

Retrait-gonflement d'un matériau argileux exposé aux cycles d'humidification/séchage

H. Nowamooz & F. Masrouri

Laboratoire Environnement, Géomécanique & Ouvrages – ENSG-INPL

Rue du Doyen Marcel Roubault, VANDOEUVRE-lès-NANCY, 54501

Email: Hossein.Nowamooz@ensg.inpl-nancy.fr

Résumé

Cet article présente les résultats d'études expérimentales effectuées au laboratoire sous différents chemins de contraintes hydrique et mécanique sur un matériau gonflant compacté. Plusieurs cycles de variation de potentiel hydrique compris entre 0 et 8 MPa ont été appliqués sur des éprouvettes sous différents chargements mécaniques constants (15, 30 et 60 kPa). Les éprouvettes manifestent un retrait cumulé pendant ces cycles, et les déformations convergent vers un point d'équilibre. L'ensemble de ces résultats expérimentaux a été interprété par le modèle élastoplastique (BExM) proposé par Alonso *et al.* (1999) qui prend en compte l'accumulation des déformations lors de l'application de différents chemins de chargement. La correspondance entre les résultats mesurés et calculés est satisfaisante pour chacun des chemins suivis.

Mots clés : sol non saturé gonflant - expérimentation - modélisation

Abstract

This article presents an experimental study performed on a bentonite-silt mixture using oedometer tests by imposing the suction variations with the osmotic technique. Three successive swelling and shrinking cycles were applied in a suction range comprised between 0 and 8 MPa under different values of constant vertical net stress (15, 30 and 60 kPa). During the suction cycles, the test samples showed cumulative shrinkage strains. At the end of the suction cycles, the volumetric strains reached an equilibrium stage which indicates an elastic behavior of the samples. Test results were interpreted within the context of the elastoplastic model proposed by Alonso *et al.* (1999) which takes into account the accumulation of strains. A good correspondence between measured soil response and model predictions was observed.

Keywords: expansive unsaturated soil - experimentation - modeling

1 Introduction

En génie civil, les phénomènes de retrait-gonflement de certains sols argileux induisent des tassements différentiels qui se manifestent par des désordres affectant principalement le bâti individuel, les canalisations, les bassins de rétention, ainsi que les barrières ouvragées dans les sites de stockage de déchets nucléaires. Après leur mise en place, ces matériaux sont soumis à des sollicitations complexes hydriques qui peuvent influencer de manière très importante leurs propriétés hydromécaniques. Pour étudier les propriétés hydromécaniques d'un matériau gonflant, il faut déterminer le comportement microstructural et macrostructural du sol en fonction de la succion appliquée.

Les particules argileuses s'associent aux autres constituants du sol pour former des agrégats. Deux niveaux structuraux ont alors été observés par Pusch (1982) : la microstructure qui correspond aux agrégats, et la macrostructure qui correspond à l'arrangement des agrégats entre eux. La même double structure a été identifiée pour certaines argiles compactées utilisées dans les barrières ouvragées de déchets nucléaires par Atabek (1991) sur l'argile de FoCa, Romero *et al.* (1999) sur l'argile de Boom et Cui *et al.* (2002) sur un mélange d'argile.

Day (1994), Subba Rao *et al.* (2000) et Tripathy *et al.* (2002) ont réalisé des essais cycliques sur des sols gonflants compactés. Leurs essais montrent que l'état réversible (point d'équilibre) est atteint au bout de quatre ou cinq cycles d'humidification et de séchage. Les expériences effectuées par Dif et Bluemel (1991), Al-Homoud *et al.* (1995) et Alonso *et al.* (2005) montrent que les variations du volume des sols gonflants présentent des retraits cumulés pendant ces cycles sous des contraintes mécaniques appliquées. Ce comportement a été expliqué par le réarrangement continu des particules du sol qui engendre une microstructure moins active. En revanche, Chu et Mou (1973) et Pousada (1984) observent des gonflements cumulés pendant un nombre de cycles successifs.

