

# COMPORTEMENT AU FLUAGE DE L'ARGILE SUR CHEMIN OEDOMETRIQUE

## CREEP BEHAVIOR OF CLAY IN OEDOMETER TESTS

Dan ZHAO<sup>1</sup>, Mahdia HATTAB<sup>1</sup>, Zhenyu YIN<sup>2</sup>, Pierre-Yves HICHER<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Laboratoire d'Etude des Microstructures et de Mécanique des Matériaux,  
Université de Lorraine - CNRS UMR 7239, Metz, France

<sup>2</sup> Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique, Ecole Centrale de Nantes, France

**RÉSUMÉ** – L'objectif de cette recherche est d'étudier le phénomène de fluage sur chemins oedométriques, du kaolin K13 et de l'argile de Shanghai. Les résultats ont permis de caractériser le coefficient de compression secondaire  $C_{\alpha e}$  ainsi que son évolution en fonction du niveau de contrainte, du temps, de l'indice de compression et de l'indice des vides, qui sera utilisé pour développer un modèle 1D de fluage non linéaire.

**ABSTRACT** – The objectives of this research are to study the creep behavior of kaolin K13 and Shanghai clay. Based on oedometer creep tests, the secondary compression coefficient  $C_{\alpha e}$  was measured and the influence of the stress level, the compression index, the void ratio and the time are discussed. These results will be used to develop a nonlinear 1D creep model of soft clays.

### 1. Introduction

Les sols argileux sont des matériaux complexes contenant une quantité significative de particules fines ayant une grande influence sur les propriétés physiques, mécaniques et physico-chimiques. Le fluage est un des comportements qui caractérise ce type de matériau, il est généralement mis en évidence dans des essais de consolidation à l'oedomètre parfois au triaxial en consolidation isotrope. Une des difficultés rencontrée se situe dans la caractérisation du phénomène de fluage sur des chemins triaxiaux plus complexes.

L'expression du fluage en 1D est la plus simple à poser du point de vue de la modélisation, et à observer du point de vue de l'identification expérimentale. A chaque niveau de contrainte, la déformation obtenue est principalement composée d'une consolidation primaire, avec la dissipation des surpressions interstitielles, et d'une consolidation secondaire attribuée généralement au fluage. Buisman (1936) souligne que la relation entre la déformation et le logarithme du temps est essentiellement linéaire dans l'étape de consolidation secondaire, il propose le concept de la consolidation secondaire liée au coefficient  $C_{\alpha e}$ . Bjerrum (1972) considère que  $C_{\alpha e}$  dépend de la pression de préconsolidation. Mesri et al. (1977) montrent que  $C_{\alpha e}$  est en fait indépendant du rapport de contrainte, et dépend uniquement de la contrainte finale. Les auteurs ont alors suggéré de représenter les résultats en terme de  $C_{\alpha e}/C_c$ , ce qui permet de mettre en évidence la relation (contrainte-compressibilité) en fonction du temps. Pour différents types de sols, le rapport  $C_{\alpha e}/C_c$  est généralement compris entre 0,025 à 0,1. Yin (2010) montre que pour un sol naturel, il est nécessaire d'analyser le fluage à l'état intact et à l'état remanié. L'auteur montre que pour l'argile molle intacte, l'expression de  $C_{\alpha e}$  devrait prendre en compte différents paramètres dont le degré de surconsolidation, la densité (ou l'indice des vides), et la structure.

Certains modèles constitutifs de fluage ont été développés sur la base de l'expression de  $C_{\alpha e}$  dans l'essai de compression 1D. Bjerrum et al. (1972) ont proposé une relation logarithmique qui relie l'indice des vides au temps par l'intermédiaire du coefficient  $C_{\alpha e}$ . Les résultats des essais de fluage en long terme ont démontré que la relation de la déformation de fluage (ou l'indice des vides) en fonction du log du temps n'est pas linéaire. Ce qui a conduit Yin et Graham (1989) à proposer un modèle 1D visco-élasto plastique sous la forme d'une fonction puissance avec une contrainte limite de fluage.

