



**HAL**  
open science

# Modélisation numérique des inclusions rigides comme solution aux problèmes de liquéfaction

Fernando Lopez-Caballero, Arézou Modaressi

► **To cite this version:**

Fernando Lopez-Caballero, Arézou Modaressi. Modélisation numérique des inclusions rigides comme solution aux problèmes de liquéfaction. International conference on soil mechanics and geotechnical engineering, 16, Osaka, September, 2005, 2005, Osaka, Japon. pp.2681-2684. hal-00270257

**HAL Id: hal-00270257**

**<https://hal.science/hal-00270257v1>**

Submitted on 24 Aug 2022

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

# Modélisation numérique des inclusions rigides comme solution aux problèmes de liquéfaction

Fernando Lopez-Caballero & Arezou Modaressi

Laboratoire MSS-Mat, CNRS UMR 8579, Ecole Centrale Paris, 92295, Châtenay Malabry Cedex, France

**RESUME:** Le comportement non-linéaire des sols joue un rôle très important dans l'estimation des risques sismiques sur un site. Dans cette optique, nous testons la performance d'un type de solution au problème de liquéfaction, i.e. l'utilisation des inclusions rigides, sur un profil de sable donné. Pour cela, nous utilisons une modélisation numérique en termes de contraintes effectives. Le comportement du sable est modélisé à l'aide d'un modèle de comportement élastoplastique permettant de simuler entre autres des phénomènes telles que la mobilité cyclique et la densification du sable lors de chargements. L'influence des paramètres tels que l'épaisseur des inclusions et leur coefficient de perméabilité sur la réponse du profil est étudiée.

**ABSTRACT.** The non linear soil behaviour plays an important role on the seismic risk estimation. The aim of this work is to evaluate the efficiency of the confinement walls in the mitigation of a liquefiable loose, saturated sand to a shaking by using numerical methods. To simulate this model, a 2D coupled finite element model is carried out. The ECP's elastoplastic multi-mechanism model is used to represent the soil behavior in this numerical code. The influence of several parameters such as the inclusion geometry configuration, the inclusion thickness and the permeability coefficient of inclusions, on the response of the soil profile are studied.

## 1 INTRODUCTION

Dans la pratique, afin de réduire les dégâts produits dans les structures par la liquéfaction de sols lors de séismes, on utilise des méthodes telles que la mise en oeuvre des drains en graviers ou les inclusions rigides, ainsi que la densification du sol. D'après les travaux de différents chercheurs, l'efficacité de chaque méthode dépend de plusieurs paramètres (e.g. caractéristiques du signal d'entrée, propriétés du sol, etc.). L'objectif de cet article est d'étudier l'efficacité des inclusions rigides pour réduire le problème de liquéfaction dans des profils de sable lors de séismes. L'influence des paramètres tels que le signal d'entrée, le nombre d'inclusions, ainsi que leur profondeur et leur coefficient de perméabilité, sur la réponse du profil est étudiée. Pour la simulation numérique, nous utilisons une modélisation du sol en termes de contraintes effectives par la méthode des éléments finis. Le comportement du sable est modélisé à l'aide du modèle de comportement élastoplastique de l'ECP (Aubry et al. 1982 ; Hujeux, 1985). Ce modèle permet de simuler entre autres des phénomènes tels que la mobilité cyclique et la densification du sable lors de chargements.

Le modèle numérique de référence (i.e. profil de sable sans inclusions) est d'abord validé en comparant les résultats numériques avec les réponses mesurées lors d'un essai en centrifugeuse (Teymur, 2002). Afin de mesurer l'efficacité des différentes configurations utilisées, on compare l'évolution temporelle de l'incrément de pression interstitielle ( $\Delta p_w$ ) obtenue pour le profil de sol avec et sans les inclusions. Cette comparaison est faite dans le sol sous la fondation à différentes profondeurs.

