

Effet du mode de mise en place sur le comportement statique de pieux dans l'argile fortement surconsolidée des Flandres

Effect of installation mode on the static behaviour of piles in highly overconsolidated Flanders clay

Puech A., Benzaria O.

Fugro GeoConsulting, Nanterre, France

RÉSUMÉ : Dans le cadre du projet national SOLCYP, des pieux instrumentés ont été installés par battage, forage et vissage dans l'argile surconsolidée des Flandres. Ils ont été soumis à des séries d'essais de chargements statiques et cycliques jusqu'à la rupture. Cette communication est centrée sur la comparaison des capacités ultimes et des frottements locaux obtenus sur les trois types de pieux sous chargements statiques. On s'est particulièrement attaché à montrer l'effet du mode de mise en place et de la nature du matériau sur le comportement des pieux. Les résultats sont comparés aux méthodes prévisionnelles.

ABSTRACT: As part of the French national project SOLCYP, driven, bored and screwed instrumented piles have been installed in the overconsolidated Flanders clay. Piles were submitted to series of static and cyclic load tests to failure. This paper focuses on a comparison of the ultimate capacities and local skin frictions measured on the three types of piles under static loading. The effects of the installation mode and of the nature of the material on the behaviour of the piles are emphasised. Results are compared to prediction methods.

MOTS-CLÉS: SOLCYP, pieu battu, pieu foré, pieu vissé, capacité statique, argile surconsolidée, argile des Flandres.

KEYWORDS : SOLCYP, driven pile, bored pile, screwed pile, static capacity, overconsolidated clay, Flanders clay.

1 INTRODUCTION.

Le projet national SOLCYP a pour objet essentiel de développer des méthodes de dimensionnement des pieux sous sollicitations cycliques (Puech et al., 2012). Dans le cadre de ce projet des pieux instrumentés ont été installés dans l'argile surconsolidée des Flandres. Trois modes d'installation ont été utilisés: battage, forage et vissage. Les pieux ont ensuite été soumis à des séries d'essais de chargement de type statique conventionnel et de type cyclique à charge moyenne et amplitude variables. Ces essais ont été conduits à la rupture.

Les résultats obtenus en termes de capacité ultime sous chargement statique et de frottements mobilisés sont fortement dépendants du mode de mise en place et de la réponse mécanique de l'argile des Flandres. Ils sont évalués en confrontation avec plusieurs méthodes prévisionnelles.

2 ARGILE DES FLANDRES

Le site expérimental se situe sur la commune de Merville (59) dans le Nord de la France. Il se caractérise par une couverture de limons sableux à argileux de 3.5m d'épaisseur dans lequel fluctue la nappe phréatique (-2m environ lors des essais) sous laquelle on rencontre la formation d'argile des Flandres, particulièrement homogène sur toute la zone, et d'une puissance de 40m environ.

L'argile des Flandres, géologiquement comparable à l'argile de Londres et à l'argile de Boom, s'est déposée il y a 50 millions d'années (Eocène) dans un golfe marin qui couvrait toute la zone Nord de la France, de la Belgique et du Sud Est de l'Angleterre. Elle a été recouverte par des formations tertiaires dont la sédimentation s'est poursuivie jusqu'au Pleistocène supérieur. Le niveau du sol se situait alors probablement à 200m au-dessus du niveau actuel. Les formations sus-jacentes se sont érodées. Le processus d'érosion a été suivi au Quaternaire par le dépôt d'alluvions du Flandrien. Le matériau a été soumis à des cycles de chargement/déchargement et à des processus

pérglaciaires qui associés à des phénomènes de cimentation chimique et de vieillissement ont fortement conditionné son degré de surconsolidation (OCR) apparent (Josseaume, 1998).

L'argile des Flandres présente des caractéristiques voisines de celles des argiles de Londres et de Boom (Borel et Reiffsteck, 2005) :

- faible teneur en eau (de l'ordre de 30%)
- forte plasticité (IP voisin de 50)
- forte fissuration notamment au-delà de 5m de profondeur.