Dans cette étude nous nous proposons d'analyser le comportement au fluage sur chemins oedométriques à différents niveaux de chargement. Deux types de matériaux sont utilisés dans le cadre de cette étude, le kaolin K13, qui est une argile de laboratoire, et l'argile de Shanghai qui est une argile naturelle. Tous les essais ont été réalisés sur des échantillons remaniés reconstitués, afin d'éliminer l'effet de structure du sol sur l'évolution du paramètre  $C_{\alpha e}$ .

## 2. Propriétés des matériaux utilisés

Le kaolin K13 est une argile de laboratoire commercialisée par la société Sibelco France. Le matériau est composé principalement de kaolinite, de traces d'illite et de quartz. Le poids spécifique est  $\gamma_s = 26,5 \text{ kN/m}^3$ , la limite de liquidité est  $\omega_L = 41,7\%$  et la limite de plasticité  $\omega_P = 21,6\%$ . La photo au MEB présentée en figure 1 montre des particules de kaolinite en grande proportion.

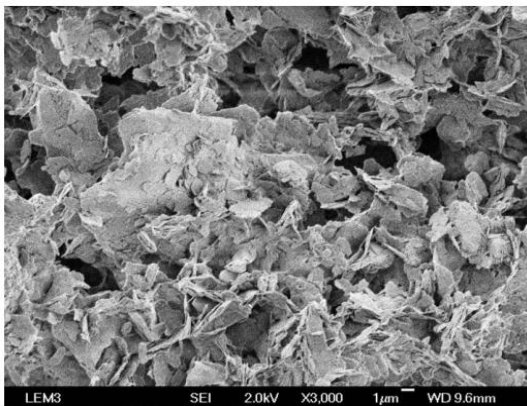


Figure 1 : La photo au MEB de kaolinite (Xin W, 2014)

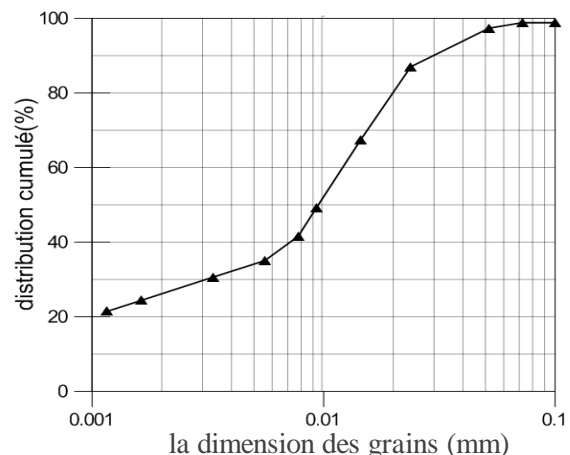


Figure 2 : Granulométrie d'argile de Shanghai

L'argile de Shanghai provient d'une profondeur variable allant de 5 à 20 m. Le matériau peut être classé comme une argile limoneuse à sableuse. Selon la distribution granulométrique présentée en figure 2, le matériau contient 72,4% de particules de limon et 26% d'argile. Le poids spécifique est  $\gamma_s = 26,9 \text{ kN/m}^3$ , la limite de liquidité est  $\omega_L = 45,1\%$  et la limite de plasticité  $\omega_P = 18,2\%$ .

## 3. Fluage sur chemins oedométriques

Les échantillons ont été fabriqués à partir d'une boue d'argile préparée à une teneur en eau de  $w=1,5 \omega_L$ . La boue est ensuite laissée au repos pendant 24 heures, ce qui permet une meilleure homogénéité de la teneur en eau. Les essais oedométriques ont

été réalisés sur des éprouvettes de 50 mm de diamètre et 20 mm en hauteur. La cellule est graissée afin de minimiser l'effet de frottement, le dispositif permet un double drainage de l'échantillon. Les étapes de chargement et de déchargement sont appliquées de façon à atteindre les niveaux de contrainte donnés par le tableau 1. La durée de chaque étape est de 24h, hormis pour les chargements à 400 kPa et 800 kPa qui ont eu une durée respectivement de 10 jours et 7 jours. On définit le taux de chargement par l'expression (1) ci-dessous (Wu et al., 2011; Zhou et al., 2006).

