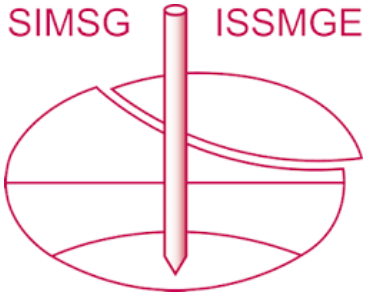
INTERNATIONAL SOCIETY FOR
SOIL MECHANICS AND
GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

https://www.issmge.org/publications/online-library

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

Analogie entre le comportement mécanique des sables et des argiles 'remaniées'

Analogy between the mechanical behaviour of sand and 'remoulded' clays

J.Biarez, R.Saïm, S.Taïbi, H.Liu & B.Richane – *Ecole Centrale de Paris, Laboratoire MSS-Mat CNRS URA, Châtenay-Malabry, France*
A.Gomes Correia – *Instituto Superior Tecnico, Lisboa, Portugal*

RESUME: Les sables et les agrégats routiers extrêmement peu denses présentent une compressibilité oedométrique et isotrope sous forme de droites parallèles de pente C_C dans le plan (indices des vides - Log Pression) en accord avec $C_C = 0.009\ (W_L - 13)$ des argiles. Sur un chemin triaxial on peut définir un comportement repère qui fait correspondre une courbe de dilatance $\varepsilon_v(\varepsilon_1)$ et une courbe $\eta'/M'(\varepsilon_1)$. La décompression oedométrique permet de définir C_S et une contrainte de consolidation fictive, utile pour écrire le même type de loi de comportement pour argiles, sables et agrégats routiers. Le calcul des billes de Hertz donne une élasticité non linéaire du même type pour les argiles et les sables, et des modules sécants $E_{sec}(\text{Log } \varepsilon_1)$ paramètré en I_P. Le calcul des forces capillaires entre billes explique le cisaillement des argiles non saturées et la limite de retrait (forces capillaires orthogonales).

ABSTRACT : Both sands and road aggregates with a very low density present an oedometric and isotropic compressibility and also a critical void ratio under the form of parallel straight lines with a C_C slope, as similar to clays according to $C_C = 0.009(W_L - 13)$. On the triaxial path, we may define a reference behaviour which will relate a dilatancy curve $\varepsilon_v(\varepsilon_1)$ and strenght curve $\eta'/M'(\varepsilon_1)$. The oedometric unloding allows us to define C_S and also a fictive consolidation stress, wich is usefull to write the same type of law behaviour for clays, sands and road aggregates. The calculation of Hertz's spheres gives a non-linear elasticity, similar for clays and sands, and secant modulus $E_{sec}(\text{Log}\varepsilon_1)$ according to I_P variation. The calculation of the capillary forces between spheres explains the shear behaviour of non saturated clays and the shrinkage limit (orthogonal capillary forces).

I INTRODUCTION

Les sables, agrégats routiers, argiles remaniés peuvent être considérés comme des grains élastiques avec frottement entre grains et sans colle ($c' \ll \sigma'_3$) dans certains domaines.

La mécanique des milieux continus appliquée au cas où seuls les grains sont continus permet de classer les paramètres selon un ordre qui guide les corrélations. Les progrès de ce type de calcul permettent progressivement de passer du matériau discontinu granulaire au milieu continu. Des calculs élémentaires à partir de billes montrent l'originalité du type d'élasticité non linéaire ; pour les sols non saturés, ils suggèrent un type de contrainte effective utilisable pour la résistance au cisaillement et pas pour les variations de volume.

Les essais oedométriques usuels (avant rupture des grains) sur les sables et les agrégats routiers ($d_{60}/d_{10} > 10$), secs ou saturés, donnent des courbes souvent beaucoup plus proches de C_S que de C_C. Nous avons montré que des essais avec une légère humidité permettent d'avoir des sables très peu denses ($e \gg e_{max}$). Leurs droites de compressibilité oedométrique ont une pente C_C comprise entre 0,15 et 0,20. De même, pour les agrégats routiers dont la droite C_C se trouve sur le faisceau des argiles NC entre $W_L = 20$ et $W_L = 40$ avec une pente C_C en accord avec la relation usuelle des argiles (Biarez et Hicher 1994, page 15).

$$Cc \approx 0{,}009 \cdot (W_L - 13) \qquad (1)$$

Une décompression permet de définir un coefficient C_S et une contrainte de consolidation. Pour les densités usuelles des sables, il y a rupture des grains avant d'atteindre cette contrainte, mais elle peut être définie d'une manière fictive en prolongeant la droite C_C jusqu'à ce qu'elle rencontre la droite C_S passant par l'indice des vides du sable choisi. Cette notion est utile pour une écriture analogue du comportement des argiles et des sables. La rupture des grains de sable augmente le rapport d_{60}/d_{10} de 2 à 10, la courbe e(Log p') se stabilise sur la droite C_C correspondant à $d_{60}/d_{10} = 10$ (Biarez et Hicher 1994, pages 203-204).