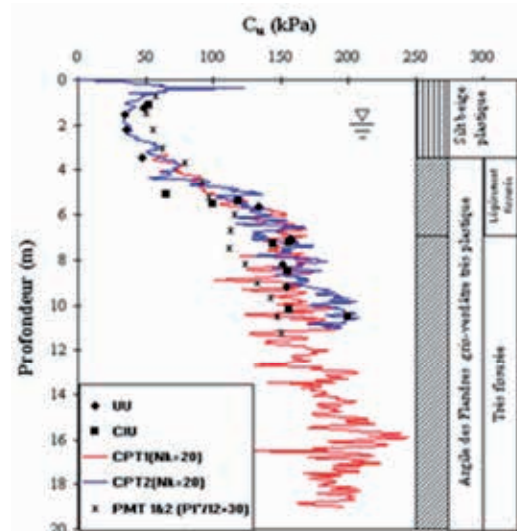


Figure 1. Conditions de sol au niveau du plot d'essais de Merville

Une campagne spécifique d'investigations a été réalisée au droit du plot d'essais comportant des essais au piézocône (CPTu), des essais au pressiomètre Ménard (PMT), des carottages continus et une série d'essais de laboratoire sur carottes. Les principaux résultats sont rassemblés sur les Figures

1 et 2 tandis que les paramètres caractéristiques qui seront utilisés pour le calcul des capacités sont indiqués dans le Tableau 1.

Tableau 1. Paramètres géotechniques caractéristiques de l'argile de Merville

z (m)	γ (kN/m ³)	Cu (kPa)	OCR	Pl* (MPa)	q _{net} (MPa)
0-0,6	20	60		0,4	1,2
0,6-2,0	18	40		0,3	0,8
2,0-3,5	7	50		0,4	1,0
3,5-6,0	8	50/140	10/16	0,5/1,0	1,0/2,8
6,0-7,5	10	140/150	16	1,0	2,8/3,0
7,5-9,5	10	150/155	14	1,0/1,3	3,0/3,1
9,5- 13	10	155/165	12	1,3/1,5	3,1/3,3

Note: Nappe à 2m sous TN; limons sableux à argileux de 0 à 3.5m; argile des Flandres fissurée à partir de 3.5m puis très fissurée au-delà.

L'argile est fortement surconsolidée mais on dispose paradoxalement de peu d'informations fiables dans la littérature. L'OCR a été estimé à partir du CPT et de la relation de Mayne (1991) : $OCR = k \cdot (q_t - \sigma_{v0}) / \sigma'_{v0}$ avec $k=0,5$. Le facteur k est fonction du type de matériau. La valeur de 0,5 a été retenue car elle donne des valeurs d'OCR compatibles avec l'épaisseur de surcharge supposée et le gradient de $q_n = q_t - \sigma_{v0}$ dans l'argile intacte. A noter que pour l'argile de Londres, Powell et al., 1989 suggèrent des valeurs de k supérieures à 1.

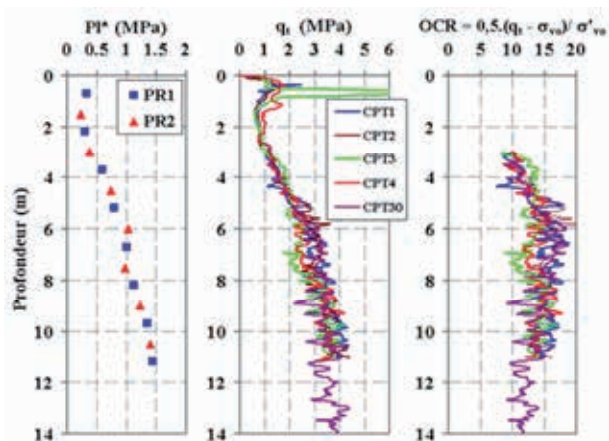


Figure 2. Profils de pression limite nette pressiométrique pl*, de résistance au cône q_t et de l'OCR sur le site de Merville

Les essais triaxiaux de type UU (non consolidés, non drainés) ou CIU (consolidés isotropiquement, non drainés) montrent des ruptures prématurées de type fragile, caractéristiques de ce type d'argile plastique fissurée et fortement surconsolidée. La rupture se caractérise par la formation de bandes de cisaillement contenant des particules réorientées, comme noté par Bond et Jardine (1991). Les valeurs de la résistance au cisaillement non drainée Cu sont corrélées à la résistance au cône par un facteur N_{kt} élevé, compatible avec la nature du matériau [$N_{kt} = (q_t - \sigma_{v0}) / Cu = 20$]. Le rapport Cu / σ'_{v0} est élevé ($1.2 < Cu / \sigma'_{v0} < 1.8$). Les valeurs de pression limite pressiométrique nette sont assez bien reliées à

Cu par la relation proposée par Amar et Jezequel (1998) : $Cu = p_i^* / 12 + 30$ avec Cu en kPa et p_i^* en MPa.