$$\bar{\sigma}_i = \frac{\sigma_i - \sigma_{i-1}}{\sigma_{i-1}} \quad (1)$$

Tableau 1. Programme des essais oedométriques

Sols	Kaolinite (Kaol) - Argile de Shanghai (Shang)								
	12.5	25	50	100	200	400	600	800	1000
Etapes de chargement (kPa)									
Taux de chargement $\bar{\sigma}_i$	-	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.5	0.33	0.25

La figure 3 montre les résultats de la variation de l'indice des vides en fonction du logarithme de la contrainte axiale oedométrique, en chargement et en déchargement, avec  $e_L = \omega_L \cdot \gamma_s / \gamma_w$  et  $e_p = \omega_p \cdot \gamma_s / \gamma_w$ . Les courbes permettent de déduire l'indice de compression  $C_c$ , et l'indice de gonflement  $C_s$  pour les deux matériaux ( $C_c=0,29$  et  $C_s=0,089$  dans le cas de la kaolinite,  $C_c=0,35$  et  $C_s=0,036$  dans le cas de l'argile de Shanghai). On peut noter que ces résultats sont cohérents avec les valeurs trouvées dans la littérature sur les mêmes matériaux (Ighil Ameer, 2015 pour le kaolin K13 et Zhu, 2014 pour l'argile de Shanghai).

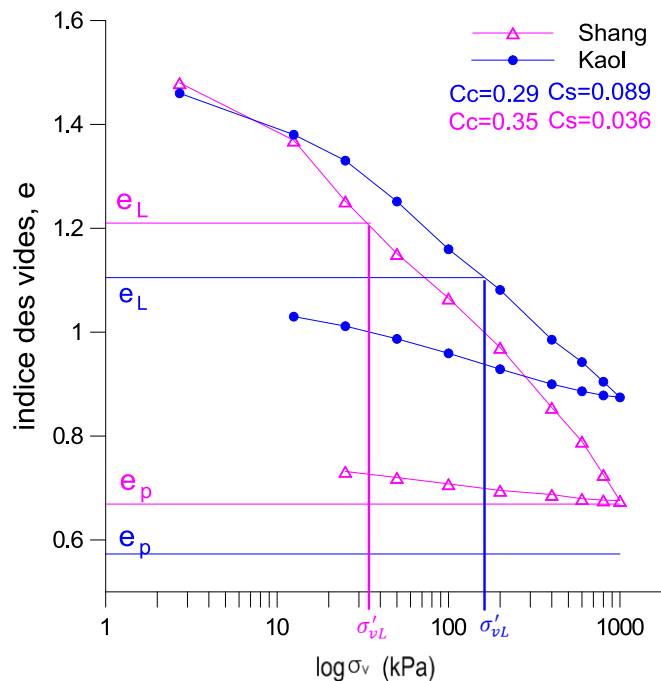
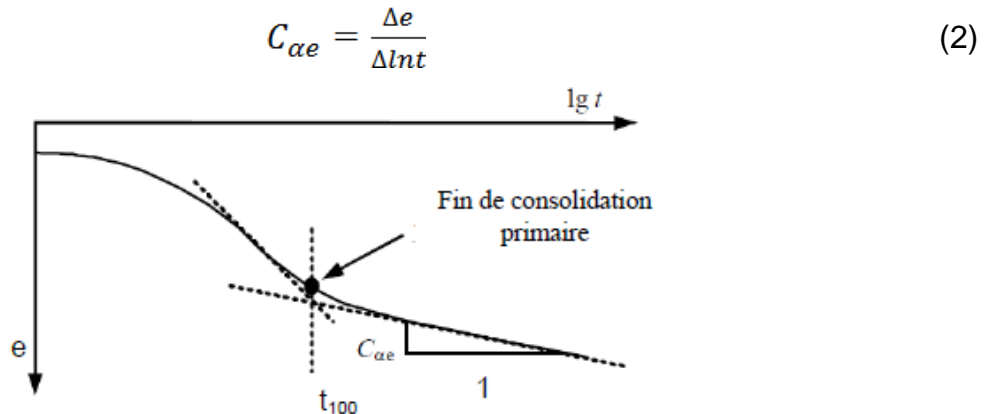