Cet article présente les études expérimentales de compressibilité sous succion contrôlée par la méthode osmotique sur un mélange de bentonite et de limon. Plusieurs cycles de variation de succions comprises entre 0 et 8 MPa ont été appliqués sur trois éprouvettes sous trois chargements mécaniques

constants (15, 30 et 60 kPa). Les résultats expérimentaux ont été interprétés par le modèle élastoplastique pour les sols gonflants développé par Alonso *et al.* (1999).

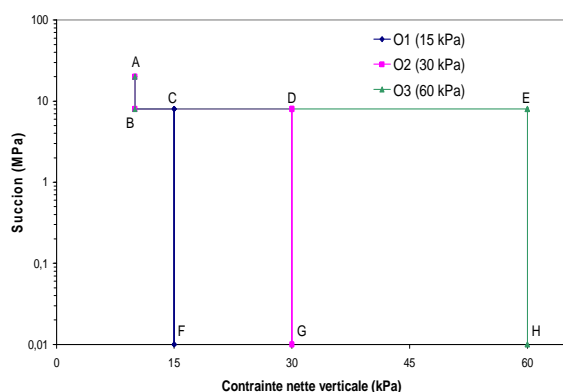
2 Programme expérimental

2.1 Matériau étudié

Le matériau étudié est un mélange de 40 % de limon et de 60 % d'une bentonite calcique. Il présente une limite de liquidité (w_L) de 87 %, un indice de plasticité (I_p) de 22 % et une densité des grains solides (G_s) de 2,67. Les essais sont réalisés dans les œdomètres à succion contrôlée par la méthode osmotique. La masse molaire choisie de la macromolécule (Polyéthylène Glycol, PEG) est de 6000, ce qui permet d'imposer une succion maximale de 8,5 MPa (Delage *et al.* 1998; Cuisinier et Masroui 2005). Les éprouvettes ont été préparées par compactage statique (vitesse de 1,14 mm·min⁻¹) sous une contrainte verticale de 1000 kPa directement dans les cellules œdométriques utilisées, la masse volumique initiale étant de $1,27 \pm 0,01$ Mg·m⁻³, le degré de saturation initial est ainsi proche de 35 %. La masse volumique sèche initiale relativement basse permet d'obtenir un matériau compacté présentant initialement une double structure marquée : les éprouvettes comprennent des agrégats entre lesquels existent des macropores. La hauteur initiale des éprouvettes est de $10 \pm 0,5$ mm et leur diamètre vaut 70 mm dans les œdomètres osmotiques. La succion totale initiale a été mesurée par la technique du papier filtre (ASTM 1995a). Elle est comprise entre 20 et 25 MPa.

2.2 Chemins de contrainte suivis

Les chemins de contrainte suivis de trois essais effectués (O1, O2 et O3) sont indiqués sur la figure 1. L'état initial est représenté par le point A qui correspond à l'état des éprouvettes après compactage une fois insérées dans l'œdomètre. Initialement, la contrainte verticale appliquée est de l'ordre de 10 kPa. Le point B représente la succion de 8 MPa appliquée aux trois éprouvettes. Trois charges différentes ont alors été appliquées : 15 kPa (point C) pour l'essai O1, 30 kPa (point D) pour l'essai O2 et 60 kPa (point E) pour l'essai O3. Ces trois points sont les points de départ de trois cycles successifs de saturation et de dessiccation à une succion de 8 MPa. Pour des commodités de représentation, les données obtenues avec une succion nulle (saturation complète) seront reportées avec une succion de 0,01 MPa.



O1	A-B-C ₁ -F ₁ -C ₂ -F ₂ -C ₃ -F ₃ -C ₄
O2	A-B-D ₁ -G ₁ -D ₂ -G ₂ -D ₃ -G ₃ -D ₄
O3	A-B-E ₁ -H ₁ -E ₂ -H ₂ -E ₃ -H ₃ -E ₄

FIG. 1- Description des Chemins de contrainte suivis dans le plan (σ_v^* - s)

3 Résultats expérimentaux

Les déformations volumiques des trois essais effectués sont présentées sur la figure 2 où les déformations dues au retrait sont considérées négatives. Le premier cycle d'humidification produit un gonflement pour chacune des trois éprouvettes. En revanche, les éprouvettes manifestent un retrait cumulé lors des cycles successifs suivants. Dans l'ensemble, les déformations volumiques convergent vers un point d'équilibre. Autrement dit, le sol présente un comportement réversible. Toutefois, pour l'éprouvette (O3), au bout de troisième cycle de succion, cette convergence n'est pas complètement atteinte. Il aurait été nécessaire d'effectuer un ou deux cycles supplémentaires d'humidification/séchage.