La compression de ces sables extrêmement peu denses sur chemin triaxial montre une contractance dans le plan $\varepsilon_v(\varepsilon_1)$

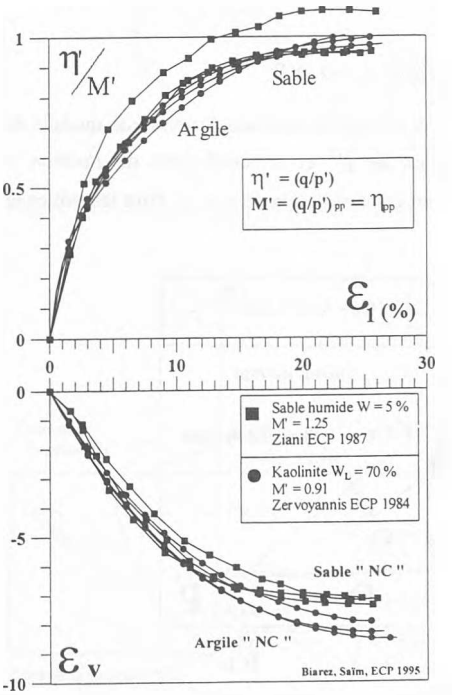


Figure 1 : Analogie du comportement des sables et des argiles

et une résistance dans le plan $\eta'/M'(\varepsilon_1)$ analogues à une argile (Figure 1). La droite de compressibilité isotrope e(Log p') et celle de l'indice des vides de plasticité parfaite sont parallèles à la compressibilité oedométrique avec comme points de repère (e_{max} , e_{min}) comme (W_L , W_P) pour les argiles (Biarez et Hicher 1994 - page 100). On peut donc utiliser la formulation de Cam Clay Modifié pour les sables comme pour les argiles normalement consolidées.

2 COMPORTEMENT SURCONSOLIDÉ ISOTROPE (OC) PAR RAPPORT AU COMPORTEMENT NORMALEMENT CONSOLIDÉ (NC)

2.1 Paramètre de surconsolidation isotrope

La surconsolidation OCR = p'_{ic}/p'_i peut être remplacée par la dilatance caractérisée par (e_{pp} - e_{OC}) différence entre l'indice des vides initial e_{OC} et l'indice des vides final e_{pp} ou encore par (e_{NC} - e_{OC}) (Figure 2)

$$(e_{NC} - e_{OC}) = (C_C - C_S)\,\mathrm{Log}(p'_{ic}/p'_i) \qquad (2)$$

Ce paramètre peut être associé à la dilatance maximale exprimée par la pente $(d\varepsilon_v/d\varepsilon_1)_{max}$ ou à l'angle de dilatance ψ.

2.2 Comportement repère dans le plan $\varepsilon_v(\varepsilon_1)$ et $\eta'/M'(\varepsilon_1)$

Pour les sables comme pour les argiles, plus la "dilatance" est grande plus la résistance à la compression $q/p'(\varepsilon_1)$ ou plus généralement $\eta'/M'(\varepsilon_1)$ est grande, ce qui permet de présenter un comportement repère en première approximation (Figure 3) où une courbe de dilatance $\varepsilon_v(\varepsilon_1)$ correspond à une courbe $\eta'/M'(\varepsilon_1)$.

Si les deux courbes $\varepsilon_v(\varepsilon_1)$ et $\eta'/M'(\varepsilon_1)$ d'un nouvel essai tracées sur ces faisceaux de courbes repères, recoupent les courbes du faisceau ou sont en grossier désaccord, ceci peut provenir des hypothèses prises (grains élastiques sans colle) ou des défauts d'expérience (frettage, localisations, ...).