Figure 3 : Chemins oedométriques sur le kaolin K13 et l'argile de Shanghai

## 4. Consolidation secondaire

### 4.1. Identification du coefficient de consolidation secondaire $C_{\alpha e}$

Dans le plan (e-logt), la courbe de compressibilité, schématisée sur la figure 4, peut être divisée en deux phases, une phase liée à la consolidation primaire et une phase liée à la consolidation secondaire. Le point d'inflexion montre la fin de la consolidation primaire, il est noté généralement  $t_{100}$  (ou  $t_{EOP}$  dans la littérature anglophone). Sur la deuxième partie de la courbe (phase de consolidation secondaire) on peut caractériser la pente  $C_{\alpha e}$  qui définit le coefficient de consolidation secondaire.



### 4.2. Consolidation secondaire et le temps

Les courbes, présentées sur la figure 5, exhibent la forme typique des courbes de consolidation dans des sols. L'analyse de la consolidation secondaire peut alors se faire comme décrit en figure 4. Les pentes à prendre en compte sont indiquées sur les courbes de la figure 5 par des flèches dont l'extrémité correspond à  $t_{100}$ .

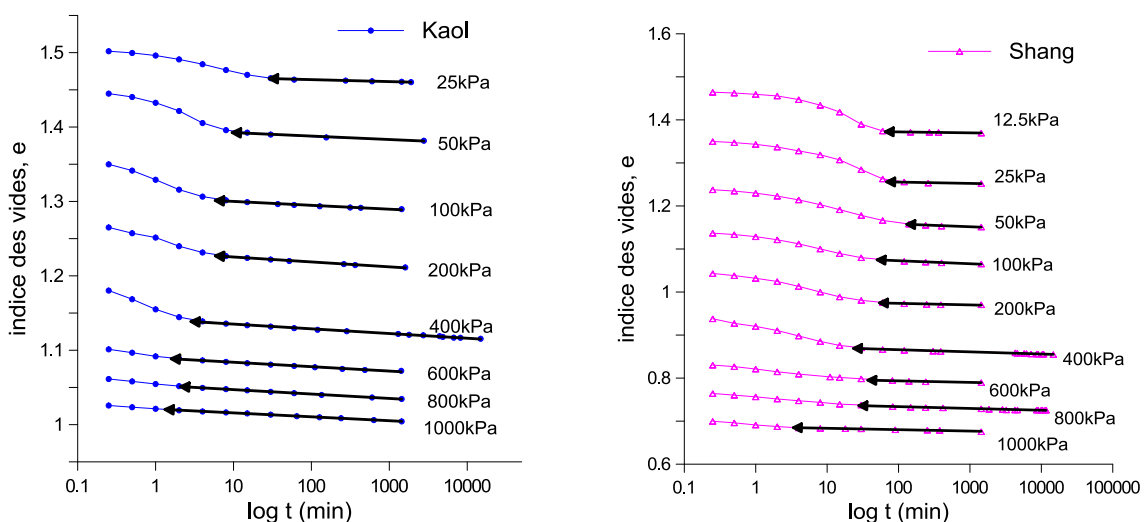


Figure 5 : Indice des vides, e en fonction de log t

La relation entre  $C_{\alpha e}$  et log t en consolidation secondaire, sous un état de contrainte donné, est représentée sur la figure 6. Pour les deux types de matériaux,  $C_{\alpha e}$  diminue

avec le temps. Dans le cas de l'argile de Shanghai, on peut observer que  $C_{\alpha e}$  décroît d'une manière plus marquée à  $\sigma_v = 400$  kPa comparé à  $\sigma_v = 800$  kPa.