## 2 MODÈLE NUMÉRIQUE

Le modèle en éléments finis est composé de trois parties : le sol de fondation, une cimentation superficielle et des parois de confinement. Le profil de sol utilisé est constitué de 10m de sable lâche saturé. On utilise un modèle bidimensionnel en déformations planes. Le profil de sol est divisé en deux couches de 4 et 6m d'épaisseur respectivement. La densité relative ( $D_r$ ) varie

entre 50 et 60% et le module de cisaillement augmente avec la profondeur. Le maillage du modèle de référence proposé (i.e. sans parois de confinement) est montré sur la Figure 1. La surface libre de la nappe phréatique se trouve au niveau de la surface du sol.

Les parois de confinement utilisées sont composées de deux inclusions de 5 m de profondeur (Figure 1). Diverses configurations ont été étudiées, en changeant l'épaisseur des inclusions (i.e. 0,5 ; 0,8 et 1,0m) et leur coefficient de perméabilité (i.e.  $k_{inc} = 10^{-4}$  m/s et  $\infty$ ). Pour les inclusions, on utilise un modèle de comportement mécanique linéaire et isotrope, avec un module de Young ( $E_{inc}$ ) de 21 GPa. Elles sont simulées en utilisant des éléments finis de type poutre d'une largeur unitaire.

Comme les frontières latérales sont considérées assez éloignées (hypothèse qui est vérifiée a posteriori) et que nous nous intéressons seulement à la propagation des ondes de cisaillement SV, des conditions imposant les mêmes déplacements dans toutes les directions pour les nœuds des deux extrémités du maillage se trouvant à la même profondeur ont été appliquées (notion des nœuds équivalents). Travaillant dans un repère mobile, les déplacements de la base sont bloqués et l'accélération horizontale est imposée à tout le modèle excepté la base, ce qui correspond à un « rocher rigide ». Afin d'étudier la réponse du modèle aux mouvements sismiques, un accélérogramme synthétique est utilisé.

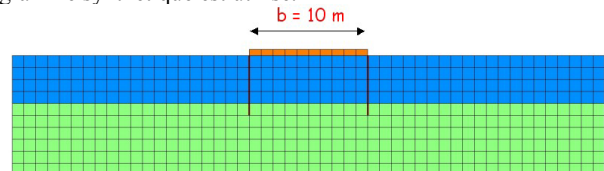


Figure 1. Géométrie considérée et maillage utilisé.

### 2.1 Modèle élastoplastique utilisé

Dans ce travail, afin de modéliser le comportement des sols nous utilisons le modèle de comportement élastoplastique de l'ECP, connu comme « modèle de Hujeux » (Aubry et al., 1982;

Hujeux, 1985), implanté dans le logiciel GEFDYN (Aubry & Modaressi, 1996). Les caractéristiques principales de ce modèle de comportement élastoplastique sont données ci-dessous.

Le modèle est écrit en termes de contraintes effectives de Terzaghi dans le cas des sols saturés. Il utilise un critère de rupture de type Coulomb et intègre le concept d'état critique. L'évolution de l'écroutissage dépend des déformations plastiques (déviatoire et volumique).

Pour prendre en compte le comportement cyclique des sols, un écroutissage cinématique, fonction des variables d'état au dernier changement de sens de charge, est utilisé. L'influence de la déformation volumique est prise en considération par l'intermédiaire de la pression critique  $p'_c$ , comme dans le modèle Cam-Clay. On se place dans le cadre de transformations infinitésimales.

## 2.2 Matériaux considérés

Comme on l'a dit précédemment, le modèle est constitué de deux couches de sable, avec des  $D_r$  entre 50 et 60%. La valeur initiale du module ( $G_{max}$ ) est calculée en utilisant la relation suivante :