2.3 Les Modules

2.3.1 Modules isotropes $E = \alpha\, p'^{\,n}$

Une compression sur chemin triaxial usuel montre un module de Young E_e dépendant de p'^n et un coefficient de *Poisson* ν indépendant de p', en général voisin de $\nu \approx 1/4$. Pour les sables et agrégats routiers (plus généralement pour les sols OC ayant même indice des vides e), la valeur de l'exposant n est voisine de ½ d'où un comportement repère de première approximation (Figure 4)

$$E_e \approx \frac{500}{e} \cdot p'^{1/2} \qquad (3)$$

Pour regrouper les argiles NC et les sables sous forme $E = \alpha.p'^{\,n}$ nous avons donné des ordres de grandeur de la variation de α et de n en fonction de W_L et I_P (Figure 5).

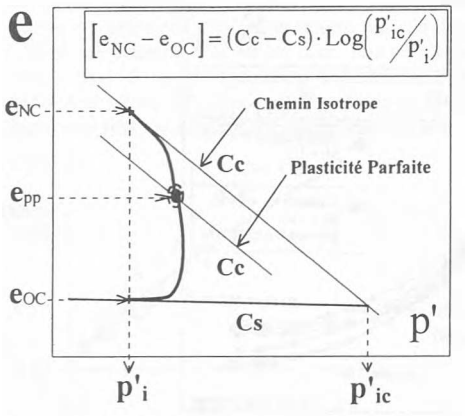


Figure 2 : Définition de la surconsolidation

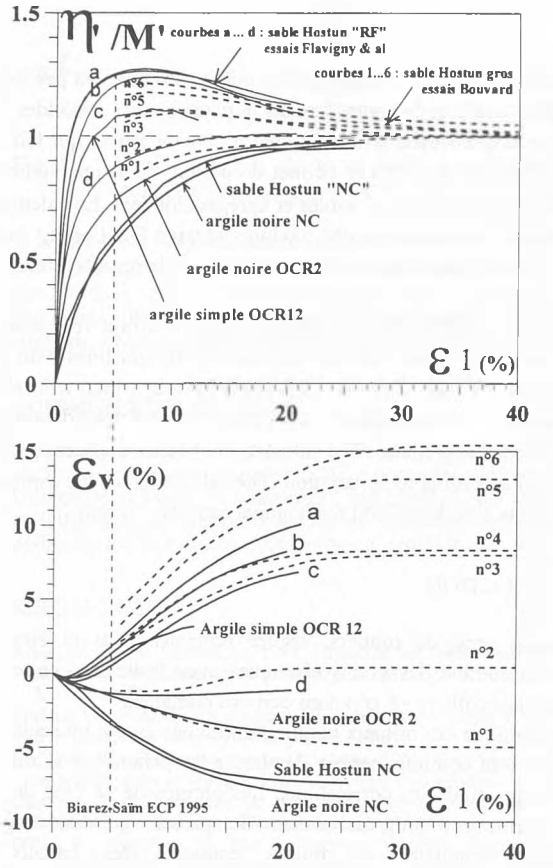


Figure 3 : Faisceau du comportement repère

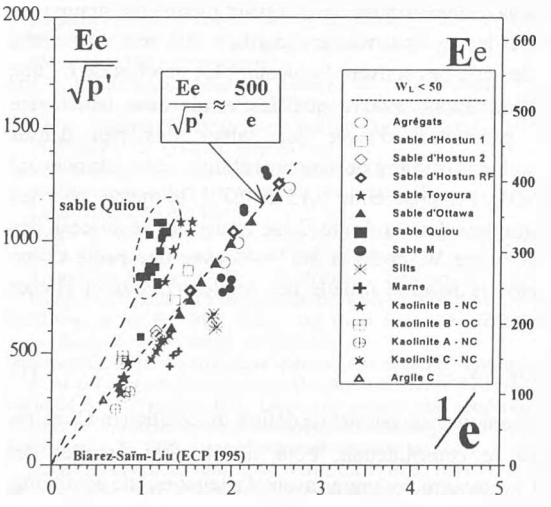


Figure 4 : Comportement repère pour le module élastique

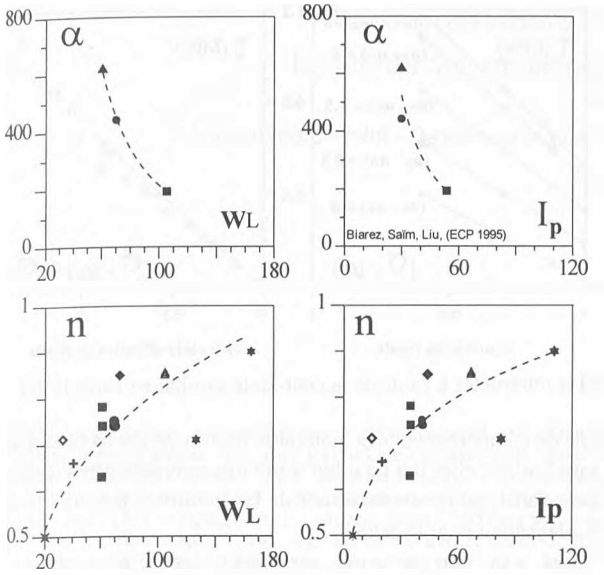


Figure 5 : Évolution des paramètres n et α avec W_L et I_P.

2.3.2 Modules sécants

Nous avons regroupé nos essais sur les argiles NC sous forme de courbes E_{sec}/E_{max} (Log ε_1). La limite élastique (pour vitesses analogues ...) croît avec I_P dans le domaine de déformations de 10^{-5} à 10^{-4}, de même que le décalage des courbes en accord avec la littérature internationale.

Nos essais réalisés avec un appareil "triaxial" de précision pour les déformations $10^{-5} < \varepsilon_1 < 10^{-3}$, ont été comparés avec nos essais utilisant un appareil triaxial classique, ce qui donne un résultat satisfaisant pour les argiles mais pas pour les sables. Pour faciliter le raccordement des sables on observe que les sables peu denses sont proches de la Kaolinite dans le plan E_{sec}/E_{max} (Log ε_1) (Figure 6).