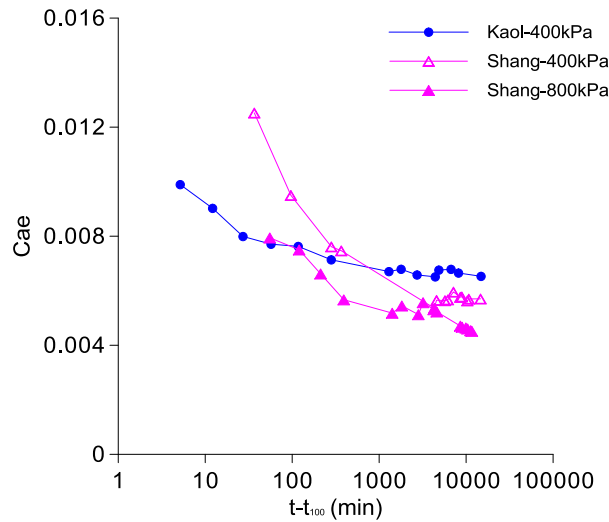


Figure 6 : Coefficient fluage  $C_{\alpha e}$  en fonction de  $\log(t-t_{100})$

La figure 7 montre les résultats de la vitesse de déformation verticale en fonction du temps dans un plan bi-logarithmique. Elle présente une variation clairement linéaire, la vitesse de déformation axiale décroît avec une pente égale environ à 1. Cette variation est sensiblement la même quelque soit le matériau et quelque soit le niveau de contrainte.

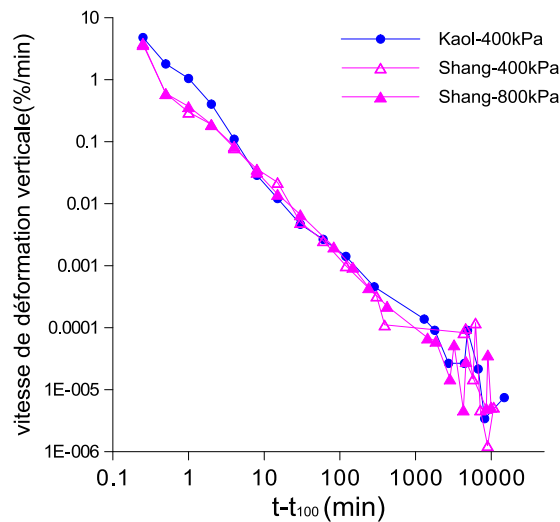


Figure 7 : Variation de la vitesse de déformation verticale en fonction du temps dans un repère logarithmique

#### 4.3. $C_{\alpha e}$ et le taux de charge

La figure 8 présente l'évolution du paramètre  $C_{\alpha e}$  (ce qui équivaut aux pentes des lignes d'ajustement sur la figure 5) dans le domaine des faibles contraintes, puis les courbes changent de tendance pour décroître dans le domaine des fortes contraintes (après  $\sigma'_{vL}$ ). Ces tendances dans l'évolution de  $C_{\alpha e}$  semblent corroborer les résultats de Zhu (2014) sur la même argile de Shanghai.

