

UNE MÉTHODE POUR ÉVALUER LE TENSEUR CAPILLAIRE DANS LES SOLS NON SATURÉS

A METHOD TO EVALUATE THE CAPILLARY TENSOR IN UNSATURATED SOILS

Florent PRUNIER¹, Denis BRANQUE², Jérôme DURIEZ³, Félix DARVE⁴

¹ Université de Lyon, INSA Lyon, Laboratoire GEOMAS, Lyon, France

² Université de Lyon, ENTPE, LTDS, Lyon, France

³ INRAE, Université Aix-Marseille, RECOVER, Aix-en-Provence, France

⁴ Laboratoire 3S-r, UGA, Grenoble INP, Grenoble, France

RÉSUMÉ – Dans un premier temps nous expliquons sur un schéma simplifié ce qui limite l'extension du principe de contraintes effectives au domaine non saturé. Mais il semble que ce principe reste le plus pertinent pour décrire le comportement des sols. Puis nous proposons une démarche pour évaluer le tenseur capillaire – qui peut être déviatorique – à faibles déformations et à la rupture avec des moyens de laboratoire standards.

ABSTRACT – First, we explain on a simplified diagram what limits the extension of the principle of effective stress to the unsaturated domain. But it seems that this principle remains the most relevant to describe the behavior of soils. Then we propose an approach to evaluate the capillary tensor - which can be deviatoric - at low strains and at failure with standard laboratory devices.

1. Introduction

Dans la pratique les pressions de pore sont en générale omises dans le domaine non saturé, ce qui tend à sur dimensionner alors que le concept de contraintes effectives de (Terzaghi, 1936) permet une description unique du comportement des sols et une mesure précise des pressions interstitielles en saturé. La définition de la contrainte effective est la suivante :

« La contrainte effective est la contrainte qui gouverne la déformation du sol jusqu'à la rupture. »

Mais depuis les premiers travaux de (Bishop et Blight, 1963 ; Van Genuchten, 1980), il n'y a pas eu de consensus international quant à l'extension du principe de contraintes effectives, ni quant à une théorie alternative permettant une description pertinente du comportement des sols non saturés, et ce malgré de nombreux programmes de recherches qui se sont intensifiées dans le monde dans les années 1990-2000. Partant de ce constat nous essayons dans ce travail de :

1. présenter de manière synthétique les principales difficultés à surmonter pour décrire le comportement des sols non saturés
2. proposer une procédure simplifiée qui permette la quantification des effets capillaires avec des essais de laboratoire standard

2. Quelques remarques sur le comportement des sols non saturés

La description du comportement des matériaux multiphasiques peut se faire dans un cadre général de la manière suivante :

1. définition des déformations de chacune des phases séparément et de leurs contraintes conjuguées par l'énergie de déformation : postulat d'existence d'une loi de comportement par phase.
2. écriture des lois de conservations (masse, quantité de mouvement et énergie) par phase
3. hypothèse d'additivité des énergies. L'énergie totale est la somme des énergies potentielles par phase plus des énergies potentielles d'interface entre phases plus des énergies cinétiques par phase moins le travail des forces externes.
4. l'application d'un principe variationnel permet de minimiser l'énergie totale du système et de résoudre son équilibre

Ceci permet d'éviter l'écueil de la recherche d'un comportement global unique du système qui n'existe pas dans un cadre général : c'est l'approche en contraintes totales des géotechniciens. Dans ce cadre il n'existe pas de comportement unique du matériau et il faut distinguer les différents « comportements » en fonction des conditions de chargement comme par exemple drainé ou non drainé. Dans certains cas, les interactions entre chaque phase sont très simples et le comportement global multiphasique s'écrit sous une forme de loi des mélanges : c'est le cas pour les milieux fluides multiphasiques. Mais pour les sols non saturés où les phases fluides sont aussi en interaction avec la phase solide, l'expression de la contrainte effective de Bishop :

$$\sigma' = \sigma - u_a I + \chi(u_a - u_w) I \quad (1)$$

avec $\chi = S_r$ (cas de la théorie des mélanges) a prouvé ses limites. Ceci est principalement dû aux effets capillaires dans les interfaces solides-liquides et liquides-gaz qui ne permet plus :

