

EFFET DE LA FREQUENCE SUR L'EVOLUTION DU FROTTEMENT ARGILE-PIEU SOUS GRANDS NOMBRES DE CYCLES (10^5 cycles)

EFFECT OF LOADING FREQUENCY ON THE EVOLUTION OF CLAY-PILE FRICTION FOR LARGE NUMBER OF CYCLES

Rawaz Dlawar MUHAMMED^{1,2,3}, Jean CANOU¹, Jean-Claude DUPLA¹

¹ Université Paris-Est, Ecole des Ponts ParisTech, laboratoire Navier, Champs-sur-Marne, France

² Université Pierre et Marie Curie (UPMC), Paris, France

³ Université de Koya, Koya, Irak

RÉSUMÉ – On étudie l'influence de la fréquence de chargement sur l'évolution du frottement pieu-argile mesuré sur une sonde-pieu mise en œuvre dans des massifs d'argile saturée. Les résultats d'essais de chargement cyclique axial, montrent, pour les mêmes conditions de massif et les mêmes conditions de chargement, que plus la valeur de la fréquence est élevée, et plus la dégradation du frottement est significative.

ABSTRACT – The influence of loading frequency on the evolution of local clay-pile shaft friction, as measured on an instrumented pile-probe tested in saturated clay specimens is studied. Results of displacement-controlled cyclic axial loading tests show, for the same initial state of soil and the same loading parameters, that the higher the frequency value, the greater the friction degradation.

1. Introduction

Le comportement local, en termes de frottement, des pieux sous chargement cyclique varie considérablement selon le type de sollicitation (houle, vent, séismes). Chaque type de sollicitation se caractérise par une vitesse de chargement propre allant de très lent (quelques heures par cycle) à très rapide (quelques millisecondes par cycle). Cette variation dans les fréquences de chargement peut avoir des conséquences significatives sur le comportement des pieux. L'étude de l'influence de la fréquence des cycles est donc essentielle pour la compréhension des phénomènes. L'influence de ce paramètre est encore plus importante lorsque le sol environnant est une argile saturée pour laquelle on peut s'attendre à avoir une accumulation de surpressions interstitielles.

Bien que les recherches expérimentales se soient développées dans ce domaine ces dernières décennies, souvent en relation avec l'industrie pétrolière offshore, la compréhension de l'évolution du frottement local nécessite encore des recherches complémentaires. Sur le plan expérimental, différents auteurs ont essayé de comprendre le comportement des pieux sous chargement cyclique. A la fois le cas des sables et des argiles a été abordé mais, de manière générale, pour des nombres de cycles relativement faibles (inférieurs à 10000). Concernant les pieux installés dans les argiles en particulier, on pourra se référer aux travaux de Poulos (1981), Matlock et al. (1982), Goulois et al. (1987) ou Procter and Khaffaf (1987).

D'après IREX (2007), la dégradation de la résistance cyclique est plus sévère pour des cycles de période élevée. Procter and Khaffaf (1987) ont montré que même pour des valeurs de fréquence de chargement cyclique assez faible (0.009 Hz), il peut y avoir des générations de surpressions interstitielles autour du pieu.

L'objectif de cette communication est de présenter l'effet de la fréquence sur l'évolution du frottement d'interface sol-pieu dans le cas d'argiles saturées et pour de très grands nombres de cycles. Déterminer jusqu'à quelle fréquence on pourra considérer que l'on est

toujours dans le régime "quasi-statique". Cette recherche a été développée dans le cadre du projet de recherche SOLCYP (projet ANR et volet PN, 2008-2015) consacré à l'amélioration des méthodes de calcul et de dimensionnement des pieux soumis à des sollicitations cycliques.

2. Sol utilisé, dispositif d'essai et protocole expérimental

L'approche du type modélisation physique basée sur l'utilisation d'une chambre d'étalonnage est utilisée. Cette approche permet d'étudier dans des conditions de laboratoire bien contrôlées, les mécanismes de mobilisation du frottement local le long d'une interface sol-inclusion sous sollicitations axiales cycliques. Une grande quantité de données peuvent être obtenues sur des essais contrôlés et répétables, permettant de mettre en évidence l'influence de paramètres significatifs sur les comportements observés.

