phi'_{\max} = \phi'_{\text{u}} + \phi'_{\text{deg}} + \phi'_{\text{reor}} + \phi'_{\text{dil}} \quad (13)$$

ϕ'_{u} : angle de frottement physique

ϕ'_{deg} : angle de dégradation

ϕ'_{reor} : angle de réorganisation

ϕ'_{dil} : angle de dilatance

Ces composantes n'ont pas la même signification pour tous les types de sols. Le cas de l'angle de frottement physique est distinctement différent en fonction de la forme des minéraux. Dans le cas de l'effet de la dilatance, elle est significative pour les faibles contraintes et elle diminue avec l'augmentation de l'intensité des contraintes.

Dans le cas des roches avec discontinuités à la rupture, Barton (1973) définit les différentes composantes de l'angle de frottement par l'expression :

$$\phi'_{\max} = \phi'_{\text{b}} + \phi'_{\text{fas}} + \phi'_{\text{dil}} \quad (14)$$

ϕ'_{b} : angle de frottement de base

ϕ'_{fas} : angle de frottement dû à la rupture des aspérités

ϕ'_{dil} : angle de dilatance

On constate que les angles de frottement interne pour tous les matériaux rocheux sont dans une marge relativement étroite de quelques degrés.

Dans les essais sous pressions élevées, le phénomène d'écrasement des grains doit être pris en compte. L'influence de ce phénomène d'écrasement sera semblable à celui qui provoquera le réarrangement ou les rotations des grains de sables lâches. L'écrasement des grains sous des contraintes élevées nécessite une grande énergie qui créera un angle de frottement interne « ϕ_n » plus grand que « ϕ_u » et il y aura une augmentation de l'énergie pour le réarrangement des grains.

L'effet d'écrasement et de réarrangement est négligeable pour le sable dense pour de faibles contraintes de confinement. Les études de Rowe ont prouvé que la valeur de « ϕ_u » pour tout assemblage des particules diminue avec l'augmentation de la valeur de la

charge par particule. Si l'écrasement ne se produit pas, une diminution de 5° sur la gamme de pression de 1 à 140 kg/cm² pourrait être prévue. Cependant, à mesure que les pressions de confinement augmentent le nombre de particules augmente également en raison de l'écrasement.

6. APPLICATION AU CAS DES MATÉRIEAUX LOCAUX (PEGMATITE, SCHISTE ET GRÈS)

Les essais ont été réalisés à la boîte de Casagrande de grande dimension en condition drainée sur trois matériaux (granite, schiste satiné et grès). Deux types d'échantillonnage ont été étudiés: échantillons à l'état sec lâche et échantillons à l'état humide. Ces derniers sont réalisés avec la teneur en eau optimale déterminée avec l'essai proctor. Elle est égale à 8,76 % pour le granite, 6,46 % pour le schiste et 7,54% pour le matériau grès. Au cours des différents essais, nous avons fait varier la granulométrie des échantillons (classe 0/5 et 5/8) et la contrainte normale de 20 à 500 kPa.

Les caractéristiques physiques des trois matériaux sont regroupées dans le tableau 3.

Propriétés Roches	γ_s [g/cm ³]	Wopt	γ_d Opt
Granite	2.67	8.76	1.81
Schiste satiné	2.79	6.46	1.98
grès	2.63	7.57	1.96

7.1 PRÉSENTATION DES RÉSULTATS

Les courbes efforts-déformations obtenues ont la même allure pour les trois matériaux ainsi que les courbes de variations de volume. Dans cet article, nous ne représenterons en figures 1 et 2 que les résultats du matériau grès.

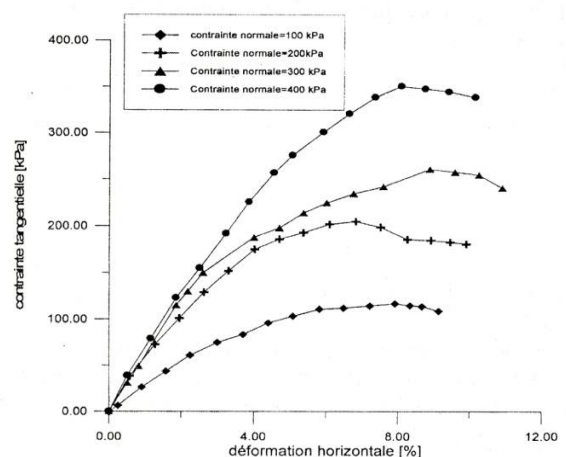


Figure N°1 : Courbes efforts déformation des granulats de classe 0/5 du matériau grès à l'état sec lâche.