$$G_{max} = 290 (p'/p_{ref})^{0.5} \quad [\text{MPa}] \quad (1)$$

Où  $p'$  correspond à la contrainte effective moyenne et  $p_{ref}$  à la contrainte de référence (1MPa). Les caractéristiques des matériaux utilisés correspondent à ceux du sable Leighton Buzzard 100/170 (Cavallaro et al. 2001). Ce sable est utilisé dans des essais en centrifugeuse à l'université de Cambridge. Les paramètres du modèle sont obtenus en utilisant la méthodologie exposée dans Modaressi & Lopez-Caballero (2001) et Lopez-Caballero (2003). Afin de vérifier que le choix des paramètres est cohérent, des essais de cisaillement cycliques sont modélisés pour les différentes conditions initiales du sable. Les réponses obtenues pour une contrainte  $p'_0 = 26\text{kPa}$  sont montrées sur la Figure 2. Les courbes sont comparées avec les courbes de référence données par Seed et al. (1986). On constate que les courbes  $G/G_{max}-\gamma$  s'ajustent bien aux courbes de référence. En revanche, pour les petites déformations ( $<10^{-4}\%$ ), il y a une sous-estimation de  $D$  et pour les grandes déformations, il y a une sur-estimation. Ceci pourrait s'améliorer en introduisant un écroutissage plus important lors des chargements cycliques.

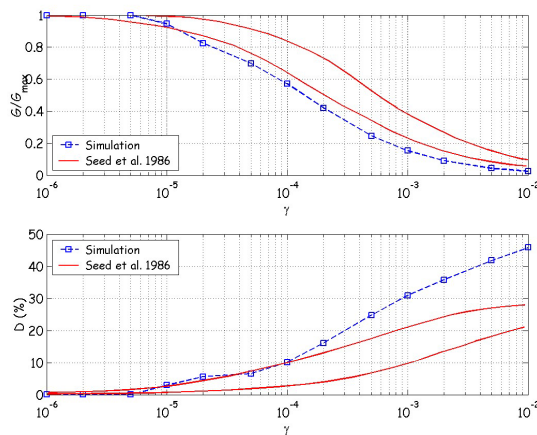


Figure 2. Comparaison des courbes  $G/G_{max}-\gamma$  et  $D-\gamma$  obtenues pour le modèle pour le sable utilisé avec celles données par Seed et al. (1986).

## 3 VALIDATION DU MODELE

Afin de valider le choix des paramètres pour le profil de référence, on compare les courbes de l'incrément de pression interstitielle dans le temps ( $\Delta p_w$ ) obtenues lors du calcul avec celles mesurées pendant un essai en centrifugeuse au Schofield Centrifuge Centre de l'Université de Cambridge (Teymur, 2002). La

comparaison est faite à trois profondeurs (1,5 ; 4,0 et 8,9m). Sur la figure 3, cette comparaison à une profondeur de 4,0m est montrée. On observe que les réponses mesurées et calculées sont très similaires.

La variation de l'accélération dans le temps mesurée à 1,5m de profondeur a aussi été comparée, tant dans le domaine temporel que fréquentiel. D'après cette comparaison, on observe que la valeur de PGA obtenue par le modèle est plus grande que celle mesurée (Figure 4). Cependant, les réponses spectrales sont très similaires. Ceci permet de valider notre modèle de référence.

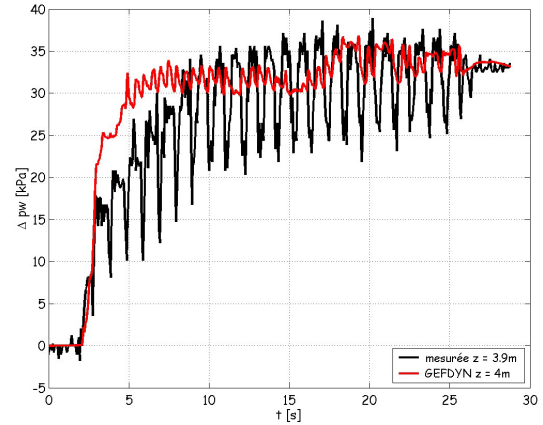


Figure 3. Comparaison de l'évolution de la surpression interstitielle calculée avec celle mesurée lors de l'essai en centrifugeuse.