3 PIEUX TESTS ET TYPES DE CHARGEMENTS

Dix pieux de 13 mètres de fiche ont été installés par l'entreprise Franki Fondation début Mars 2011 sur le site de Merville:

- 4 pieux tubulaires (D=406mm, e=14mm) fermés à leur base, guidés dans un trou préforé de 4m de profondeur puis battus à la fiche au marteau hydraulique IHC 30; le refoulement du sol est total;
- 4 pieux forés à la tarière creuse (D=420mm): une tarière à axe creux est vissée dans le sol sans extraction notable de matériau puis extraite sans dévissage tandis que le béton est injecté simultanément par l'axe creux. La partie basse est munie d'un manchon télescopique;
- 2 pieux vissés-moulés (D=420mm): le pieu est réalisé par un outil aléueur qui pénètre le sol par une action combinée de véringage/rotation. Il est constitué d'un tube et d'un outil hélicoïdal à âme creuse qui permet le bétonnage à la remontée. Le refoulement du sol est prépondérant.

Les pieux étaient instrumentés par la technique des extensomètres amovibles permettant d'avoir accès à la distribution des charges en fonction de la profondeur et aux valeurs locales du frottement latéral (tous les mètres).

Les essais de chargement exécutés fin Mai et Juin 2011 comportaient des essais statiques conventionnels avec paliers de 1 heure (Norme NF P 94-150-2), des essais statiques rapides (paliers de 3mn) et des séries d'essais cycliques. Les essais cycliques étaient de type répété ou alterné. Les résultats ont été partiellement publiés (Benzaria et al., 2012, 2013)

On s'intéresse uniquement dans ce qui suit aux résultats des essais statiques conventionnels en compression sur les trois types de pieux.

4 RESULTATS DES ESSAIS STATIQUES

Un essai statique conventionnel en compression a été exécuté sur chaque type de pieu. Les courbes de mobilisation de la capacité statique sont présentées sur la Figure 3. Compte tenu de l'homogénéité de l'argile sur le site de Merville, les différences observées peuvent être attribuées au mode de mise en place.

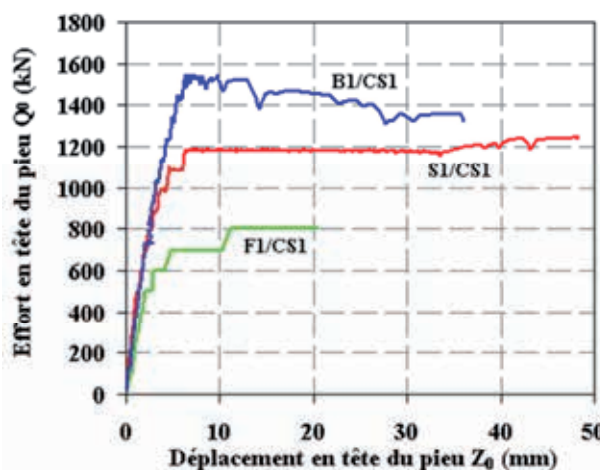


Figure 3: Courbes charge-déplacement en tête obtenues pour les essais statiques de référence sur les pieux F1, B1 et S1.

On constate:

- des écarts importants sur la capacité ultime de pic: respectivement 1530, 1250 et 800 kN pour le pieu battu B1, vissé S1 et foré F1. La différence est encore plus nette si on considère que le frottement du pieu battu est annulé sur les 4 mètres supérieurs ;

- une différence sur le comportement post-pic: le pieu battu est caractérisé par un radoucissement alors que les pieux forés et vissés montrent une rupture de type ductile. Les essais de traction effectués sur le pieu battu B4 (Benzaria et al., 2012) montrent que le radoucissement se poursuit jusque vers 80-100mm de déplacement ;
- le déplacement de la tête des pieux à la rupture est de l'ordre de 6mm (environ 1.5% du diamètre) pour les pieux refoulants B1 et S1. Il est plus élevé pour le pieu foré F1 (environ 12mm soit 3% du diamètre).