Nous avons montré que n croissait avec ε_1 pour atteindre un ordre de grandeur n = ¾ vers $\varepsilon_1 \approx 10^{-3}$ à 10^{-2} pour les sables et les argiles. Pour contrôler et extrapoler les triaxiaux classiques dans le domaine 10^{-2} à 10^{-3}, on peut donc utiliser la représentation en $E_{sec}/\sigma_3^{1/4}$ (Log ε_1).

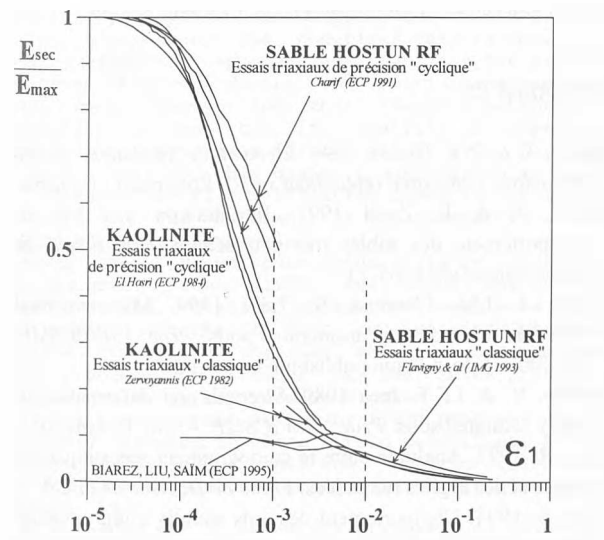


Figure 6 : Exemple d'un bon raccordement entre sable et argile

3 GRAINS AVEC COLLE

Il serait souhaitable d'étudier le rôle des différents types de colles: ductiles, fragiles, visqueuses, thixotropes, ...
Les craies marneuses du tunnel sous la Manche montrent une cohésion croissante avec le pourcentage de $CaCO_3$ de même pour le module. Plus la colle entre grains est grande, moins le module est variable avec σ'_3. Nous nous contentons de présenter ici l'exemple de la colle capillaire.

3.1 Force capillaire f_u' orthogonale à la surface de contact entre 2 grains

De nombreux auteurs ont montré que les sables et les argiles avaient une cohésion apparente, en général croissante avec la succion (ua - uw). Cette cohésion est plus grande pour les fortes densités ; elle est beaucoup plus importante si les sols sont plus fins. Ce type de propriétés peut être déduit d'un calcul simple de la force capillaire f_u' orthogonale à la surface de contact entre deux grains créée par les ménisques capillaires. La loi de Laplace montre que (ua - uw) dépend des rayons de courbure (r , l) du ménisque, proportionnels aux dimensions des grains d pour un degré de saturation constant (Figure 7).

$$f'_u = (ua - uw) \cdot S = T.\left(\frac{1}{r} - \frac{1}{l}\right) \cdot S \qquad (4)$$