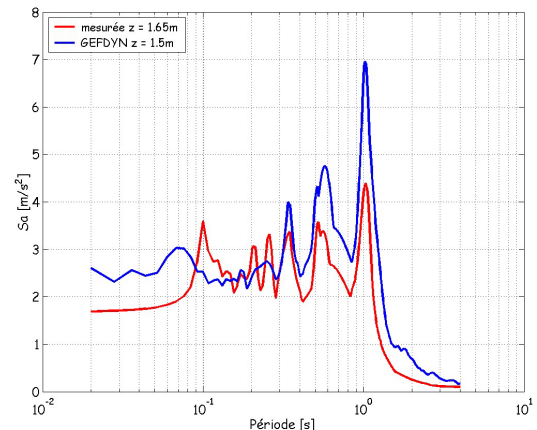


Figure 4. Comparaison des spectres de réponse en accélération calculé et mesuré lors de l'essai en centrifugeuse.

## 4 ETUDE DE LA LIQUEFACTION

Afin de définir le cas de référence pour évaluer l'efficacité des inclusions pour réduire la susceptibilité à la liquéfaction, il est nécessaire d'étudier le profil sans inclusions. Les variations du taux de pression interstitielle ( $ru = \Delta p_w/\sigma'_o$ ) dans le temps obtenues à différentes profondeurs sous la fondation sont données sur la figure 5. Le signal d'entrée correspond à un séisme synthétique. Dans ces conditions, on obtient des valeurs de  $ru$  proches de 1 (i.e. liquéfaction) pour les couches au-dessus de 4m de profondeur.

## 5 UTILISATION DES INCLUSIONS RIGIDES

Dans cette partie, on teste l'utilisation de diverses configurations des inclusions rigides dans comme solution au problème de liquéfaction. La quantification de l'efficacité de chaque configuration utilisée se fait en comparant les réponses de  $\Delta p_w$

obtenues pour les cas sans inclusions et la solution proposée. Cette comparaison est faite à quatre profondeurs (i.e. 2,0 ; 3,0 ; 4,0 et 5,0m) sous la fondation.

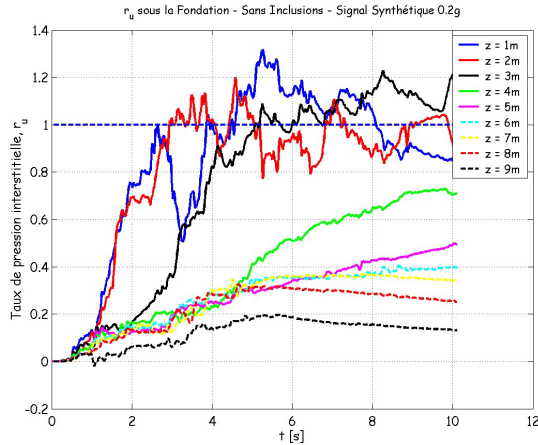


Figure 5. Variation du taux ru pour le modèle sans inclusions.

Les différents paramètres étudiés correspondent uniquement aux inclusions, et sont, leur disposition (i.e. solidaires ou séparées de la fondation), leur épaisseur et leur coefficient de perméabilité. D'autres paramètres tels que le signal d'entrée et d'autres profils de sols ne sont pas étudiés. L'importance de chacun des paramètres sélectionnés est étudiée par l'intermédiaire d'une analyse paramétrique.

### 5.1 Effet de la disposition des inclusions

Afin d'étudier l'effet des inclusions séparées de la fondation superficielle dans l'amélioration du comportement du profil de sol, on utilise le modèle de la figure 1. Dans ce modèle, chaque inclusion est séparée d'1m de la fondation, cependant la distance entre deux inclusions reste constante (i.e. 10m). Les courbes de  $\Delta p_w$  en fonction du temps, obtenues en utilisant les trois modèles (i.e. sans inclusions, avec inclusions séparées et avec inclusions solidaires), sont données sur la figure 6. D'après cette figure, pour le séisme sélectionné, le fait d'utiliser des inclusions solidaires à la fondation améliore la réponse du sol, en diminuant les niveaux de  $\Delta p_w$  obtenus. Aussi, l'utilisation d'inclusions séparées n'a pas d'effet significatif sur la réponse vis-à-vis du modèle de référence. Cela est dû au fait que, pendant le chargement sismique, les inclusions présentent des mouvements indépendants entre elles, se traduisant par une perte du confinement. En conclusion, d'après ces résultats, l'utilisation d'inclusions séparées semble ne pas être une solution efficace pour le problème de liquéfaction.