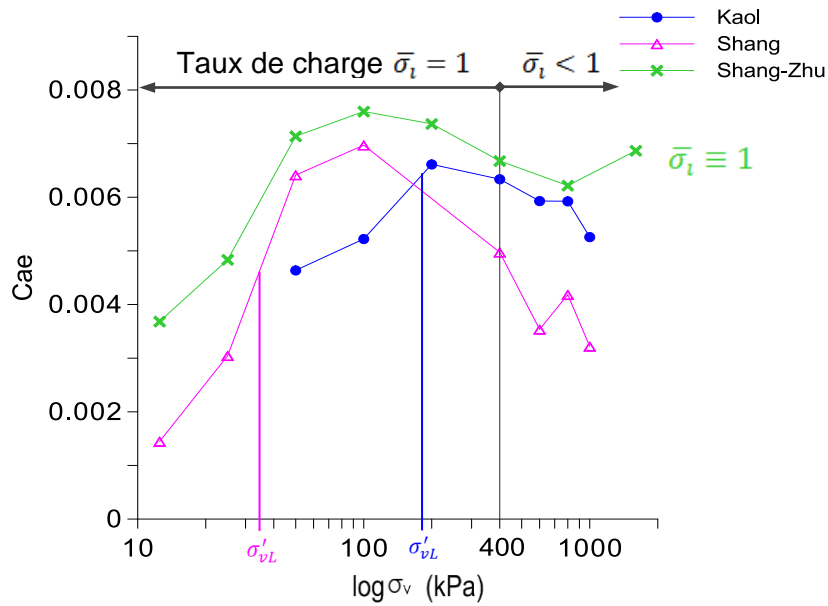


Figure 8: Coefficient fluage  $C_{ae}$  en fonction de  $\log \sigma_v$

#### 4.4. Analyse du paramètre $C_{ae}$ en fonction des coefficients de compression et de gonflement

Nous savons que la consolidation secondaire se produit après la dissipation des surpressions interstitielles, et qu'elle est principalement causée par la déformation du squelette solide due au fluage. Yin (2012) a proposé de représenter le comportement dans le plan  $C_{ae}$ - $(C_c-C_s)$  au lieu de  $C_{ae}$ - $C_c$ . A partir des résultats sur cinq types d'argiles remaniées, Yin (2012) a montré que le paramètre  $(C_c-C_s)$  peut être considéré comme constant. Par conséquent, la variation de  $C_{ae}$  en fonction de  $(C_c-C_s)$  est provoquée par le niveau de contrainte. Sur la figure 9 on peut voir que la variation de  $(C_c-C_s)$  est d'environ 0,2 pour les deux matériaux, et que les valeurs de  $C_{ae}/(C_c-C_s)$  sont proches des valeurs limites inférieures de  $C_{ae}/C_c$  par Mesri (1977) qu'il propose comprises entre 0,025 et 0,1.

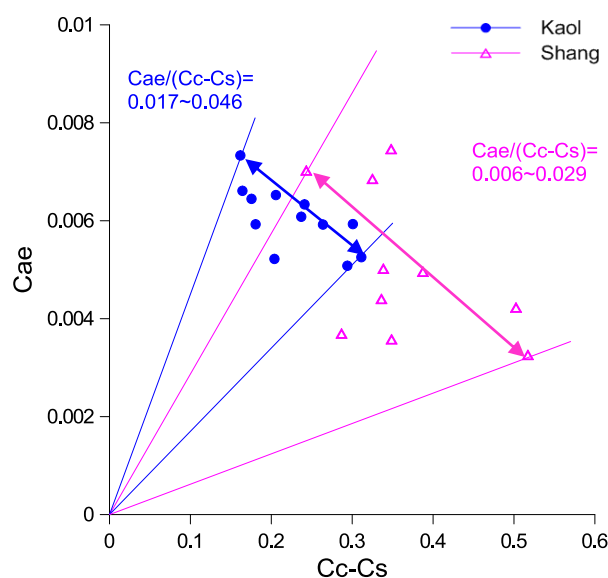


Figure 9 : Coefficient fluage  $C_{ae}$  et l'indice de compressibilité

#### 4.5. Modélisation en 1D du comportement de fluage

Le comportement au fluage est analysé dans le plan bi-logarithmique ( $\log C_{\alpha e}$ - $\log e$ ) et représenté sur la figure 10. Les résultats expérimentaux semblent montrer une loi d'évolution en deux tendances qui met en évidence deux types de comportement, selon que le niveau des contraintes est faible ou élevé. Par ailleurs on montre que le modèle de fluage non linéaire proposé par Yin (2012), et exprimé par la relation (3), reproduit d'une manière tout à fait satisfaisante le comportement dans le domaine des fortes contraintes ( $e < e_L$ ).

$$\frac{C_{\alpha e}}{C_{\alpha e f}} = \left( \frac{e}{e_f} \right)^m \quad (3)$$

Dans le modèle 1D de Yin (2012),  $C_{\alpha e f}$  est le coefficient de fluage, et  $e_f$  l'indice des vides pris égal à l'indice des vides initial  $e_0$ .  $C_{\alpha e f}$  prend la valeur initiale de  $C_{\alpha e 0}$  (Fig.10),  $m$  est une constante matérielle, qui correspond à la pente de la droite (partie linéaire obtenue en fortes contraintes) mise en évidence dans le plan ( $\log C_{\alpha e}$ - $\log e$ ) de la figure 10.