1. d'avoir cette simple additivité proportionnelles à la quantité des phases fluides
2. de garantir un tenseur des phases fluides homogénéisé sphérique

Ainsi la forme plus générale proposée initialement par (Coussy et Dangla, 2002) :

$$\sigma' = \sigma - \sigma^{cap} \quad (2)$$

est plus raisonnable, mais aussi bien plus complexe car elle suppose de devoir identifier l'évolution de σ^{cap} avec des paramètres d'état comme la succion ($s = u_a - u_w$) ainsi que des variables internes du squelette granulaire comme par exemple certaines composantes du tenseur des déformations plastiques. Cette dernière forme de contraintes effectives semble l'approche la plus adaptée dans la description des sols non saturés de manière continue. Néanmoins, cette approche n'est encore pas tout à fait satisfaisante d'un point de vue conceptuel car nous avons émis l'hypothèse de l'existence d'une loi de comportement pour le squelette granulaire. En effet cette hypothèse fonctionne pour les milieux saturés par expérience, mais n'est pas garantie de manière générale. L'existence d'une loi de comportement pour le milieu solide dépourvu de pore ne fait aucun doute, mais celle pour « l'empilement de grains en interactions » dit « squelette granulaire » n'est pas trivial, comme le montre la Figure 1. Sur cette dernière on voit que l'ensemble des configurations géométriques statiquement admissibles en saturé est strictement inclus dans celui en non saturé. Ceci prouve qu'il n'existe pas de loi de comportement pour le squelette granulaire de manière générale. Néanmoins les travaux de (Duriez et Wan, 2018 ; Duriez et al., 2018) basés sur la méthode des éléments discrets nous encourage à penser que l'approche en contraintes effectives peut rester pertinente dans le domaine

quasi élastique ainsi qu'à la rupture. Ceci laisse de belles perspectives d'exploitation de l'équation (2) de manière quantitative en ingénierie tout en connaissant les réserves émises avec la Figure 1.