2.1. Sol utilisé

La kaolinite Speswhite est utilisée. Ce sol de référence est une argile peu plastique, fréquemment utilisée en géotechnique dans les essais de laboratoire. Sa perméabilité, $k = 2.7 \cdot 10^{-9}$ m/s, est relativement élevée par rapport à d'autres types d'argile. La phase de consolidation est donc assez rapide. Cette argile a une limite de plasticité de 28 et une limite de liquidité de 58 (indice de plasticité de 30).

2.2. Dispositif d'essai et protocole expérimental

La chambre d'étalonnage utilisée ici est un dispositif expérimental qui permet de réaliser des essais du type modélisation physiques à la gravité terrestre (1g). Elle permet de reconstituer et de mettre sous contrainte des massifs de sable ou d'argile cylindriques de 524 mm de diamètre et 700 mm de hauteur. On peut appliquer au massif un état de contrainte horizontal et vertical de manière indépendante. La contrainte de consolidation verticale est appliquée au sol à l'aide du piston sur lequel repose le massif de sol. La contrainte de consolidation horizontale, quant à elle, est appliquée via une mise en pression de l'eau remplissant l'espace annulaire entre le massif de sol et la cerce métallique. La chambre d'étalonnage est fixée sur un support mobile en translation et en rotation sur des rails, ce qui permet, de venir la positionner sous le bâti de chargement à quatre colonnes. Les figures 1-a et 1-b montrent un schéma ainsi qu'une vue d'ensemble du dispositif, y compris le système de pilotage et d'acquisition des données. Des modifications ont été apportées par Muhammed (2015), Muhammed *et al.* (2017) afin d'adapter le dispositif à l'étude du comportement des pieux sous chargement cyclique dans les argiles saturées.

Un consolidomètre prototype a été développé, pour reconstituer les massifs d'argile saturée. Il permet de pré-consolider des massifs d'argile de 524 mm de diamètre et de 700 mm de hauteur maximale. Le massif est reconstitué à partir d'une boue préparée à une teneur en eau initiale élevée. Le consolidomètre est équipé d'un vérin de chargement qui permet d'appliquer progressivement, par paliers, la charge verticale désirée. Il est également équipé d'un capteur d'effort ainsi que d'un capteur de déplacement à fil qui permet d'enregistrer le tassement du massif durant l'application des paliers de chargement et la consolidation du massif. Davantage de détails sur le dispositif de reconstitution des massifs d'argile sont donnés par Muhammed (2015). La figure 1-c présente une vue d'ensemble du dispositif de consolidation des massifs d'argile.

Une fois le massif pré-consolidé, celui-ci est démoulé et positionné sur le piston de la chambre d'étalonnage grâce à un pont roulant. Le massif est ensuite remis sous contrainte grâce aux systèmes de pressurisation horizontal et vertical du dispositif. On peut ensuite procéder à l'installation et au chargement de la sonde-pieu.