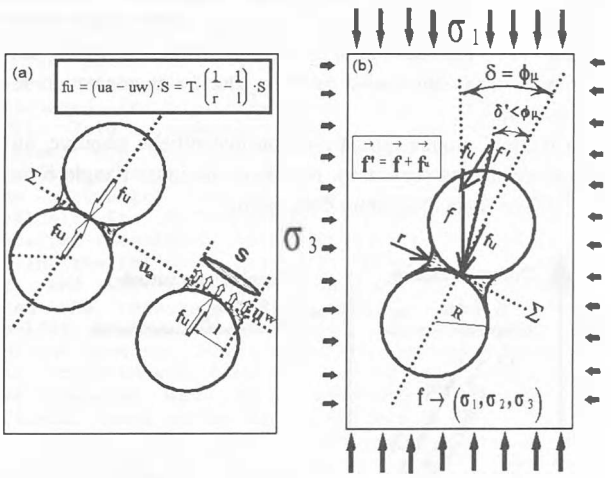


Figure 7 : Forces de contact capillaires et effet de σ extérieure.

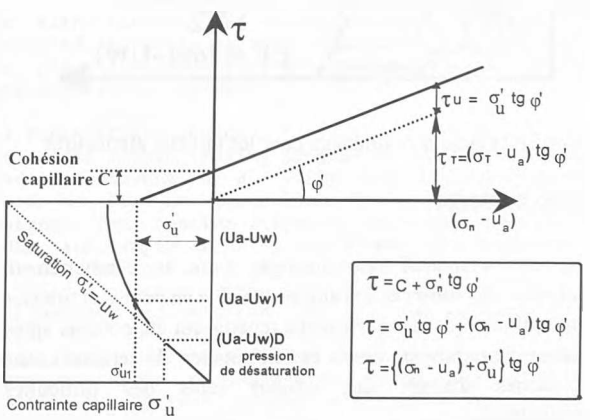


Figure 8 : Définition de la cohésion capillaire reliée à σ'_u

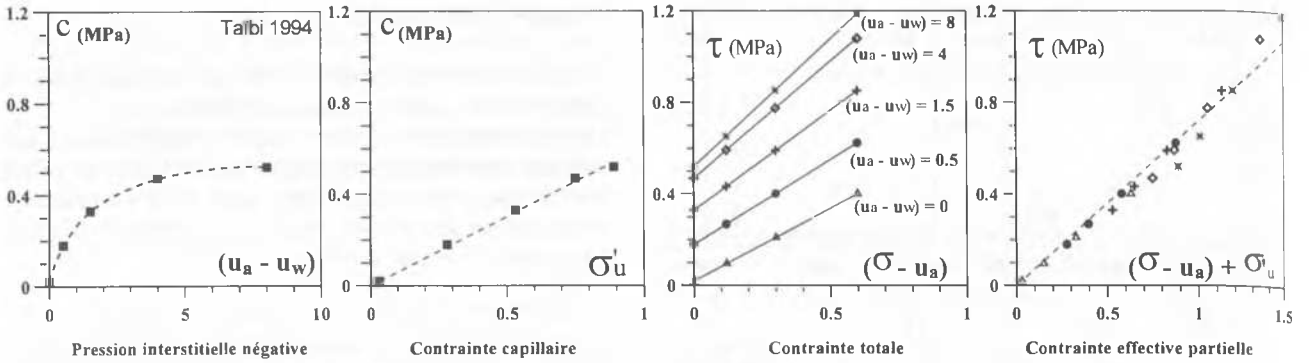


Figure 9 : Essais de cisaillement à différentes succions (Escario et al 1989) et interprétés à l'aide de la contrainte capillaire (Taïbi 1994)

Taïbi (1994) a montré que ces forces capillaires étaient équivalentes à une contrainte σ'_u (Figure 8) pour calculer la résistance au cisaillement et la cohésion apparente due à la colle capillaire. Ceci permet de regrouper les essais de cisaillement réalisés par un certains nombre de chercheurs dont Escario et al (1989) (Figure 9).

3.2 Limite de retrait: inclinaison des forces inter-granulaires δ inférieure au frottement entre les grains φ_μ

La figure 10 montre que la compressibilité isotrope par pression interstitielle négative sur un échantillon saturé ($W=W_L$) est identique à l'application de la contrainte extérieure isotrope $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3 = p'$. Dans ce cas, les déformations sont plastiques le long de la droite de pente C_C donc de nombreuses forces doivent être inclinées de $\delta = \varphi_\mu$. La limite de retrait est provoquée par la diminution de $\delta < \varphi_\mu$ due à l'augmentation de f_u' [(ua-uw)].