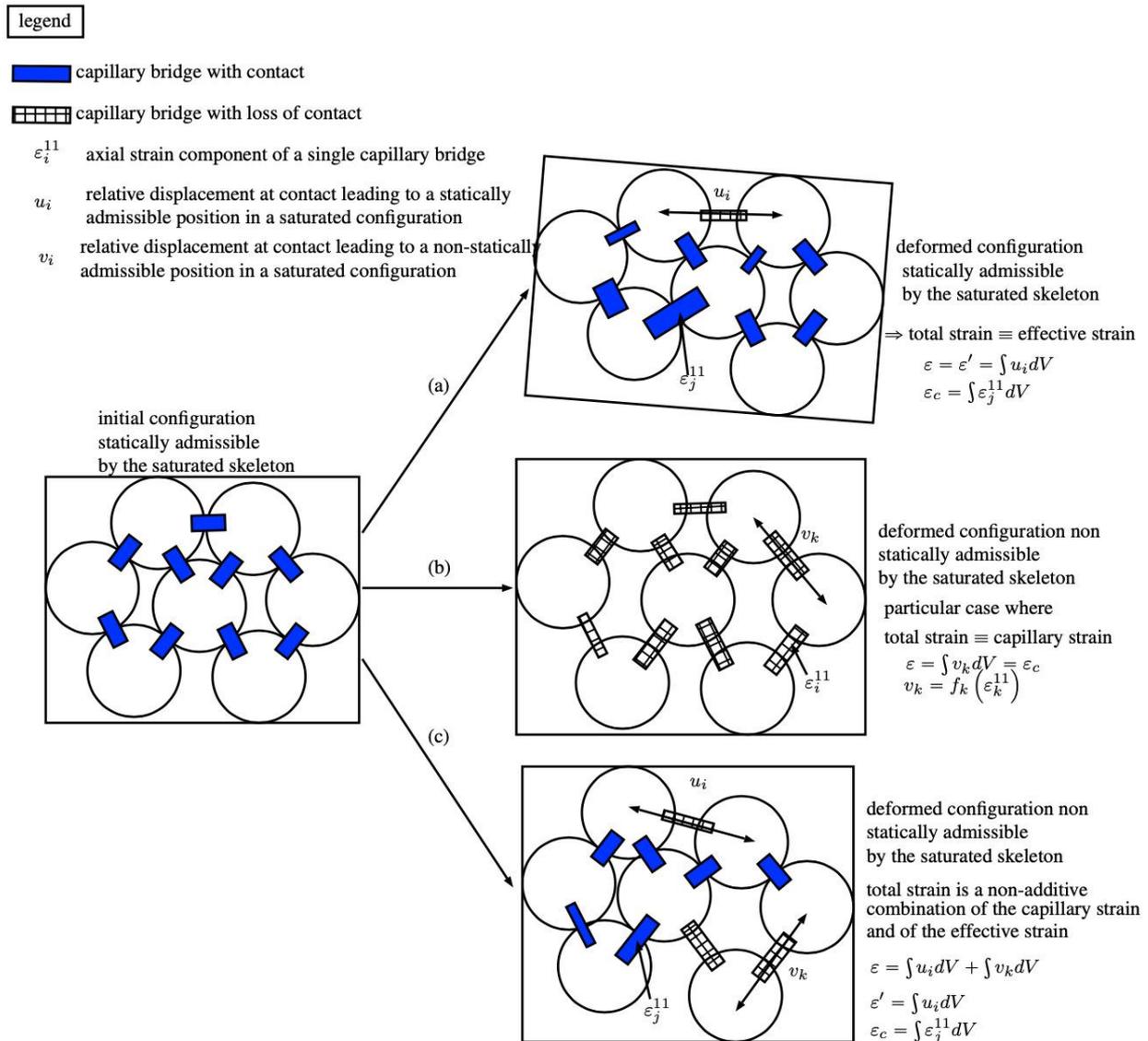


Figure 1. Diagramme de décomposition des déformations dans un milieu granulaire non saturé. Les grains et ponts capillaires sont représentés de manière schématique par des cercles et des rectangles. Le signe intégral indique une opération de sommation sans définition mathématique.

3. Une procédure conceptuelle pour évaluer le tenseur capillaire

Une mesure directe du tenseur capillaire ne peut se faire de manière simple. Actuellement différents procédés de tomographie sont en cours de développement (notamment au sein du 3S-r de Grenoble) afin de pouvoir visualiser la géométrie des phases fluides d'un sol non saturé. Mais même une fois ce type d'imagerie considérée comme fiable il faut nécessairement introduire une loi physique décrivant le comportement des interfaces (comme celle de Laplace Young par exemple) afin de remonter aux efforts locaux inter granulaires puis par moyennage sur l'échantillon à la contrainte capillaire. D'un point de vue pragmatique, il semble pour l'instant plus simple d'évaluer cette contrainte par application directe de l'équation (2) en supposant mesurable σ et σ' . En utilisant un appareil triaxial ceci peut se faire en pratiquant au moins deux essais distincts : le premier en configuration non saturée et en mesurant les contraintes et déformations totales, puis