Le comportement global est confirmé par l'allure des frottements locaux. La Figure 4 montre trois courbes-types de mobilisation du frottement au même niveau (entre 8,4 et 9,4m) dans chacun des pieux. Sur l'ensemble des résultats, on note que le déplacement local nécessaire pour mobiliser le frottement maximal est sensiblement plus faible pour les pieux refoulants (3mm pour B1; 4mm pour S1) que pour le pieu foré (6mm).

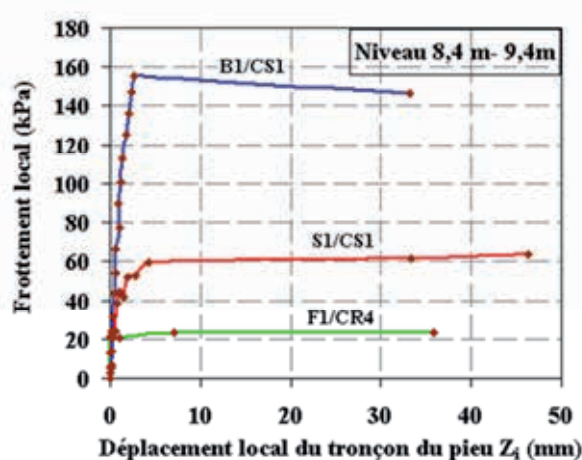


Figure 4 : Courbes-types de mobilisation du frottement au même niveau (entre 8,4 et 9,4m) dans chacun des pieux.

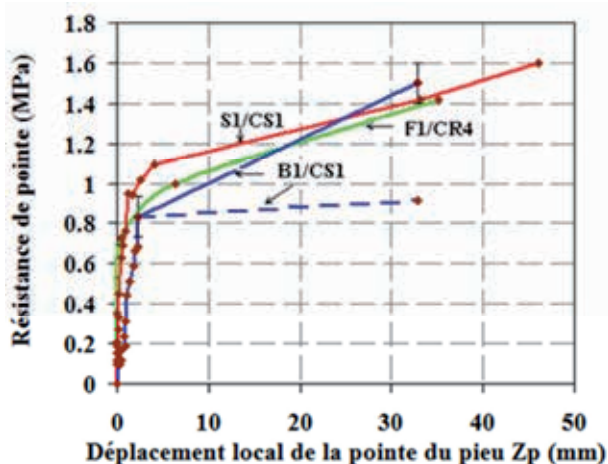


Figure 5: Courbes de mobilisation de l'effort de pointe pour chacun des pieux

La mobilisation d'effort de pointe pour les trois pieux est montrée sur la Figure 5. Les lois de mobilisation sont proches avec une réaction de la pointe rapide, ce qui dénote une réalisation soignée de la pointe du pieu foré F1. A $Z_p = 0,1 D$, la pression sous la pointe pour les trois pieux est de l'ordre de 1.5 MPa en bon accord avec la pression théorique $q_p = 9.C_u$. Le point de mesure à 33mm du pieu battu est probablement aberrant. La comparaison entre pieu battu en traction et en

compression indique par différence un effort de pointe de 200 à 250 kN dans cette gamme de déplacements (voir courbe en pointillé).

5 INTERPRÉTATION COMPARATIVE

Les données expérimentales - sous la forme des distributions de frottements locaux à la rupture - sont confrontées aux estimations des méthodes prédictives jugées les plus pertinentes. On a retenu:

- pour les pieux battus: 1) les méthodes basées sur l'interprétation directe des essais in situ (pressiomètre et pénétromètre statique) telles que présentées dans la nouvelle norme Française NF-P 94 262, 2) la méthode API RP2 GEO basée sur une approche en contraintes totales et 3) la méthode ICP développée à l'Imperial College (Jardine et al., 2005).

- pour les pieux forés seules les méthodes de la norme NF-P 94 262 seront considérées.