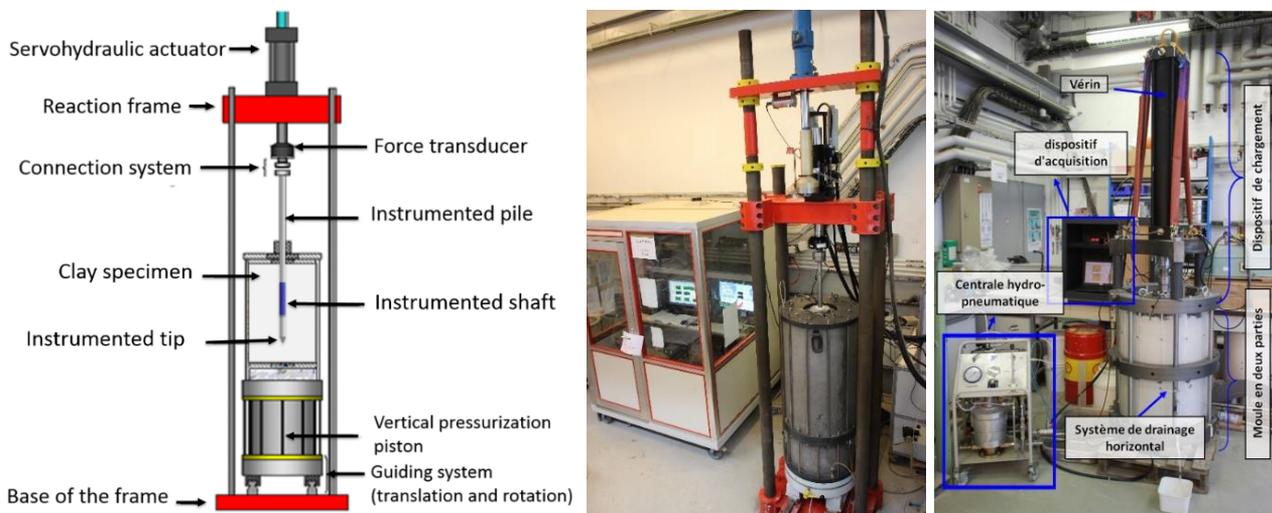


Figure 1. Représentation schématique (a) et vue d'ensemble du dispositif d'essai en chambre d'étalonnage (b) ainsi qu'une vue d'ensemble du dispositif de consolidation des massifs d'argile (c)

La sonde-pieu utilisée a une section droite de 10 cm² (diamètre de 36 mm). Elle permet de mesurer de manière indépendante la résistance en pointe sur une pointe conique instrumentée (20 kN de capacité) et le frottement local unitaire, mesuré sur un manchon de frottement instrumenté (de ±5 kN de capacité) situé suffisamment loin de la pointe pour diminuer des effets parasites correspondants. Le manchon de frottement a une longueur de 11 cm et une surface frottante de 124,4 cm². La figure 2 présente une coupe simplifiée de la sonde utilisée.

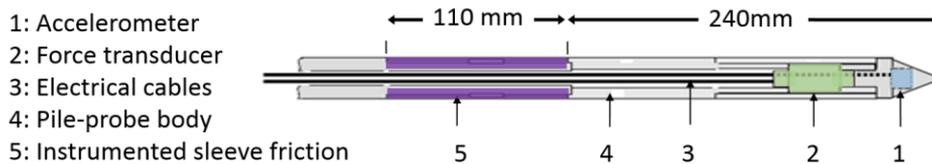


Figure 2. Coupe simplifiée de la sonde-pieu instrumenté

3. Présentation des résultats

Pour évaluer l'effet de la fréquence, un ensemble d'essais de chargement monotone et cyclique ont été réalisés (Tableau 1). Les essais ont été réalisés sur la sonde-pieu installée dans des massifs qui présentent les mêmes contraintes de consolidation et les mêmes amplitudes de chargement cyclique. Nous avons évalué l'influence de quatre fréquences de sollicitation ($f = 0,01$ Hz, 0,1 Hz, 1 Hz et 10 Hz). Pour chaque essai, la force en tête, la résistance en pointe et le frottement local ont été enregistrés. Seuls les résultats en termes de frottement local sont présentés ici.

Tableau 1. Programme expérimental réalisé

Massif N°	Etat de Consolidation	σ'_{v0} (kPa)	σ'_{h0} (kPa)	Type de chargement	Amplitude cyclique ρ_c (mm)	Fréquence f (Hz)	Nombre de cycles
5 1	NC	250	148	DC-alterné	±250	1	100000
8 2	NC	250	150	DC-alterné	±250	0,01-0,1	200,1000
11 3	NC	250	150	DC-alterné	±250	10	100000

3.1. Présentation d'un essai typique

Nous avons choisi de présenter les résultats d'essai réalisé sur le massif M1 en tant qu'essai typique.