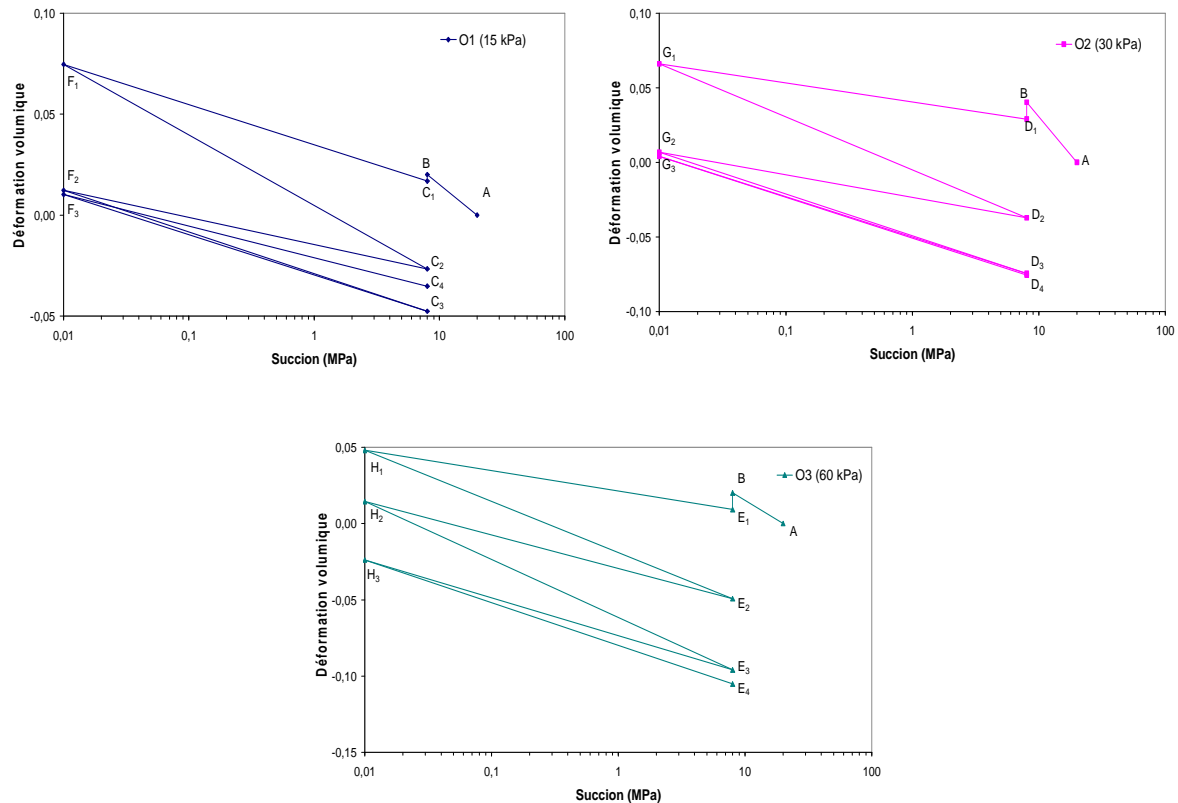


FIG. 2- Déformations volumiques sous des cycles de succions à la contrainte verticale constante de 15, 30 et 60 kPa

4 Modélisation du comportement hydromécanique

Les données présentées permettent d'évaluer la capacité du modèle théorique à modéliser le comportement hydromécanique du sol sous les variations de suction. Afin de faciliter la détermination des paramètres, il faut introduire les notions du modèle simplifié proposés par Alonso *et al.* (1999).