La figure 7 montre que la pression interstitielle négative, ou plus généralement (ua - uw), peut faire diminuer l'angle δ de l'inclinaison de la force entre deux grains.

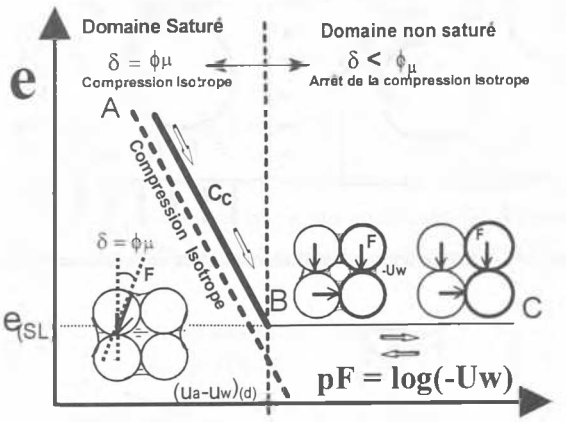


Figure 10 : Chemin de drainage pour les milieux granulaires

4 CONCLUSION

Nous avons montré une analogie entre le comportement mécanique des sables et des argiles, valable en petites et grandes déformations. Les comportements repères ont été obtenus après l'analyse de nombreux essais et l'élimination de certains essais ou parties d'essais qui avaient subis des difficultés expérimentales.

Ces formulations mettent aussi en évidence les originalités des lois de comportement des matériaux formés de grains élastiques sans "colle"; elles ont pour but d'être des comportements repères pour l'analyse des essais usuels de laboratoire et non un but de modélisation pour le calcul.

Les sols non remaniés présentent des différences dues principalement à l'anisotropie et à la "colle" entre les grains. Dans l'exemple traité de la colle capillaire, on peut distinguer deux domaines :

- un premier domaine où le sol soumis à (ua-uw) > 0 reste saturé (Sr = 1). Dans ce cas, l'inclinaison des forces de contact $\delta = \varphi_\mu$, ce qui provoque un déplacement des grains, traduit par une compressibilité isotrope de pente C_C pour un sol NC, donc (ua-uw) est équivalente à une contrainte extérieure p, et la définition de la contrainte effective de Terzaghi reste valable.
- un second domaine où le sol se désature (Sr < 1), dans ce cas les ménisques capillaires créent des forces orthogonales f_u' aux surfaces de contact entre grains qui ne peuvent pas produire de déformations volumétriques plastiques.

En première approximation, le calcul de Taïbi (1994) permet de passer des forces inter-granulaires f_u' à une contrainte σ'_u due à la capillarité qui augmente la résistance au cisaillement ; mais cette contrainte capillaire σ'_u ne crée pas de diminution de volume. L'ensemble des forces orthogonales f_u' n'est pas équivalent à un tenseur isotrope... Les sols non saturés (« sables » et « argiles ») présentent donc une analogie avec les grains élastiques avec colle due à σ'_u. Les grains de "sable" et "d'argile" (définis par sédimentométrie) peuvent se regrouper sous forme d'agrégats (dus à la capillarité). Les dimensions et les propriétés de ces agrégats dépendent du mode de fabrication du sol non saturé, il est indispensable d'en tenir compte.

REFERENCES

Biarez, J. & P.Y. Hicher 1994. *Elementary Mechanics of Soil Behaviour (saturated remoulded soils)*. Rotterdam : Balkema

Biarez, J. & F. Ziani 1991. Introduction aux lois de comportement des sables très peu denses. *Rev. Franç. de géotechnique* n°54: 65-73.

Biarez, J, J.M. Fleureau, S. Taibi 1994. Microstructural constitutive model for unsaturated soils. *Proc. 13th ICSMF*: 385-388. Oxford & ibh publishing co.pvt.ltd.

Escario, V. & J.F.T. Juca 1989. Strength and deformation of partly saturated soils. *Proc. 12th ICSMF*: 43-46. R. Janeiro.

Saïm, R. 1997. Analogie entre le comportement mécanique des sables et des argiles remaniées. *Thèse de Docteur de l'ECP.*

Taibi, S. 1994. Comportement des sols soumis à une pression interstitielle négative Étude expérimentale et modélisation. *Thèse de Docteur de l'ECP.*