3.1.1 Phase d'installation de la sonde

L'installation de la sonde-pieu a été réalisée par vérinage quasi-statique à l'aide d'un vérin hydraulique de longue course. Ce vérin permet d'enfoncer la sonde à vitesse constante dans le massif d'argile (vitesse d'enfoncement est de 1 mm/s pour nos essais). La sonde est enfoncée dans le massif jusqu'à ce que le manchon de frottement soit centré verticalement dans le massif. La figure 3(a) présente les résultats de la phase d'installation de la sonde en termes du frottement mobilisé sur le manchon en fonction de l'enfoncement de la sonde. Nous observons une mobilisation lorsque le manchon entre en contact avec le sol, pour un enfoncement de l'ordre de 240 mm de la pointe. Le frottement augmente ensuite progressivement jusqu'à atteindre une valeur quasi stabilisée de l'ordre de 17 kPa pour l'enfoncement final de 470 mm.

3.1.2 Phases de chargement monotone pré-cyclique

Après installation, la sonde est déchargée et laissée au repos pendant 12 heures. Cela permet la dissipation complète des surpressions interstitielles, générées dans le sol lors de l'installation de la sonde. Ce temps de dissipation est calculé en se basant sur les résultats publiés par Almeida et Parry (1985) et Kurup et al. (1994).

Nous avons ensuite réalisé deux essais de chargement statique pré-cyclique à déplacement contrôlé afin d'évaluer les caractéristiques de l'interface à la rupture. Les deux essais de chargement initiaux sont réalisés jusqu'à un déplacement de 4 mm (10 % du diamètre) Le premier chargement est réalisé à une vitesse de 30 $\mu\text{m}/\text{min}$, le deuxième étant réalisé à une vitesse de 300 $\mu\text{m}/\text{min}$. Une pause de deux heures après le premier chargement est respectée. La figure 3(b) montre les résultats correspondants.

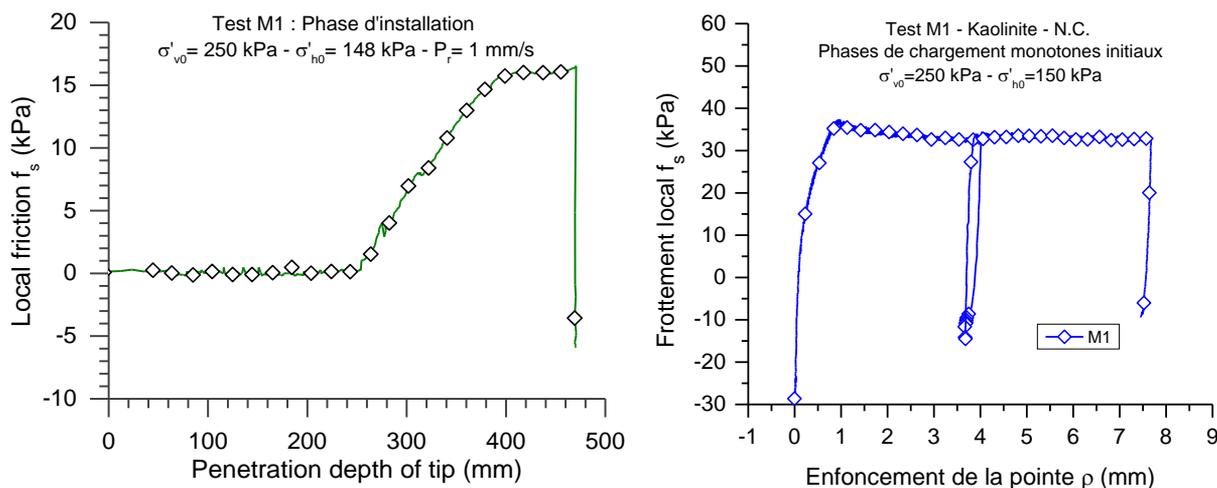


Figure 3. Résultats typiques (Massif M1) : (a) Phase installation par fonçage ; (b) Phases de chargement monotone pré-cyclique

Nous observons une mobilisation très rapide pour les deux chargements pour arriver à un plateau marqué de l'ordre de 32 kPa dans les deux cas. Il est intéressant de noter que les valeurs de rupture obtenues sont très proches pour les deux chargements, mais quasiment deux fois plus importantes que les valeurs enregistrées à l'installation. Cela est dû à la dissipation et à la reconsolidation du sol autour de la sonde avant les chargements statiques pré-cycliques.