4.1 Paramètres de la surface de charge (LC)

La courbe LC proposée par Alonso *et al.* (1990) et Gens & Alonso (1992) permet de décrire la variation de la pression moyenne nette de préconsolidation en fonction de la suction appliquée :

$$\frac{p_0}{p_c} = \left(\frac{p_0^*}{p_c} \right)^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa}} \quad \text{avec} \quad \lambda(s) = \lambda(0) [(1-r) \exp(-\beta s) + r] \quad (1 \text{ et } 2)$$

où $\lambda(s)$ est la pente de compression vierge à la suction s ; $\lambda(0)$ est la pente de compression vierge sous une suction nulle; p_c est la pression de référence; p_0 est la pression de préconsolidation apparente sous la suction s ; p_0^* est la pression de préconsolidation apparente sous une suction nulle; κ est la pente de déchargement et r et β sont deux paramètres du modèle.

L'essai de gonflement libre a été effectué pour déterminer le potentiel de gonflement, le rapport entre la variation de hauteur de l'éprouvette produite par l'humidification sur sa hauteur initiale, et la pression de gonflement, pression nécessaire pour éliminer cette variation de hauteur (ASTM 1995b). Ces grandeurs sont respectivement de 20% et de 220 kPa.

Les courbes de compressibilité obtenues par la méthode du gonflement libre (suction nulle) et sous une suction de 2MPa, par Cuisinier et Masroui (2005) permettent d'obtenir les paramètres mécaniques de la surface de charge LC. Le tableau 1 présente ces paramètres en utilisant les équations 1 et 2. Comme il n'est pas possible de mesurer les contraintes horizontales dans une cellule œdométrique, dans cet article, la pression moyenne nette (p) a été remplacée par la contrainte verticale nette appliquée (σ_v).

Paramètre	Description	Valeur
σ_{v0}^*	contrainte de préconsolidation apparente sous une succion nulle	55 kPa
p_c	pression de référence	9 kPa
κ	pente élastique	0,015
$\lambda(0)$	pente de compression vierge sous une succion nulle	0,17
r	paramètre égal au rapport entre $\lambda(s \rightarrow \infty) / \lambda(0)$	0,50
β	Paramètre contrôlant le taux d'augmentation de la raideur avec la succion	0,30 MPa ⁻¹

TAB. 1- Paramètres de la surface de charge (LC)

4.2 Détermination des paramètres et couplage micro-macro

L'ensemble des surfaces de charge introduites dans le Barcelona Expansive Model (BExM) est représenté sur la figure 3. En première approximation, ces deux surfaces SI (Suction Increase) et SD (Suction Decrease) sont prises parallèles à la NL (Neutral Line) qui sépare le gonflement et le retrait de microstructure du sol.

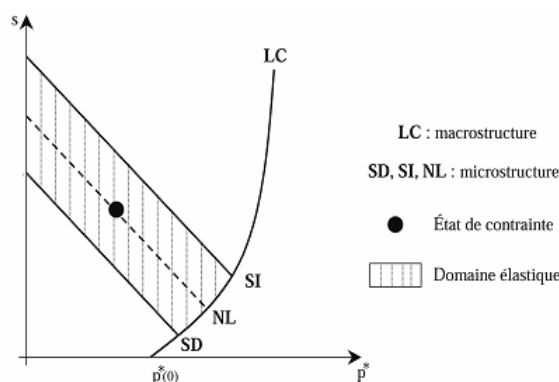


FIG. 3- Surface de charge du BExM

L'adoption d'un processus systématique simple pour déterminer les paramètres du modèle BExM est rendu complexe par le couplage micro-macro. Par conséquent, Alonso *et al.* (2005) ont décidé d'introduire quelques hypothèses simplificatrices même si la capacité du modèle en est réduite, selon les points suivants :

- les déformations microstructurales sont gouvernées par les variations de la contrainte effective ($p+s$). Cette hypothèse suppose que la microstructure est toujours saturée et permet d'éliminer l'introduction de la courbe de rétention de microstructure ;
- les déformations élastiques engendrées par la succion sont considérées seulement pour la microstructure, i.e. les déformations macrostructurales élastiques induites par la succion sont négligées ($\kappa_s=0$) ;
- il a été supposé que les surfaces de charge SI et SD sont toujours activées quand la succion change pendant l'application des cycles d'humidification et de dessiccation, autrement dit, le domaine élastique entouré par SI et SD, est négligeable.