un second en configuration saturée en appliquant strictement le même chemin de déformations et en mesurant les contraintes effectives. La différence des contraintes totales et effectives sur les deux essais pour une déformation donnée donne théoriquement la contrainte capillaire. Dans la pratique, ceci n'est probablement pas trivial car il faut adapter les appareils standards afin de pouvoir mesurer précisément des déformations radiales en non saturé et surtout de pouvoir asservir précisément les contrôleurs pression-volume pour imposer un chemin de déformation précis tout en mesurant les contraintes avec une sensibilité et une précision acceptable. Le développement de tels essais expérimentaux semble prometteur pour identifier le comportement des sols non saturés. Compte tenu de la Figure 1 cette procédure ne peut être valable à coup sûr que pour les réponses du matériaux purement contractantes. En cas de réponse dilatante, il peut exister des cas où il est impossible d'imposer le chemin de déformation à l'échantillon saturé d'un point de vue théorique.

4. Évaluation pratique du tenseur capillaire à la rupture

A la rupture, dans les cas où le matériau présente une réponse dilatante, il n'est plus possible de comparer les états de contraintes totales et effectives pour une déformation donnée. Néanmoins, l'état de rupture d'un échantillon non saturé peut toujours être caractérisé et l'enveloppe de Mohr-Coulomb en conditions saturés peut être faite par ailleurs. L'idée est de pouvoir fournir un encadrement de la contrainte effective à la rupture sur l'échantillon non saturé grâce à des hypothèses physiques. La première est de remarquer que la contrainte capillaire moyenne est négative ou nulle en non saturée. Comme dans ce régime le tenseur capillaire peut aussi avoir une partie déviatorique non nulle, on généralise cette dernière hypothèse pour chaque composante du tenseur. Dans les axes principaux cela revient à dire :

$$\forall i \in [1; 3] \sigma_i^{cap} \leq 0 \quad (3)$$

La Figure 2 illustre cette hypothèse dans un plan de contraintes principales.

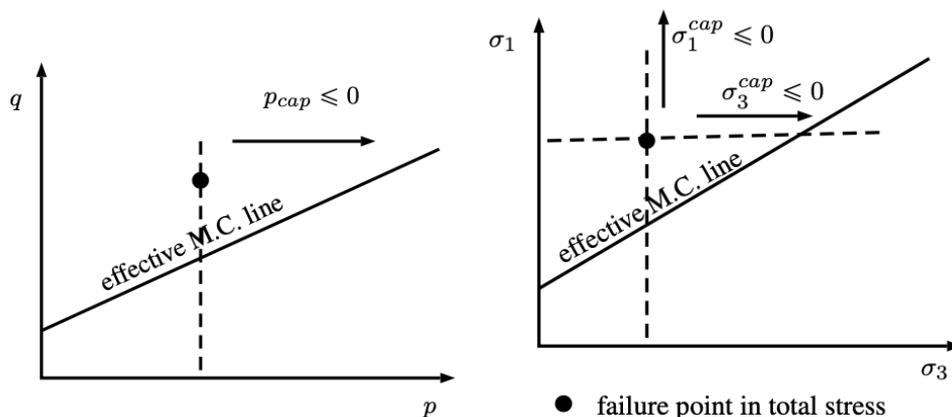


Figure 2. Schéma de projection de l'état de contrainte totale à la rupture sur l'enveloppe des contraintes effectives à la rupture.

Dans le cas d'un essai triaxial, une borne inférieure de σ_3^{cap} se déduit en maximisant le déviateur capillaire à la rupture. En effet :

$$q' \leq q \Leftrightarrow \sigma_3^{cap} - \sigma_1^{cap} \leq 0 \quad (4)$$

avec 1 la direction axiale et 3 la direction radiale. Un majorant de $|q^{cap}|$ est ainsi trouvé pour $|\sigma_3^{cap}|=0$, et une borne inférieure du tenseur capillaire en est déduite dans des

conditions axisymétriques. Ce même raisonnement donne une borne supérieure infinie pour les cas où $q' > q$. Une telle situation peut se produire physiquement et a été largement observée dans les calculs par éléments discrets de (Duriez et Wan, 2018 ; Duriez et al., 2018). Dans une approche d'ingénierie des calculs conservatifs sont souhaités. Dans l'état actuel des connaissances, la prudence recommande de considérer le cas d'un tenseur capillaire sphérique comme borne supérieure. C'est l'hypothèse généralement retenue en ingénierie pour déterminer la cohésion apparente. Néanmoins nous venons de voir que cette hypothèse n'est pas la plus conservatrice. Ainsi le cas $q'=q$ couramment usité n'est à prendre en compte que dans les cas où on est sûr d'être dans un régime de saturation (proche de 1) telle que σ^{cap} peut être considéré comme sphérique.