3.1.3 Phase de chargement cyclique

Nous avons réalisé des essais de chargement cyclique à déplacement contrôlé. Cela permet d'évaluer l'évolution du frottement mobilisable au cours des cycles. Pour l'essai typique, nous avons réalisé 10^5 cycles, avec une amplitude de déplacement cyclique ρ_c égale à ± 250 microns (chargement alterné) et une fréquence de 1 Hz. Les paramètres d'essais de chargement cycliques sont définis sur la Figure 4. La forme du signal est sinusoïdale.

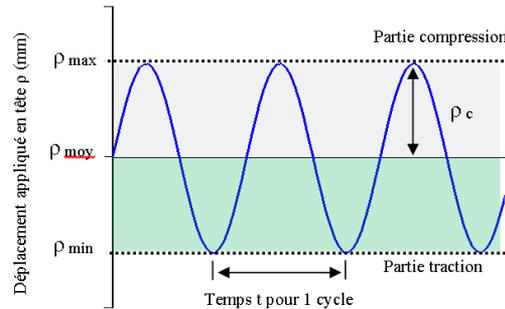


Figure 4. Définition des paramètres du chargement cyclique appliqué en tête de la sonde-pieu (Muhammed, 2015)

La figure 5(a) présente les résultats obtenus de frottement local en fonction du nombre de cycles appliqués. Nous observons dans un premier temps une dégradation claire qui démarre dès le premier cycle de chargement jusqu'à environ quarante cycles (ramollissement cyclique). Ensuite, le frottement mobilisable ré-augmente en moyenne (durcissement cyclique) jusqu'à la fin de l'essai, au bout des 10^5 cycles, avec une légère rediminition relative entre les cycles 200 et 1000 environ. Le phénomène de dégradation initial est relativement classique et a déjà été observé par d'autres auteurs à la fois sur des essais sur modèle et des essais sur site (ex. Chan and Hana, 1980 ; Poulos, 1981 ; Poulos, 1982 et Matlock *et al.*, 1982). En revanche, la phase de renforcement observée ensuite est moins connue et n'a, à notre connaissance, pas été décrite, si ce n'est dans le cas de sables secs (Bekki *et al.*, 2013) pour de très grands nombres de cycles.

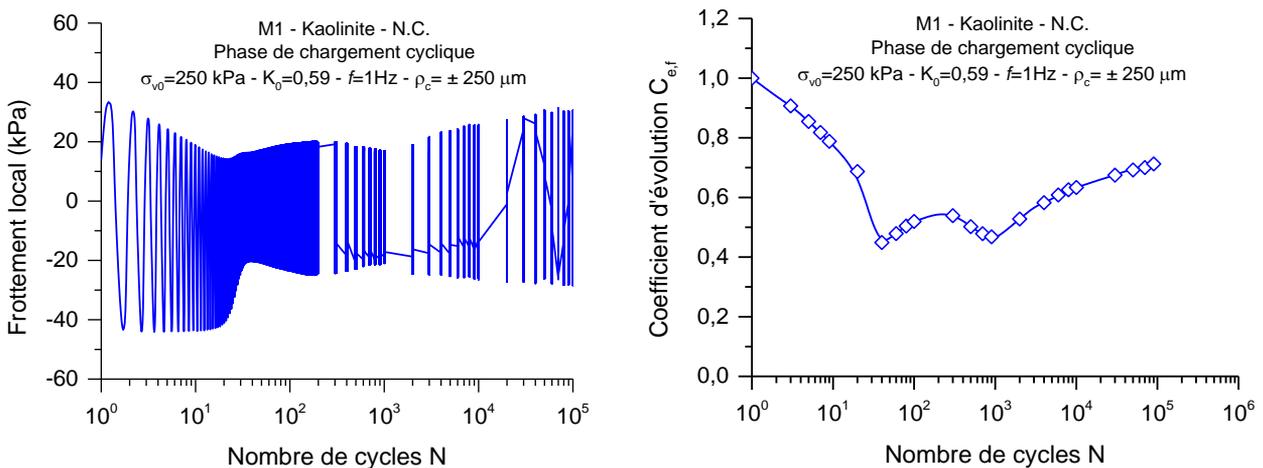


Figure 5. Essai typique - phase de chargement cyclique à déplacement imposé : (a) réponse en frottement local ; (b) coefficient d'évolution $C_{e,fs}$ fonction du nombre de cycles