Les deux premières hypothèses donnent l'équation suivante pour déterminer les déformations élastiques volumiques induites par la variation de succion de la valeur initiale s_i à la valeur finale s_f :

$$d\varepsilon_{vm}^e = \frac{\kappa_m}{1+e_0} \ln\left(\frac{p+s_f}{p+s_i}\right) \quad (3).$$

où $d\varepsilon_{vm}^e$ est la déformation volumique élastique de la microstructure, κ_m est le coefficient de compressibilité de microstructure, p est la pression moyenne nette et e_0 est l'indice des vides initial du sol.

A partir de l'équation 3, l'indice de compressibilité élastique de la microstructure κ_m pourrait être déterminé pour l'état d'équilibre atteint après plusieurs cycles de succion. Une augmentation de κ_m en fonction de la contrainte appliquée a été observée de 0,22 à 0,30 pour les deux premiers essais O1 et O2 et ensuite une stabilisation des valeurs a été obtenue à 0,30 pour l'essai O3. La diminution de cet indice en fonction des contraintes appliquées proposée par le modèle n'est pas vérifiée lors de ces essais.

Le couplage micro-macro qui traduit l'activation des surfaces de charge SI et SD, provoque l'activation de la courbe LC, tandis que l'activation de LC ne provoque pas de déplacement des surfaces de charge SD et SI. La déformation plastique de macrostructure ($d\varepsilon_{VM}^p$) peut maintenant être calculée comme une fonction d'interaction, f_I et f_D , définie par les équations :

$$d\varepsilon_{VM}^p = f_D d\varepsilon_{vm}^e \text{ (lorsque SD est activée) ou } d\varepsilon_{VM}^p = f_I d\varepsilon_{vm}^e \text{ (lorsque SI est activée)} \quad (4 \text{ et } 5).$$

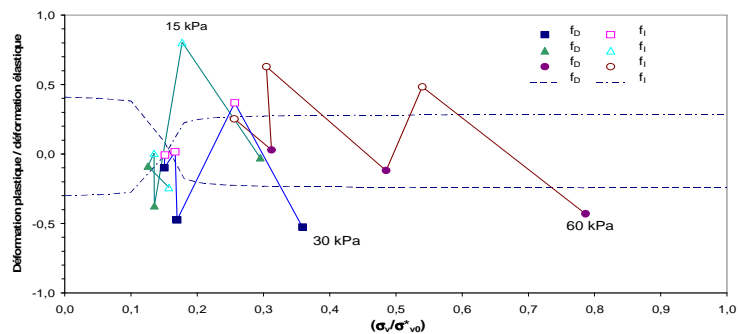
L'équation 3 donne aussi une relation pour obtenir les déformations élastiques dans la gamme de succion comprise entre la valeur initiale s_i et la valeur finale s_f . Ensuite, la déformation plastique induite par la variation de succions imposées peut être calculée par la différence entre les déformations totale et élastique. Par conséquent, les fonctions d'interaction, f_I et f_D , définies par les équations 4 et 5, peuvent être obtenues. Il faut ensuite relier ces fonctions au rapport (σ_v / σ_{v0}), où σ_v est la contrainte verticale nette appliquée et σ_{v0} est la contrainte verticale de préconsolidation correspondant à la succion appliquée. Il est délicat de calculer la valeur appropriée de σ_{v0} pour une gamme étendue de succions appliquées. Cette valeur de σ_{v0} a donc été remplacée par la contrainte verticale de préconsolidation saturée (σ_{v0}^*). Le changement subséquent de σ_{v0}^* pourrait être trouvé à partir de la déformation plastique mesurée qui produit :

$$\frac{\Delta \sigma_{v0}^*}{\sigma_{v0}^*} = (1 + e) \frac{\Delta \varepsilon_V^p}{(\lambda(0) - \kappa)} \quad (6).$$

Le calcul des fonctions d'interaction au cours des cycles de succions appliquées peut être résumé dans les points suivants :