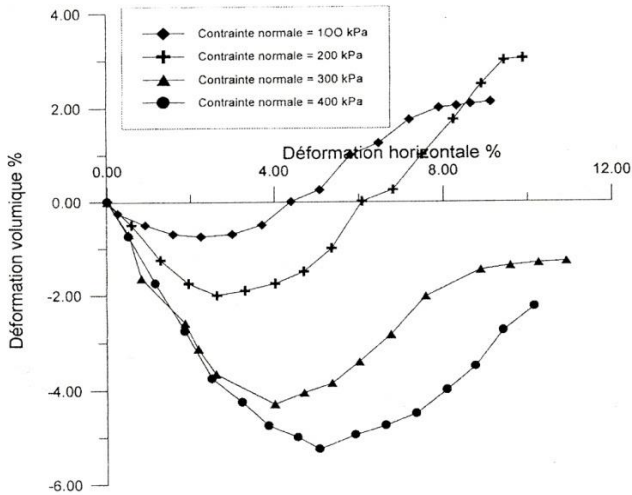


Figure N°2 : Courbes de variations de volume des granulats de classe 0/5 du matériau grès à l'état sec lâche.

Les différents essais réalisés montrent que la résistance au cisaillement diminue avec l'augmentation de la taille des grains. En effet, elle est plus élevée pour la classe 0/5 que pour la classe 5/8. Le déplacement des grains, les uns par rapport aux autres, est plus facile pour les grains de petite taille que pour les gros grains. Ceci s'explique par l'enchevêtrement des grains de dimension importante, ce qui entraîne un cisaillement important des grains de classe 5/8. Ce phénomène est confirmé par les courbes d'analyse granulométrique avant et après essais.

Cette résistance est aussi plus élevée à l'état sec qu'à l'état humide et cela pour les deux classes granulaires des trois matériaux. Cela est dû à la présence d'eau qui joue le rôle de lubrifiant qui favorise le glissement des grains les uns par rapport aux autres. Nous constatons aussi que la contrainte de cisaillement décroît successivement du granite au schiste tacheté au grès. Ce qui confirme les constatations des essais d'identification (Melbouci, 2004) et de l'analyse pétrographique qui montrent que le granite est le matériau qui présente le pourcentage le plus élevé en quartz et le schiste le matériau qui présente un pourcentage élevé en amphibole.

Quand aux courbes de variations de volume, les trois matériaux se dilatent pour les faibles contraintes et deviennent contractant pour des contraintes élevées à l'état sec lâche. A l'état humide, les trois matériaux tendent à devenir contractants.

7.2 COURBES INTRINSÈQUES

A partir des mesures faites sur l'échantillon en cours d'essai, il est possible de tracer les variations de l'effort tangentiel en fonction du déplacement relatif des deux demi-boîtes. L'effort normal et l'effort tangentiel sont ramenés à une surface unité, de manière à porter sur un plan de Mohr (contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale), la valeur de τ maximale pour une valeur de σ donnée. Le report de plusieurs points correspondants à plusieurs échantillons permet une interpolation de la courbe intrinsèque. Ceci est valable uniquement lorsqu'il n'y a pas écrasement, c'est-à-dire pour des contraintes inférieures à 150 kPa.

On trace alors les courbes intrinsèques « $\tau = f(\sigma)$ » pour les trois matériaux (granite, schiste et grès) en faisant varier les contraintes de 20 à 150 kPa pour les deux états sec lâche et humide. Les courbes sont représentées sur les figures N°3, 4 et 5.

Les résultats des caractéristiques mécaniques angle de frottement interne (ϕ') déduites des différents essais sont consignés

dans le tableau 4.