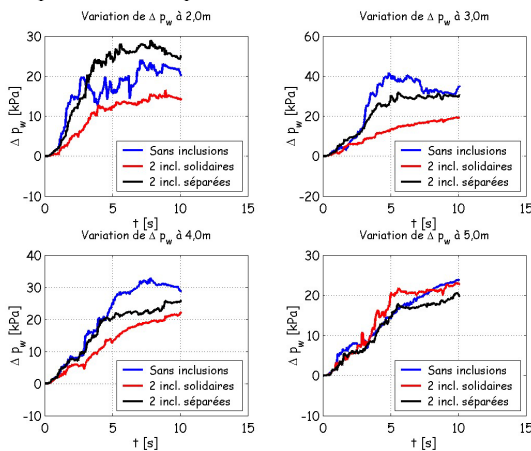


Figure 6. Influence de la disposition des inclusions sur la valeur de  $\Delta p_w$  à diverses profondeurs.

### 5.2 Effet de l'épaisseur des inclusions

Afin d'étudier l'importance de l'épaisseur des inclusions et donc de leur rigidité, dans l'amélioration du comportement du sol, on a utilisé trois tailles d'inclusions (i.e. 0,5 ; 0,8 et 1,0m) en gardant constantes les autres propriétés (i.e. profondeur, disposition, comportement, etc.). Les variations de  $\Delta p_w$  des simulations en utilisant les trois épaisseurs sont comparées à celles obtenues dans le cas sans inclusions (Figure 7). Selon ces simulations, la méthode des inclusions devient efficace pour des épaisseurs d'inclusion supérieures à 0,8m. Bien que les inclusions de 1,0m produisent une réduction de  $\Delta p_w$  plus importante au niveau superficiel (i.e. au-dessus de 4,0m), on constate qu'elles donnent un effet défavorable à des profondeurs de 5 et 6m (i.e. plus de génération de pression interstitielle) (Figure 8). Cela veut dire que l'efficacité de cette méthode est fonction de l'interaction entre l'inclusion et le sol de fondation.

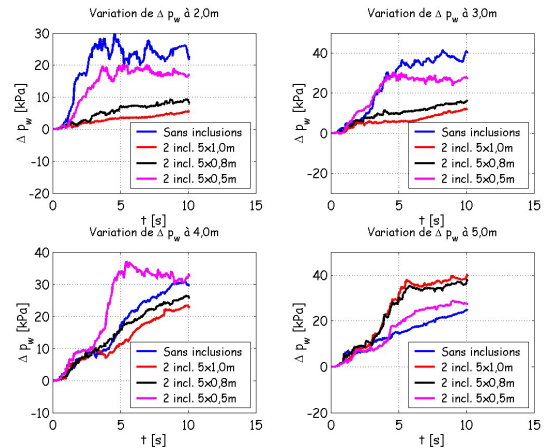


Figure 7. Influence de l'épaisseur des inclusions sur la valeur de  $\Delta p_w$  à diverses profondeurs.

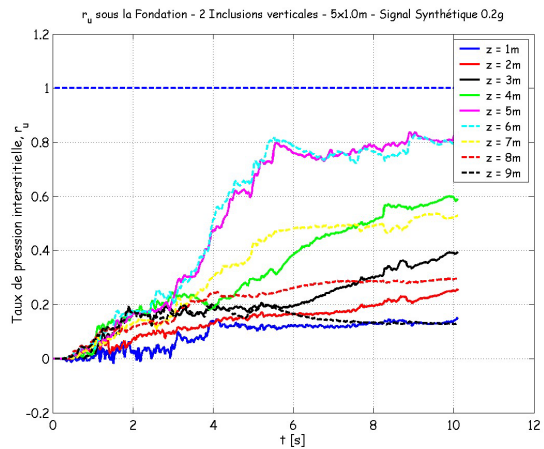


Figure 8. Variation du taux ru pour le modèle avec des inclusions de 1m d'épaisseur.