Afin d'illustrer cette notion d'encadrement de la contrainte effective à la rupture pour un sol non saturé, nous présentons succinctement les résultats d'essais triaxiaux effectués à l'ENTPE sur un limon non saturé (limon de Gavet situé dans la vallée de la Romanche dans les Alpes). Les propriétés mécaniques de ce limon avaient déjà été caractérisées en saturé dans une étude antérieure. Nous avons ensuite effectué trois essais triaxiaux drainé à succion initiale de 55 kPa . La compression a ensuite été imposée dans des conditions drainée sans contrôle de la succion. La teneur en eau s'est avérée rester constante au cours des essais. Les principales caractéristiques des échantillons sont résumées dans le Tableau 1.

Tableau 1. Principales caractéristiques des échantillons testés.

ϕ (mm)	h (mm)	w (%)	ρ_s (g/cm^3)
54	112	10.5	2.72
ρ_d (g/cm^3)	e	S_r (%)	s (kPa)
1.82	0.5	58	55

Les essais ont été fait pour des pressions de confinement (en contraintes totales) de 0 kPa , 100 kPa et 150 kPa . Les états à la rupture ont été reporté dans un plan (q - p). La Figure 3 présente ces points, la droite de Mohr-Coulomb obtenue avec des essais saturés ainsi que les points de projection sur cette droite pour déterminer un encadrement de la contrainte effective associée à cet état de rupture en non saturé.

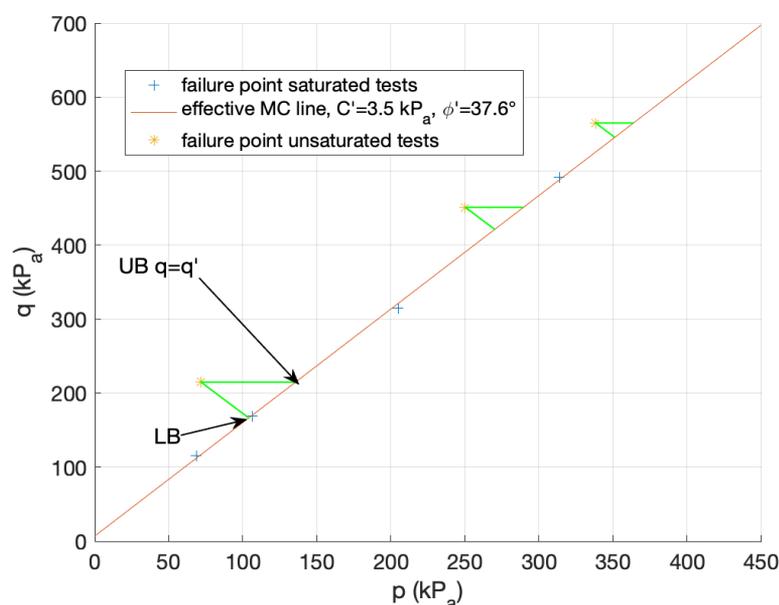


Figure 3. Encadrement de la contrainte effective pour les essais non saturés. La borne inférieure (LB) est donnée en maximisant $|q|$ pour $q' < q$ et la borne supérieure (UB) est donnée pour $q' = q$ afin de rester conservatif.

Sur la Figure 4, nous présentons la gamme de valeurs possibles pour chacune des composantes de σ^{cap} en fonction de la contrainte effective moyenne correspondante.