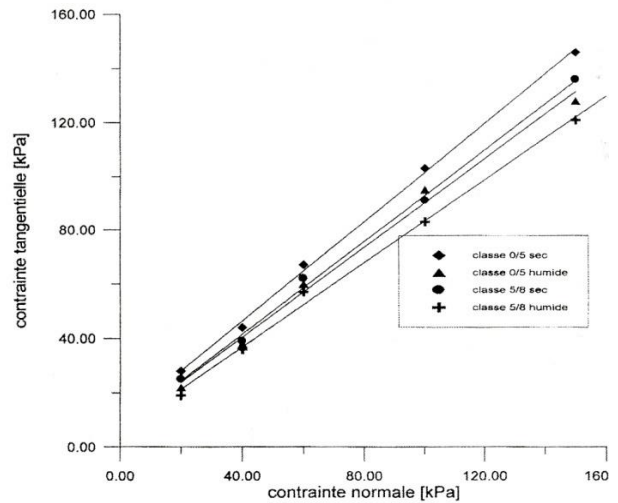


Figure N°3 : courbes intrinsèques du matériau granite

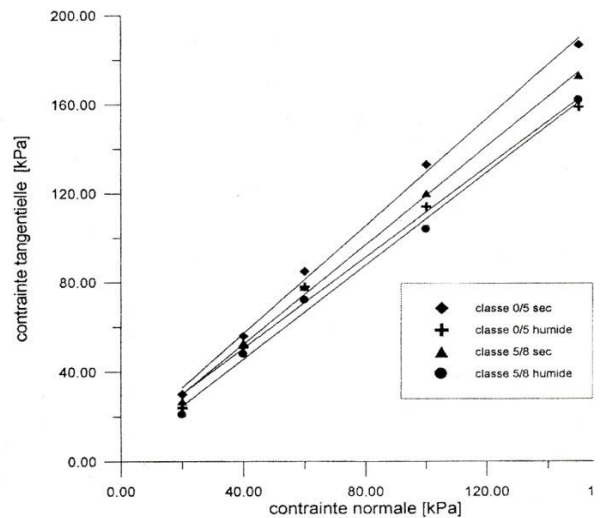


Figure N°4 : courbes intrinsèques du matériau schiste.

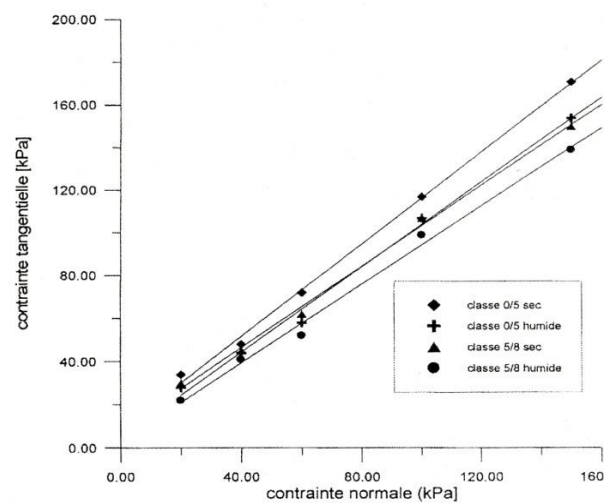


Figure N°5 : courbes intrinsèques du matériau grès.

CLASSES	ETATS	GRANITE	SCHISTE	GRES
		ϕ°	ϕ°	ϕ°
0/5	sec	49	50	55
	humide	47	47	52
5/8	sec	46	46	51
	humide	44	46	48

Tableau N°4 : Résultats des différents angles de frottement interne sous faibles contraintes inférieures à 150kPa.

ϕ° : L'angle de frottement interne en degré .

Pour les contraintes supérieures à 150 kPa, le phénomène d'écrasement devient important, il réduit la taille des grains, donc modifie la granulométrie et ainsi la droite de Mohr-Coulomb n'est plus intrinsèque. Cependant on déterminera l'angle de frottement pour chaque contrainte, du moment que l'écrasement évolue en fonction de l'intensité des contraintes. Les résultats obtenus sont portés sur le tableau N°5.