- la déformation élastique est calculée pour chaque cycle de succion à partir de la valeur de κ_m obtenue ;
- la déformation plastique est dérivée par la différence de la déformation totale et élastique ;
- le rapport de (σ_v / σ_{v0}^*) est obtenu pour chaque cycle de succion où σ_v est la contrainte verticale nette appliquée et σ_{v0}^* est la contrainte verticale de préconsolidation saturée initialement égale à 55 kPa (tableau 1) ;
- le rapport (déformation plastique/déformation élastique microstructurale) est présenté en fonction du rapport (σ_v / σ_{v0}^*) pour chaque cycle de succion. Les valeurs expérimentales des fonctions d'interaction sont ainsi obtenues.

En suivant cette séquence, les valeurs mesurées de f_I et de f_D sont présentées en fonctions du rapport (σ_v / σ_{v0}^*) sur la figure 4 pour les trois essais effectués. Les courbes des contraintes verticales de 15 kPa et 30 kPa montrent que les fonctions d'interaction, f_I et f_D , se coupent à zéro après avoir effectué un certain nombre de cycles successifs de succions. Pour ces deux cas, le chemin des points suivi vers la gauche montre une augmentation de la valeur de σ_{v0}^* , autrement dit, une structure plus dense du sol engendrée par le retrait volumique cumulé lors des cycles de succions. Cette convergence n'est pas tout à fait atteinte pour l'éprouvette sous la contrainte verticale de 60 kPa. En conséquence, la valeur finale du rapport (σ_v / σ_{v0}^*) ne converge pas vers celle obtenue pour le point d'équilibre.

FIG. 4- Valeurs expérimentales et simulation des fonctions d'interaction, f_I et f_D

Les points expérimentaux de la figure 4, ont été interpolés par les fonctions sigmoïdales :

$$f_I = \frac{f_{I1} - f_{I2}}{\pi} \tan^{-1} [K_I (\frac{\sigma_v}{\sigma_{v0}} - X_I)] + \frac{f_{I1} + f_{I2}}{2} \quad (7)$$

$$f_D = \frac{f_{D1} - f_{D2}}{\pi} \tan^{-1} [K_D (\frac{\sigma_v}{\sigma_{v0}} - X_D)] + \frac{f_{D1} + f_{D2}}{2} \quad (8).$$

La figure 4 présente les fonctions d'interaction les plus appropriées pour les points obtenus. Les paramètres des équations 7 et 8 sont donnés dans le tableau 2.

Fonction f_I		Fonction f_D	
Paramètre	Valeur	Paramètre	Valeur
f_{I1}	0,286	f_{D1}	-0,246
f_{I2}	-0,314	f_{D2}	0,423
K_I	100	K_D	100
X_I	0,15	X_D	0,15

TAB. 2- Paramètres des fonctions d'interaction

5 Comparaison des prédictions du modèle et des résultats expérimentaux

Les déformations expérimentales et calculées par le modèle ont été comparées sur la figure 5 pour l'éprouvette sous la contrainte de 60 kPa. La correspondance entre les résultats mesurés et calculés est satisfaisante pour cet essai. D'après le modèle, il faut effectuer deux ou trois cycles de succion successifs sur l'éprouvette (O3) afin d'atteindre comportement élastique attendu.

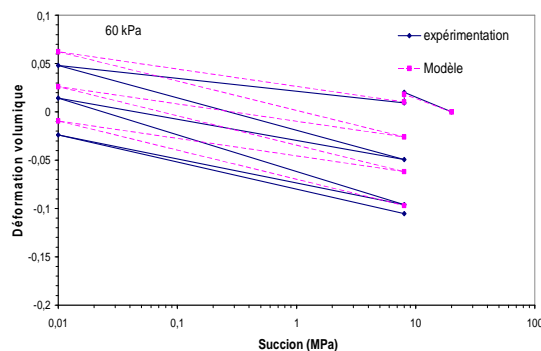


FIG. 5- Déformations volumiques expérimentales et calculées par le modèle sous des cycles de succions à la contrainte verticale constante de 60 kPa

6 Conclusion

Dans cet article, les résultats d'une campagne d'essais hydromécaniques effectués sur un mélange de limon et de bentonite avec imposition de succion par la méthode osmotique sont présentés. L'application de plusieurs cycles hydriques sur un sol gonflant à l'état non saturé, permet de rigidifier le sol et de tendre vers un comportement élastique.