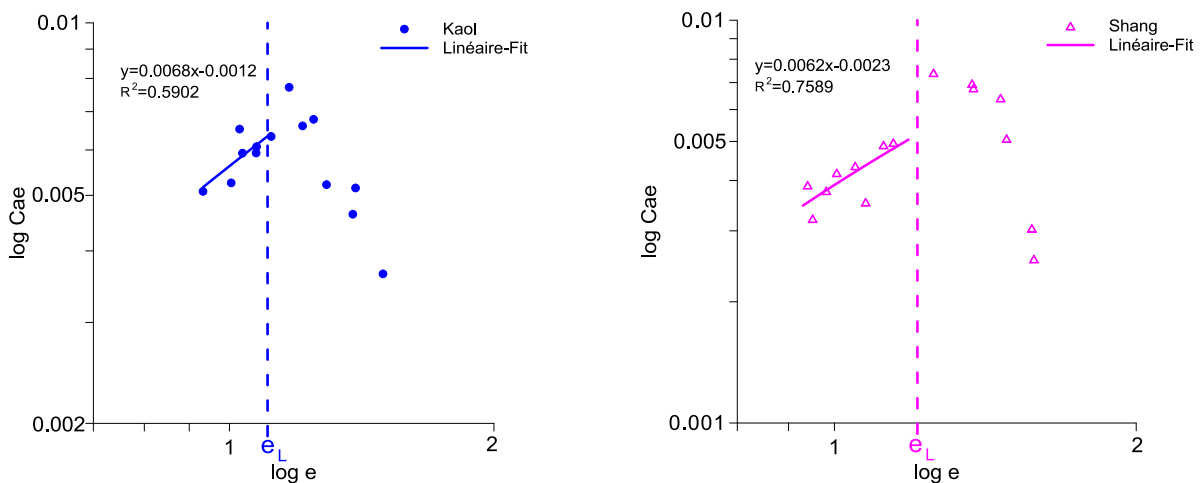


Figure 10 : Coefficient fluage  $C_{\alpha e}$  et l'indice des vides

En termes d'évolution de la valeur  $(C_c - C_s)/C_{\alpha e}$  (communément utilisé dans les modèles viscoplastiques de Vermeer et Neher (1999) ou de Leoni et al. (2008)) en fonction de l'indice des vides  $e$ , la loi expérimentale semble être moins finement reproduite par la loi d'évolution prévue par le modèle, même si la courbe de simulation se situe dans le nuage de points expérimentaux.