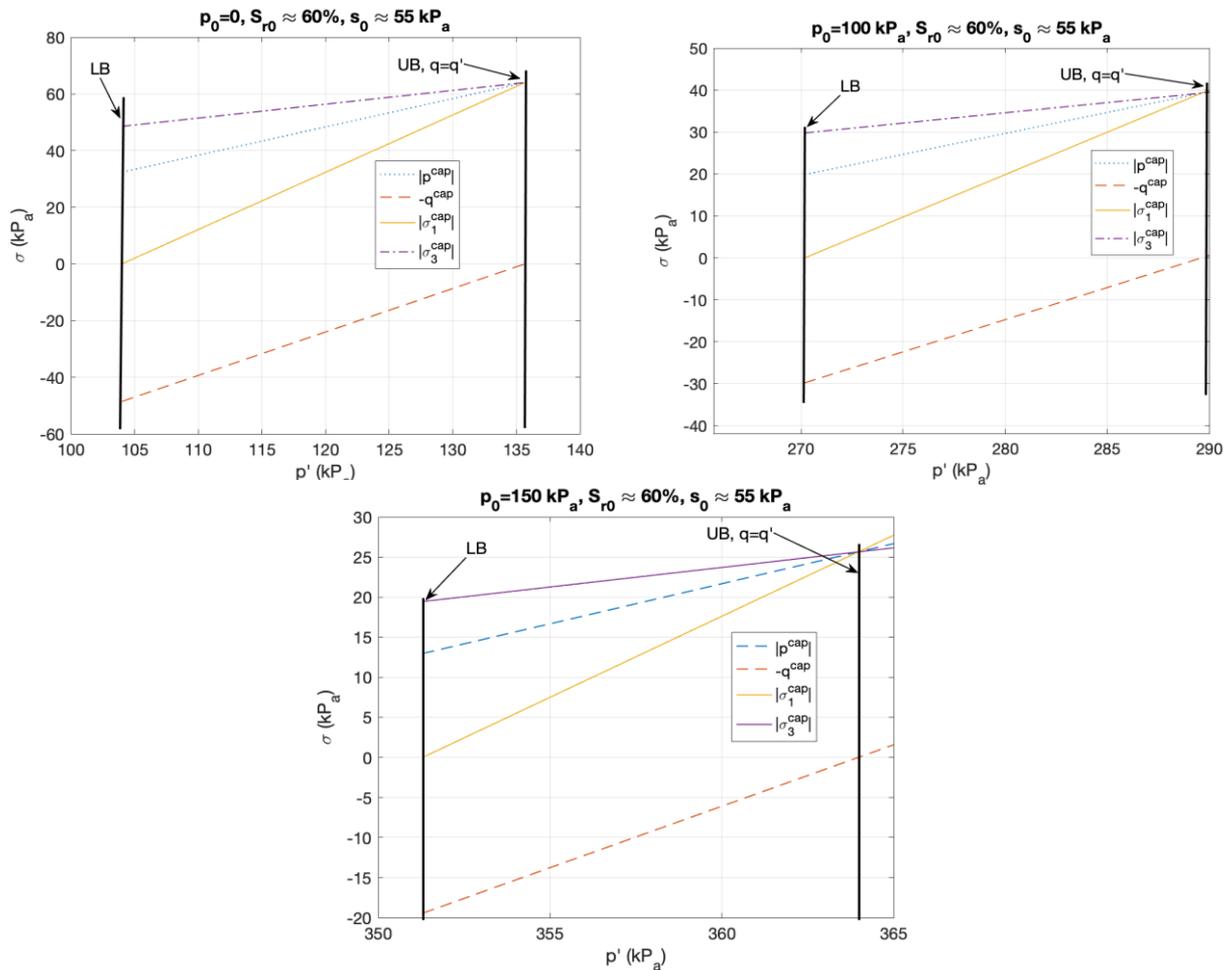


Figure 4. Encadrement des valeurs des composantes du tenseur capillaire à la rupture

Cette approche donne une première procédure simple dans la pratique afin de quantifier les effets capillaires à la rupture. En effet, avec les hypothèses exposées très conservatrices, des essais triaxiaux (voir de cisaillement direct) standards sont suffisants.