Classes	Contraintes [kPa]	Granite		Schiste satiné		Grès	
		ϕ° sec	ϕ° humide	ϕ° sec	ϕ° humide	ϕ° sec	ϕ° humide
0/5	< 150	49	47	50	47	55	52
	200	49	46.5	47.5	44	52	49.5
	300	46.5	42.5	43	41	47	45
	400	44	41	41.5	38.5	46.5	41.5
	500	43	40	39	36	44.5	40.5
5/8	< 150	46	44	46	46	51	48
	200	46	44	44	42.5	49	47
	300	42.5	41	41	38.5	46	43
	400	40.5	38	38.5	36	42	39
	500	39	37	36	32	39.5	37

Tableau N°5 : Résultats des différents angles de frottement interne sous contraintes supérieures à 150kPa

Les angles de frottement interne diminuent avec l'augmentation de la contrainte normale pour les deux classes granulaires tant à l'état sec qu'à l'état humide pour les trois matériaux étudiés. En effet, on constate que pour la classe granulaire (0/5) il y a plus de contact entre les grains, ce qui donne un angle de frottement élevé. Plus la taille des grains augmente, plus le nombre de contact entre les grains diminue, réduisant ainsi l'angle de frottement interne pour les granulométries (5/8).

Pour les contraintes normales importantes supérieures à 150 kPa, le phénomène d'écrasement des grains apparaît et entraîne un étalement granulométrique et donc modifie les valeurs des angles de frottement interne. Ces variations de ϕ' notées ($\Delta\phi$ deg) sont déduites par la formule (15) et les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau N°6.

$$\Delta\phi' \text{deg} = \phi'(\text{pour } \sigma_n < 150) - \phi'(\text{pour } \sigma_n > 150) \tag{15}$$

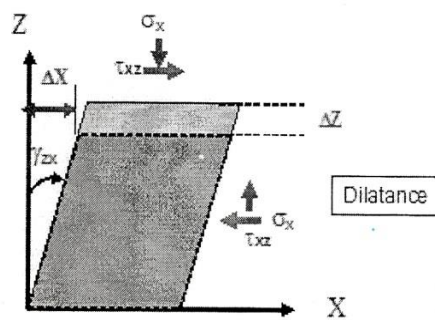
Classes	Contraintes [kPa]	Granite		Schiste		Grès	
		sec	humide	Sec	humide	sec	humide
0/5	200	0	00.5	02.5	03	03	02.5
	300	02.5	04.5	07	06	08	07
	400	05	06	08.5	08.5	08.5	10.5
	500	06	07	11	11	10.5	11.5
5/8	200	0	0	01	03.5	02	01
	300	03.5	01	06	07.5	05	05
	300	05.5	06	08.5	10	09	09
	500	07	07	11.5	14	11.5	11

Tableau N°6 : Variation de l'angle de frottement ($\Delta\phi$ deg) due à l'écrasement des grains en degré [°]

Le tableau N°6 montre que les variations de l'angle de frottement interne augmentent avec l'augmentation de la contrainte normale pour les trois matériaux étudiés. En effet, plus la contrainte normale évolue, plus les grains de grande taille se cassent ou s'effritent et entraînent ainsi une diminution du frottement entre les grains et donc une diminution de l'angle de frottement interne. Cette diminution est plus importante à l'état humide qu'à l'état sec.

7.3 DÉTERMINATION DE L'ANGLE DE DILATANCE α

Dans le cas de la boîte de cisaillement, nous schématisons le phénomène de dilatance comme suit :



$$\Delta\epsilon_a = -\frac{\Delta Z}{H_0}$$

$$\Delta\gamma_a = -\frac{\Delta X}{H_0}$$

$$\tan \alpha = \frac{-\Delta Z}{\Delta X} = \frac{-\Delta Z / H_0}{\Delta X / H_0} = \frac{-\Delta\epsilon_a}{\Delta\gamma_a}$$

(16)

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{-\Delta Z}{\Delta X} = \tan^{-1} \frac{-\Delta\epsilon_a}{\Delta\gamma_a}$$

Nous regroupons les variations des angles de frottement interne dues à la dilatance (α) dans le tableau N°7.