Afin de pouvoir quantifier l'évolution du frottement mobilisable lors de la séquence cyclique (dégradation ou renforcement) pour la réalisation de l'étude paramétrique, Nous introduisons le coefficient d'évolution du frottement $C_{e,fs}$ de la manière suivante :

$$C_{e,fs} = \frac{f_{s,max(i)} - f_{s,min(i)}}{f_{s,max(1)} - f_{s,min(1)}} \quad (1)$$

où $f_{s,max(1)}$ et $f_{s,max(i)}$ sont les valeurs maximale du frottement mesurées au cycle 1 et i respectivement, $f_{s,min(1)}$ et $f_{s,min(i)}$ étant les valeurs minimales du frottement mesurées sur ces mêmes cycles.

Ce coefficient permet de quantifier l'évolution de la mobilisation du frottement local au cours des cycles et de distinguer de manière simple les phases de dégradation (diminution de ce coefficient) et les phases de renforcement (augmentation du coefficient). Il permet également de quantifier, par la valeur du coefficient, l'importance de la dégradation ou du renforcement par rapport au premier cycle. La figure 5(b) montre les valeurs calculées de ce coefficient pour l'essai M1. Nous retrouverons la phase de dégradation initiale jusqu'à une valeur minimale de l'ordre de 0,45 de ce coefficient, suivie par la phase de renforcement. Il est important de noter que, malgré le renforcement observé, la valeur de coefficient en fin de séquence reste inférieure à 1. L'interprétation des comportements observés est donnée par Muhammed *et al* (2016).

3.2. Influence de la fréquence

Nous avons comparé les résultats de quatre essais cycliques correspondant à des fréquences allant de 0,01 Hz à 10 Hz. Ces essais ont été réalisés sur trois massifs différents (M1, M2 et M2). Nous avons choisi une valeur assez élevée de la contrainte de consolidation et de l'amplitude de déplacement cyclique afin de pouvoir mobiliser un frottement local significatif entre la sonde et l'argile.

3.2.1 Phases de chargement statique pré-cyclique

La présentation des résultats correspondant aux chargements monotones initiaux a pour objectif de montrer la bonne répétabilité des massifs et que les différences observées lors de la phase cyclique sont dues, uniquement, à l'effet de la fréquence. Sur la Figure 6, nous regroupons les résultats des essais de chargement monotone initiaux en termes de frottement local unitaire.

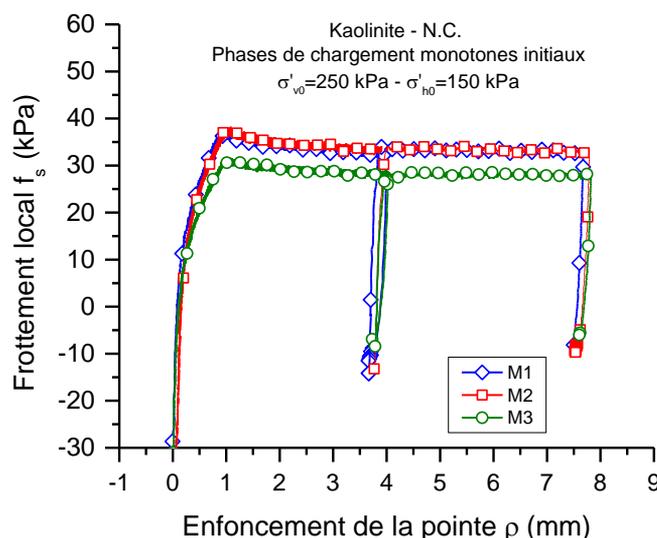


Figure 6. Mobilisation du frottement local lors des essais de chargement statiques initiaux

On remarque que les valeurs mobilisées du frottement sont très proches pour les trois massifs avec une légère différence dans le cas de M3. L'écart maximal entre les courbes est d'environ 7 % ce qui est acceptable.