Les données expérimentales permettent d'évaluer la capacité du modèle théorique (BExM) à modéliser le comportement hydromécanique du sol étudié. La correspondance entre les résultats mesurés et calculés est satisfaisante. D'après le modèle, il est possible de prévoir le nombre de cycles hydriques nécessaires pour atteindre le point d'équilibre.

Références bibliographiques

- AL-HOMOUD, A., BASMA, A., HUSEIN MALKAWI, A. & AL BASHABSHEH, M., 1995. Cyclic swelling behavior of clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 121, pp. 562-565.
- ALONSO, E.E., GENS, A. & JOSA, A., 1990. A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, vol. 40, pp. 405-430.
- ALONSO, E.E., VAUNAT, J. & GENS, A., 1999. Modelling the mechanical behaviour of expansive clays. *Engineering Geology*, vol. 54, pp. 173-183.
- ALONSO, E.E., ROMERO, E., HOFFMANN, C. & GARCÍA-ESCUADERO, E., 2005. Expansive bentonite/sand mixtures in cyclic controlled suction drying and wetting. *Engineering Geology*, vol. 81, pp. 213-226.
- ASTM D 5298 - 94, 1995. Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper, vol. 4.09, pp. 154-159.
- ASTM D 4546 - 90, 1995. One-dimensional swell or settlement potential of cohesive soils, vol. 4.08, pp. 693-699.
- ATABEK, R.B., FELIX, B., ROBINET, J.C. & LAHLOU, R., 1991. Rheological behaviour of saturated expansive clay materials. Workshop on stress partitioning in engineered clay barriers, Duke University, Durham, NC.
- CHU, T.Y. & MOU, C.H., 1973. Volume change characteristics of expansive soils determined by controlled suction tests. *Proc. 3rd Int. Conf. Expansive Soils*, Haifa, vol. 2, pp. 177-185.
- CUI, Y.J., YAHIA-AISSA, M. & DELAGE, P., 2002. A model for the volume change behavior of heavily compacted swelling clays. *Engineering Geology*, vol. 64, pp. 233-250.
- CUISINIER, O., MASROURI, F., 2005. Hydromechanical behavior of a compacted swelling soil over a wide suction range. *Engineering Geology*, vol. 81, pp. 204-212.
- DAY, R.W., 1994. Swell-shrink behavior of compacted clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 120, pp. 618-623.
- DIF, A.E. & BLUEMEL, W.F., 1991. Expansive soils under cyclic drying and wetting. *Geotechnical Testing Journal*, vol. 14, pp. 96-102.
- DELAGE, P., HOWAT, M.D. & CUI, Y.J., 1998. The relationship between suction and the swelling properties in a heavily compacted swelling clay. *Engineering Geology*, vol. 50, pp. 31-48.
- GENS, A. & ALONSO, E.E., 1992. A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays. *Revue Canadienne de Géotechnique*, vol. 29, pp. 1013-1032.
- POUSADA, E., 1984. Deformabilidad de arcillas expansivas bajo succión controlada. Doctoral Thesis, Universidad Politecnica de Madrid, Spain.
- PUSH, R., 1982. Mineral-water interactions and their influence on the physical behaviour of highly compacted Na-bentonite. *Revue Canadienne de Géotechnique*, vol. 19, pp. 381-387.
- ROMERO, E. LLORET, A. & GENS, A., 1999. Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated Boom clay. *Engineering Geology*, vol. 54, pp. 117-127.
- SUBBA RAO, K., RAO, S.M. & GANGADHARA, S., 2000. Swelling behaviour of a desiccated clay. *Geotechnical Testing Journal*, vol. 23, No 2, pp. 193-198.
- TRIPATHY, S., SUBBA RAO, K.S. & FREDLUND, D.G., 2002. Water content – void ratio swell-shrink paths of compacted expansive soils. *Revue Canadienne de Géotechnique*. pp. 938-959.