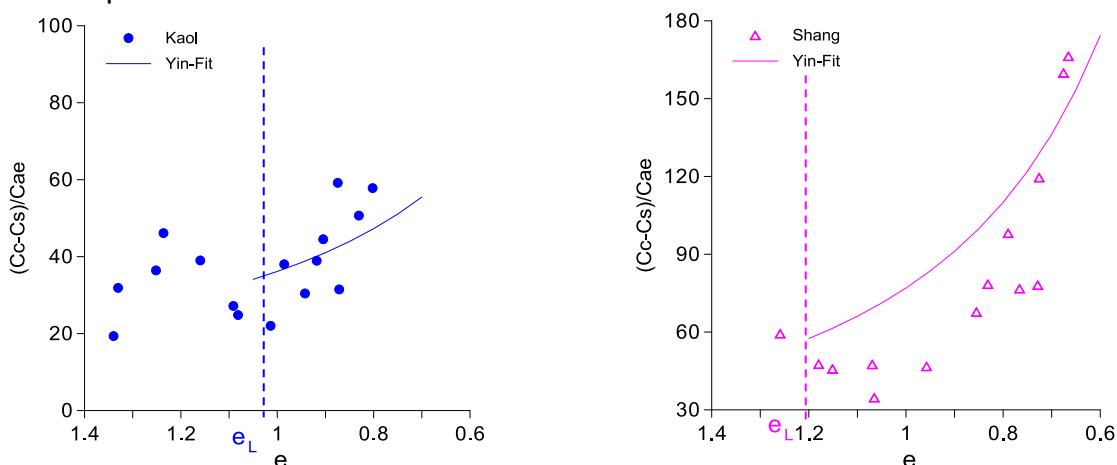


Figure 11 : Evolution du taux  $(C_c - C_s)/C_{\alpha e}$  et l'indice des vides

## 5. Conclusions

Cette étude présente la déformation de fluage, sur chemins oedométriques, de deux types d'argile, le kaolin K13 et l'argile de Shanghai. Les essais oedométriques ont permis, dans un premiers temps, d'identifier les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés qui sont le coefficient de compression  $C_c$ , et le coefficient de gonflement  $C_s$ .

La consolidation primaire et la consolidation secondaire ont été identifiées pour les deux sols. La limite entre les deux comportements est ainsi clairement identifiée lorsque les valeurs du taux de chargement sont élevées. La consolidation secondaire (ou fluage) continue d'augmenter avec le temps. Dans un plan bi-logarithmique, et pour une charge donnée, on montre que la vitesse de déformation axiale décroît avec une pente environ égale à 1.

Le coefficient de compression secondaire  $C_{\alpha e}$  présente une évolution non linéaire. L'allure de la courbe oedométrique a montré que  $C_{\alpha e}$  diminue avec le temps sur une longue durée. La relation de  $C_{\alpha e}$  avec l'indice de compressibilité est proche des valeurs limites inférieures proposées par Mesri (1977). Les relations de  $C_{\alpha e}$  et  $(C_c - C_s)/C_{\alpha e}$  en fonction de l'indice des vides sont non linéaires.

## 6. Références bibliographiques

- Bjerrum, L. (1972). The effect of rate of loading on the  $p'_c$  value observed in consolidation tests on soft clay. *Norwegian Geotechnical Institute Publication No.95*.
- Buisman, A.S.K. (1936). Results of Long Duration Settlement Test. *Proceeding of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 103-106, Harvard University*.
- Hattab, M., Fleureau, J.-M. (2010). Experimental study of kaolin particle orientation mechanism. *Géotechnique, 60, pp. 323-331*.
- Hong-wei. W, Qing L, Guo-bin. L. (2011) Characteristics of one-dimensional compressibility of Shanghai clay. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering, vol.33, No.4, pp. 630-637*.
- Jian-hua Y. Graham, J. (1989). Viscous elastic plastic modelling of one-dimensional time dependent behaviour of clays. *Canadian geotechnical journal. 26, pp. 199-209*.
- Leoni, M., Karstunen, M., Vermeer, P. A. (2008). Anisotropic creep model for soft soils. *Géotechnique. Vol. 42, No.3, pp. 427-441*.
- Lamine. I. A., Guillaume. R, Mahdia. H. (2015). Elastic properties in a clayey material under mechanical loading-an estimation through ultrasonic propagations. *European Journal of Environmental and Civil Engineering. DOI:10.1080/19648189.2015.1090926*.
- Mesri, Godlewski P M (1977). Time and stress-compressibility interrelationship. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 103(5): pp. 417-430*.
- Qiu-juan Z, et al. (2006). Test study on properties of secondary consolidation of soft soil. *Rock and Soil Mechanics, vol.27, No.3, pp. 403-409*.
- Qi-yin Z. (2014) Time-dependent behaviour and uniqueness of its key parameters for soft clays [D]. *Shanghai Jiao Tong University*
- Zhen-yu Y, et al. (2010). An anisotropic elastic-viscoplastic model for soft clays. *International Journal of Solids and Structures, 47(5): pp. 665-677*.
- Zhen-yu Y, Qiang. X and Chuang. Y. (2012). Elastic viscoplastic modeling for natural soft clays considering nonlinear creep. *Int. J. Geomech., Vol 15, Issue 5*.