classes	Etats	$\sigma < 150 \text{ kPa}$			$150 < \sigma < 300 \text{ kPa}$		
		granite	schiste	grès	Granite	schiste	grès
0/5	sec	$7 < \Delta\phi_{dil} < 17$	$8 < \Delta\phi_{dil} < 20$	$9 < \Delta\phi_{dil} < 24$	$5 < \Delta\phi_{dil} < 14$	$8 < \Delta\phi_{dil} < 16$	$4 < \Delta\phi_{dil} < 20$
	humide	$0 < \Delta\phi_{dil} < 7$	$3 < \Delta\phi_{dil} < 7$	$0 < \Delta\phi_{dil} < 6$	$1 < \Delta\phi_{dil} < 9$	$1 < \Delta\phi_{dil} < 12$	$0 < \Delta\phi_{dil} < 6$
5/8	sec	$6 < \Delta\phi_{dil} < 16$	$7 < \Delta\phi_{dil} < 20$	$9 < \Delta\phi_{dil} < 23$	$4 < \Delta\phi_{dil} < 16$	$6 < \Delta\phi_{dil} < 18$	$6 < \Delta\phi_{dil} < 18$
	humide	$0 < \Delta\phi_{dil} < 5$	$3 < \Delta\phi_{dil} < 10$	$0 < \Delta\phi_{dil} < 18$	$0 < \Delta\phi_{dil} < 5$	$4 < \Delta\phi_{dil} < 8$	$0 < \Delta\phi_{dil} < 10$

Tableau N°7 : Angle de dilatance (α) des trois matériaux en degré [°]

Le tableau N°7 montre que le phénomène de dilatance est prépondérant à l'état sec et diminue en présence d'eau. Les angles de dilatance obtenus à l'état sec sont très élevés pour des contraintes inférieures à 150 kPa. Lorsque le phénomène d'écrasement apparaît pour des contraintes normales supérieures à 150 kPa, la dilatance diminue et le matériau tend à devenir contractant entraînant une baisse de l'angle de dilatance.

Pour des teneurs en eau supérieures à l'optimum proctor, le matériau devient contractant et l'angle de dilatance est pratiquement nul.

8. CONCLUSION GÉNÉRALE

L'angle de frottement interne reste toujours une caractéristique difficile à évaluer puisqu'il dépend de plusieurs paramètres qui ne sont toujours pas bien maîtrisés. En effet, le phénomène de dilatance ou de contractance, liés à celui des variations de volume, est dû à des modifications de la structure, peut dans certains cas doubler la valeur de l'angle de frottement interne. Quant au phénomène d'écrasement des grains qui agit pour des contraintes supérieures à 150 kPa, celui-ci entraîne un étalement granulométrique et fait diminuer l'angle de frottement interne jusqu'à une valeur de 10°. Cependant lorsque ce phénomène apparaît, on ne peut plus considérer la courbe enveloppe comme courbe intrinsèque.

Ces angles de frottement dépendent aussi de la nature des matériaux et donc de leur minéralogie. Cependant la relation entre les efforts de cisaillement et la variation d'indice des vides est importante lorsque l'on veut faire une comparaison entre les matériaux entre eux.