3.2.2. Phase de chargement cyclique

Nous avons réalisé dans un premier temps, sur le massif M2, 200 cycles à une fréquence de 0,01 Hz, suivis de 1000 cycles à 0,1 Hz avec une pause de deux heures entre les deux essais cycliques. Sur les massifs M1 et M3, nous avons réalisé 10^5 cycles à une fréquence de 1 Hz et 10^6 cycles à une fréquence de 10 Hz, respectivement.

Le coefficient d'évolution dont la définition est décrite par l'équation (1) est utilisé pour quantifier l'influence de la fréquence sur l'évolution du frottement local en fonction du nombre de cycles. La Figure 7 présente les coefficients d'évolution correspondant au frottement local unitaire pour quatre fréquences différentes (0,01, 0,1, 1 et 10 Hz)). L'amplitude de déplacement cyclique appliqué sur la sonde, pour les quatre essais, est fixée à $\pm 250 \mu\text{m}$ et le niveau des contraintes à $\sigma'_{v0}=250 \text{ kPa}$ et $\sigma'_{h0}=150 \text{ kPa}$.

Il est important de mentionner que la comparaison entre les résultats des essais à une fréquence de 0,01, 1 et 10 Hz est quantitative puisqu'on les a réalisés sur des massifs différents. En revanche, pour l'essai réalisé à la fréquence de 0,1 Hz, la comparaison reste qualitative, due à l'histoire de chargement. Car pour cet essai, l'interface argile-pieu a déjà été soumise à 200 cycles à 0,01 Hz lors de la première séquence cyclique.

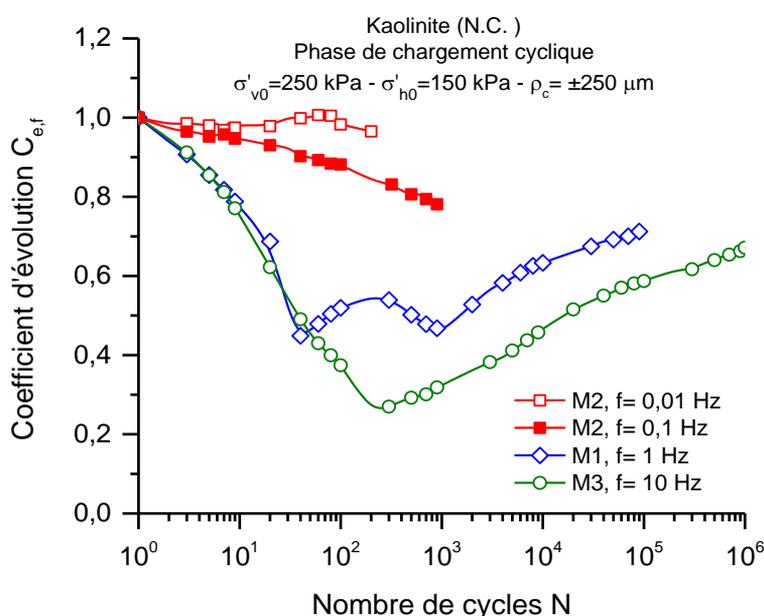


Figure 7. Influence de la fréquence de sollicitation sur les coefficients d'évolution du frottement local unitaire

Nous pouvons constater une différence nette entre l'évolution du frottement pour les quatre essais. La fréquence de 0,01 Hz ne provoque quasiment pas de dégradation, tandis que pour les fréquences plus élevées (0,1, 1 et 10 Hz), la dégradation est d'autant plus importante que la fréquence est grande. En termes de dégradation maximale, nous pouvons clairement observer que, plus la valeur de la fréquence est importante et plus la dégradation maximale l'est aussi. Nous pouvons également observer que lors du passage du régime quasi statique ($f=0,01 \text{ Hz}$) au régime dynamique ($f=10 \text{ Hz}$), le taux de dégradation augmente. L'explication de l'effet de la fréquence peut se faire par le bilan entre la vitesse de génération des surpressions interstitielles locales autour de l'interface qui dépend directement de la fréquence et la vitesse de dissipation qui dépend, elle, du coefficient de consolidation horizontale C_h du sol. Dans le cas des faibles fréquences, c'est la dissipation qui est prédominante tandis que pour les fréquences plus importantes, la vitesse de génération des surpressions interstitielles est plus importante que la vitesse de dissipation, ce qui induit une dégradation plus significative. En ce qui concerne la phase de renforcement, on observe que le taux de renforcement est quasiment le même pour les