Maintenant, si l'on compare la valeur maximale des distorsions induites à différentes profondeurs du profil de sol sous la fondation, pour les quatre cas étudiés (Figure 9), il est intéressant de voir que, pour des faibles profondeurs, la valeur de la distorsion diminue lorsque la rigidité des inclusions augmente. Par contre, on trouve un comportement opposé dans le sol se trouvant en dessous des inclusions. De la même façon, si l'on compare la distribution des contraintes de cisaillement induites, on n'observe pas de grandes différences (Figure 10). D'après ces résultats, on peut en déduire que le problème de la liquéfaction, et donc, la génération de pression interstitielle dans les sables est reliée aux niveaux des distorsions induites plutôt qu'aux contraintes induites. Ces résultats sont en accord avec l'approche proposée par Dobry et al. (1982) pour l'évaluation de la liquéfaction.

### 5.3 Effet du coefficient de perméabilité des inclusions

Dans cette partie, on utilise deux valeurs de coefficient de perméabilité pour les inclusions ( $k_{inc} = 10^{-4}$  m/s et  $\infty$ ) afin d'étudier leur rôle dans l'efficacité de la méthode de confinement. Le premier coefficient correspond à celui du sol de fondation (i.e. le cas d'une inclusion trouée) et le second cas représente des inclusions creuses. La comparaison des  $\Delta p_w$  obtenues en utilisant les deux coefficients de perméabilité montre que ce paramètre n'a aucune influence dans la réponse des parois de confinement pendant le séisme (Figure 11), ce qui est normal dû aux temps de chargement faibles des séismes (i.e.  $\leq 30$ s). Par contre, il devient important pour la dissipation de la pression après le chargement.

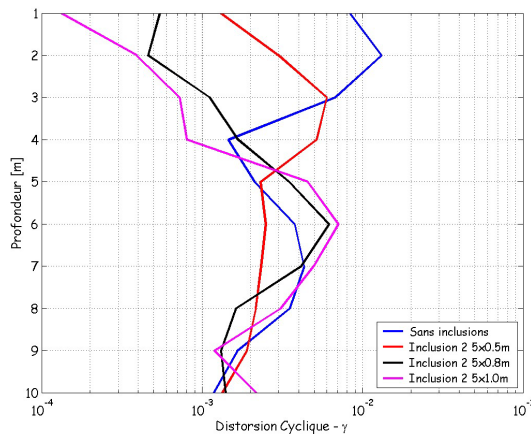


Figure 9. Influence de l'épaisseur d'inclusion dans variation de la distorsion induite dans le sol en fonction de la profondeur.

Cela signifie que l'efficacité des inclusions est due au fait de rigidifier le sol plutôt qu'au fait de permettre le drainage de l'excès de pression interstitielle. Des résultats similaires ont été trouvés expérimentalement par Liu & Dobry (1995) et Adalier et al. (2003).

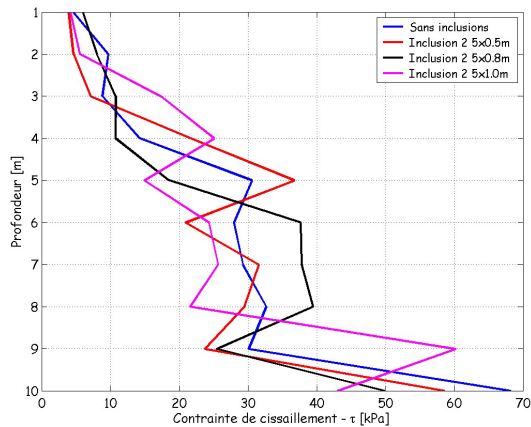


Figure 10. Influence de l'épaisseur d'inclusion dans variation de la contrainte de cisaillement induite dans le sol en fonction de la profondeur.