9. BIBLIOGRAPHIE

- BISHOP, W. A. (1966)
The strength of soils as engineering materials. *Geotechnique*, vol. XVI, N°2, 1966, pp. 91-129.
- BARTON, N. (1973)
Review of a new shear criterion for rock joints. *Engineering Geology*, 7, pp.287-332.
- BOLTON M. D. (1986)
The strength and dilatancy of sands. *Geotechnique* 36, N°1, pp. 65-78
- BARTON, N. et KJAERSLI, B. (1981)
Shear strength of rockfill. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol 107, N° GT7, 1981, pp. 873-891.
- BIAREZ, J. and HICHER, P. (1997)
Influence de la granulométrie et de son évolution par ruptures de grains sur le comportement mécanique de matériaux granulaires. *Revue Française de Génie-civil*, 1(4), 607-631.
- BOWDEN, F. P. et TABOR, D. (1950)
The friction and lubrication of solids. First ed. Oxford: Clarendon Press 1950.
- CHAVEZ, C. et ALONSO, E.E. (2003)
A constitutive model for crushed granular aggregates which includes suction effects. *Soils and Foundations*, vol 43, N°4, 215-227.
- CHENG, Y. P., BOLTON, M.D. and NAKATA, Y. (2004)
Crushing and plastic deformation of soils simulated using DEM (discrete element method). *Geotechnique* 54, N°2, 131-141.
- COOP, M. R.; SORENSEN, K.K. ; BODAS FREITAS and GEORGOUTSOS (2004) Particle breakage during shearing of a carbonate sand. *Geotechnique* 54, N°3, 157-163.
- DESRUES, J. (2002)
Limitations du choix de l'angle de frottement pour le critère de plasticité de DRUCKER-PRAGER. *Revue Française de Génie-civil*, N°6, 2002, pp. 853-862.
- FEDA, J. (1994)
Stress-path dependent shear strength of sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 120, N°6. 1994, pp. 958-974.
- FROSSARD, E. (1979)
Effet of sand grain shape on interparticle friction: indirect measurements by Rowe's stress dilatancy theory. *Geotechnique* 29, N°3, 341-350.
- FUMAGALLI, E. (1969)
Tests on cohesionless materials for rockfill dams. *Journal Soils Mech. Found. Engng. Div.*, ASCE 95, N°-SM1, 313-330.
- HAYTHORNTHWAITE, R. M. (1964)
The role of friction in granular media. IUTAM, Symposium Rheology and soil mechanics, Grenoble, 1964.
- HORN, H. M. and DEERE, D. U. (1962)
Frictional characteristics of minerals. *Geotechnique*, 12, 4, 319-335.
- INDRARATNA, B. (1994)
The effect of normal stress-friction angle relationship on the stabilisys of a rockfill dam, *Geotechnical and geological Engineering*, 1994, Vol 12, pp. 113-121.
- INDRARATNA, B., IONESCU, D. and CHRISTIE, H. D. (1998)
Shear behaviour of railway ballast based on large scale triaxial tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, may 1998, pp. 439-449.
- KENNETH, I. and LEE, A. M. (1967)
Drained strength characteristics of sands. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE 1967, SM6, pp.117-141.
- KOERNER, R. M. (1998)
Designing with geosynthetics, Prentice Hall, Upper Seddle River, New Jersey, Fourth Ed., pp. 487-494.
- KOERNER, R. M. (1991)
Stability and tension considerations regarding cover soils on geomembrane lined slopes. *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 10, pp. 335-355.
- LEE, K.L. and SEED, H. B. (1967)
Drained strength characteristics of sands. *Journal ASCE*, 93 (SM6), 117-141.
- MAKSIMOVIC, M. (1996)
A family of non linear failure envelopes for non cemented soils and rock discontinuities. *Electronic journal of geotechnical engineering*, <http://geotech.civen.okstate.edu/ejge>, 1996.
- MARSAL, R. J. (1973)
Mechanical properties of rockfill, In *Embankment dam engineering*. Casagrande volume (eds R. C. HIRSCHFIELD and S. J. Poulos), John Wiley and Sons, New York, 109-200.
- MELBOUCI, B. (2004)
Etude expérimentale et comportement rhéologique des matériaux locaux dans les corps de chaussées. *Projet de Recherche J 1501-04-05-02*.
- MOROTO, N. (1988)
Some considerations on shearing resistance angles of sands. *Micromechanics of granular materials*, 1988, pp. 4754.
- NAYLOR, D. J. et al (1986)
Prediction of construction performance of belichedam. *Geotechnique*, Vol 36, N°3, 1986, pp.359-376.
- RAMAMURTHY, T. (1994)
Strength criterion for rocks with tensile strength. *Proceedings of the Indian Géotechnical Conférence*, Vol 1, 411-414.
- RAMAMURTHY, T. (2001)
Shear strength response of some geological materials in triaxial compression. *Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences* 38, 683-697.
- ROWE, P. W. (1962)
The stress dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. *Proceedings. Royal. Society, London, serie: A*, vol. 269, 1962, pp. 500-527.
- TERZAGHI, K. (1960)
Discussion on salt springs and lower Bear River dams. *ASCE* 125 pt 2, 139-148
- VESIC, A. S. and CLOUGH, G. W. (1968)
Behaviour of granular materials under high stresses. *Proc. ASCE* 94 N° SM3, pp. 661-688.