5. Conclusions

Dans ce travail nous avons exposé de manière succincte la principale raison pour laquelle le comportement des sols non saturés est si compliqué à décrire. Nous montrons grâce à un schéma de principe simple (Figure 1) qu'il n'existe pas de loi de comportement reliant la déformation totale d'un squelette granulaire à une contrainte effective dans le domaine non saturé. Mais dans la pratique il n'est pas envisageable de mener des calculs par éléments discrets à l'échelle d'un ouvrage. Malgré cette restriction fondamentale, il semble que l'approche en contrainte effective reste la moins hasardeuse. En effet, les travaux de (Duriez et Wan, 2018 ; Duriez et al. 2018), nous conforte dans l'idée que cette approche reste pertinente dans le domaine contractant ainsi qu'à la rupture. En ingénierie géotechnique, le domaine des petites déformations ainsi que celui de la rupture plastique permettent de dimensionner la plupart des ouvrages. Dans le cas de sollicitation avec réponse dilatante du matériau, la prédiction des modèles en termes de déformabilité pourra s'écarter de la réalité.

A partir de ces considérations théoriques, nous proposons une procédure pour quantifier l'évolution du tenseur capillaire au cours d'un chargement sur des essais de laboratoire en effectuant deux essais similaires dans des conditions non saturées et saturées, puis en différenciant les contraintes totales et effectives sur les deux essais. Néanmoins le matériel standard doit être adapté et des essais futurs doivent confirmer la pertinence d'une telle approche dans la pratique.

Enfin, en utilisant du matériel de laboratoire standard, nous avons proposé un schéma simple permettant de donner un encadrement du tenseur capillaire à la rupture. En particulier nous mettons en garde sur le fait que la cohésion apparente mesurée de manière classique en supposant $q'=q$ ne permet pas d'aboutir à un dimensionnement conservatif. Dans l'état actuel des connaissances et moyens dont dispose l'ingénieur en général nous proposons plutôt d'utiliser cette hypothèse comme borne supérieure pour les contraintes effectives. La borne inférieure donnant un calcul conservatif se trouve en supposant $q'<q$ tout en maximisant $|q^{cap}|$. Malgré ceci, cela permet à l'ingénieur d'obtenir un gain de résistance quantifié vis à vis d'un calcul en contraintes effectives qui néglige les effets capillaires.

6. Références bibliographiques

- Bishop A.M., Blight G.E. (1963). Some aspects of the effective stress in saturated and unsaturated soils. *Géotechnique*, 13(3) :177–197.
- Coussy O., Dangla P. (2002). Approche énergétique du comportement des sols non saturés. Dans O. Coussy et J.M. Fleureau, éditeurs : *Mécanique des sols non saturés*, pages 137–174. *Traité MIM* Hermes Lavoisier.
- Duriez J., Wan, R. (2018). A micromechanical μ UNSAT effective stress expression for stress-strain behaviour of wet granular materials. *Geomechanics for Energy and the Environment* 15, 10– 18, doi:10.1016/j.gete.2017.12.003
- Duriez J., Wan R., Pouragha M., Darve F. (2018). Revisiting the existence of an effective stress for wet granular soils with micromechanics. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 42, No. 8, 959–978, doi: 10.1002/nag.2774.
- Terzaghi K., (1936). The shearing resistance of saturated soils and the angle between the planes of shear. In *1st International Conference for Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 1, Cambridge, pp. 54–56.
- Van Genuchten M.T., (1980). A closed form for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal* 4, 892–898.