## 6 CONCLUSIONS

D'après les résultats obtenus, on peut conclure que l'efficacité des inclusions est principalement due au fait de rigidifier le sol plutôt qu'au fait de permettre le drainage de l'excès de pression interstitielle.

La comparaison des valeurs de  $\Delta p_w$  obtenues en utilisant les deux coefficients de perméabilité montre que ce paramètre n'a aucune influence sur la réponse des parois de confinement pendant le séisme.

L'efficacité de la méthode des inclusions rigides est fonction de leur interaction avec le sol de fondation et dans certaines conditions, elle peut produire des effets négatifs. Le problème des surpressions induites en profondeur peut être résolu en emmenant les inclusions jusqu'à une couche plus rigide ou non liquéfiable. Finalement, les inclusions doivent avoir un effet de confinement sur le sol afin d'améliorer sa réponse.

Des essais en centrifugeuse, réalisées récemment dans le cadre du projet NEMISREF, ont confirmé l'efficacité de la méthode des inclusions pour des profils de sol liquéfiables.

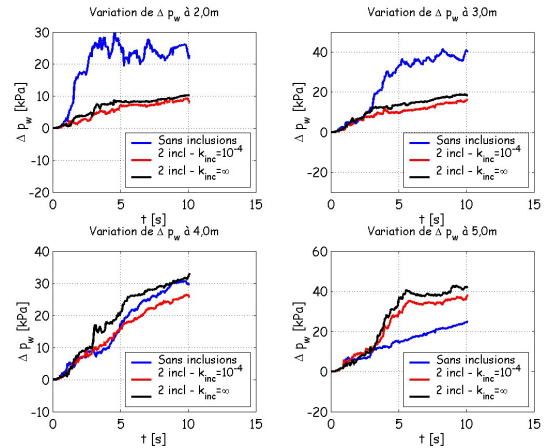


Figure 11. Influence du coefficient de perméabilité des inclusions sur la valeur de  $\Delta p_w$  à diverses profondeurs.

## REMERCIEMENTS

Ce travail a été fait dans le cadre du projet européen NEMISREF (New methods of mitigation of seismic risk on existing foundations, GRDI-40457).

## REFERENCES

- Adalier, K., Elgamal A., Meneses J., Baez, J.I. 2003. Stone columns as liquefaction countermeasure in non-plastic silty soils, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 23, no7, p. 571-584.
- Aubry, D., Hujeux, J.-C., Lassoudière, F., Meimon, Y. 1982. A double memory model with multiple mechanisms for cyclic soil behaviour, *International Symposium of Numerical Modelling in Geomechanics*, 3-13, Balkema.
- Aubry, D., Modaresi, A. 1996. GEFDYN manuel scientifique, Ecole Centrale Paris, LMSS-Mat, 1996.
- Cavallaro, A., Maugeri, M., Mazzarella R. 2001. Static and dynamic properties of Leighton Buzzard sand from laboratory test, 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, California. Eds. Prakash, paper 1.13.
- Dobry, R., Ladd, R. S., Yokel, F. Y., Chung, R. M., Powell, D. 1982. Prediction of pore water pressure buildup and liquefaction of sands during earthquakes by the cyclic strain method. *Building science series 138*, National Bureau of Standards.
- Hujeux, J.-C. 1985. Une loi de comportement pour le chargement cyclique des sols. In V. Davidovici (eds), *Génie Parasismique*, 278-302, Presses ENPC, France.
- Liu, L., Dobry R. 1995. Effect of liquefaction on lateral response of piles by centrifuge model tests. *National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER) Bulletin*, vol.9, no1, p. 7-11.
- Modaresi, A., Lopez-Caballero F. 2001. Global methodology for soil behavior identification and its application to the study of site effects. 4th International Conference on recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, California. Eds. Prakash, p 1.08.
- Seed H.B., Wong R.T., Idriss I.M., Tokimatsu K. (1986) Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 112(11), pp. 1016-1032.
- Teymur, B. (2002). The significance of boundary conditions in dynamic centrifuge modelling. PhD thesis, University of Cambridge, UK