deux fréquences de 1 et 10 Hz, ce qui est cohérent puisque la phase de renforcement dépend du C_h du matériau autour de l'interface. Les valeurs de $C_{e,f}$ pour les deux essais à une fréquence de 1 et 10 Hz est de 0,72 et 0,60 respectivement à la fin de l'essai cyclique.

4. Conclusions

Nous avons présenté un ensemble d'essais destinés à étudier l'influence de la fréquence du chargement cyclique sur l'évolution du frottement local mobilisable le long d'une sonde-pieu pour de très grands nombres de cycles. Les résultats montrent qu'une gamme de fréquences comprise entre 0,01 et 0,1 Hz (correspondant aux structures soumises à des sollicitations de type houle, vent, etc.) ne provoque pas de dégradation significative et on peut considérer que l'on est toujours dans le régime quasi statique. Pour les fréquences plus élevées (1 et 10 Hz) correspondant aux structures soumises à des chargements rapides de type séisme, chargement ferroviaire, trafic routier, etc., les dommages sont plus importants et les dégradations observées de l'interface sol-pieu dépendent fortement de la fréquence.

5. Références bibliographiques

- Almeida, M. S, and Parry, R. H. G. (1985). Small Cone Penetrometer Tests and Piezocone Tests in Laboratory Consolidated Clays. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 8, No. 1, March, pp. 14-24.
- Chan S.-F. and Hanna T.H. (1980). Repeated Loading on Single Piles in Sand. *J. Geotech. Engrg. Div.*, Vol. 106, No. 2, pp.171 188.
- Goulois, A., Whitman, R. V. and Høeg, K. (1987). Effects of Sustained Shear Stresses on the Cyclic Degradation of Clay. *NGI Publication*, Vol. 167, 16 p.
- IREX (2007) « Sollicitations cycliques en géotechnique » Etude de faisabilité en vue du montage d' un projet de recherche sur la thématique, Rapport de recherche, Avril 2007.
- Kurup, P. U., Voyiadjis, G. Z. and Tumay, M .T. (1994). Calibration Chamber Studies of Piezocone Test in Cohesive Soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 120, No. 1, January, pp. 81-107.
- Matlock, H., Bogard, D. and Cheang, L. (1982). A Laboratory Study of Axially Loaded Piles and Pile Groups Including Pore Pressure Measurements. *Proceeding of The Third International Conference on the Behavior of Offshore Structure (BOSS)*, Vol. 1, pp.105-121.
- Muhammed R. D. (2015). Etude en chambre d'étalonnage du frottement sol-pieu sous grands nombres de cycles. Application au calcul des fondations profondes dans les sols fins saturés. Thèse de doctorat de l'université Pierre et Marie Curie, 200 Pages.
- Muhammed R. D., Canou J., Dupla J.-C., Delmi H. (2016). Etude en chambre d' étalonnage du frottement sol-pieu sous grands nombres de cycles dans une argile saturée. *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur (JNGG)* – Nancy.
- Muhammed R. D., Canou J., Dupla J.-C., Tabbagh A. (2017). Laboratory Study of Local Clay-Pile Friction Evolution for Large Numbers of Cycles, *Proceedings of the 4th Congrès International de Géotechnique – Ouvrages – Structures CIGOS 2017*, 26–27 October, Ho Chi Minh City, Vietnam.
- Poulos, H.G. (1981). Some Aspects of Skin Friction of Piles in Clay Under Cyclic Loading. *Geotechnical Engineering*, 12 : pp. 1-17.
- Procter, D.C. and Khaffaf, J.H. (1987). Cyclic axial displacement tests on model piles in clay. *Géotechnique*, Vol. 37, No. 4, pp.505-509.