Dans l'approche API RP2GEO, le frottement le long d'un pieu métallique battu fermé est donné par (Eq. 1).

$$f = \alpha . C_u \quad (1)$$

avec :

C_u : résistance au cisaillement non drainée
 $\alpha = 0.5 \psi^{-0.5}$ si $\psi \leq 1$ et $\alpha = 0.5 \psi^{-0.25}$ si $\psi > 1$
 $\psi = C_u / \sigma'_{v0}$ avec σ'_{v0} = contrainte effective verticale

L'approche de l'Imperial College est une approche en contraintes effectives. Le frottement en compression sur un pieu battu est donné par (Eq. 2):

$$\tau_f = 0,8 \sigma'_{rc} . \tan \delta_f \quad (2)$$

avec: δ_f : angle d'interface sol-pieu mesuré par des essais à la boîte de cisaillement annulaire simulant le niveau de contrainte normale effective σ'_{rc} et la rugosité du pieu.

σ'_{rc} : contrainte radiale effective agissant sur le fût du pieu après dissipation des pressions interstitielles générées par le battage.

La contrainte radiale effective s'exprime par:

$$\sigma'_{rc} = K_c . \sigma'_{v0} \quad (3)$$

avec:

$K_c = [2 + 0.016 YSR - 0.870 \Delta I_{vy}] YSR^{0.42} (h/R)^{-0.2}$
 YSR est le degré de surconsolidation apparent (OCR)

$\Delta I_{vy} = \log_{10} S_t$ avec S_t = sensibilité

h/R est la distance normalisée de la base du pieu par rapport au point de calcul. Ce terme quantifie la dégradation du frottement due au battage ("friction fatigue")

On a reporté sur la Figure 6 les valeurs du frottement local mesurées sur le pieu B1 au pic ainsi que les distributions des frottements calculées par les méthodes prédictives.

Les méthodes de la norme NF-P 94 262 pour les pieux battus basées sur le CPT ou le PMT donnent des frottements anormalement bas, qui confirment le caractère conservatif des approches françaises vis à vis du pieu battu.

La méthode API RP2GEO, appliquée pour les fondations offshore, donne des valeurs plus réalistes mais inférieures aux mesures.

La méthode ICP a été appliquée en considérant les valeurs d'OCR indiquées dans le Tableau 1 et des valeurs d'angle d'interface sol-pieu telles que mesurées sur trois essais à la boîte de cisaillement annulaire de Bromhead en appliquant la

procédure décrite dans Jardine et al. (2005). Les valeurs de pic δ_{pic} et à grands déplacements relatifs δ_{res} sont respectivement de l'ordre de 21° et 14°. Ces valeurs sont en bon accord avec les valeurs obtenues par Bond et Jardine (1991) sur l'argile de Londres et les bases de données actuelles (Jardine et al., 2005)

Les valeurs de frottements obtenues par la méthode ICP en utilisant la valeur δ_{pic} sont les plus proches des valeurs mesurées. Elles rendent compte des fortes valeurs mobilisées dans l'argile des Flandres intacte au-delà de 7m de pénétration et de l'effet de dégradation du frottement dû au battage dans les couches supérieures entre 4 et 7m.

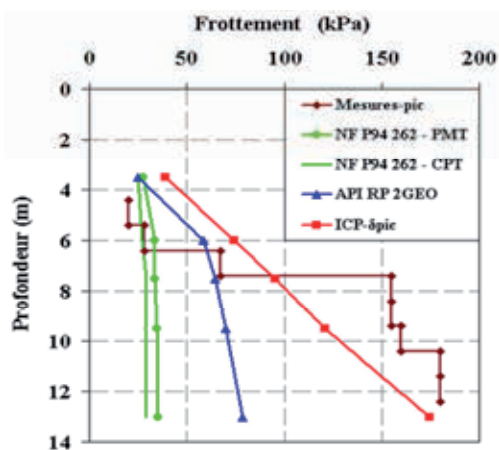


Figure 6: Comparaison des valeurs du frottement local mesurées et calculées sur le pieu battu B1.

La Figure 7 permet de comparer les valeurs du frottement local mesurées et calculées sur les pieux foré F1 et vissé S1.

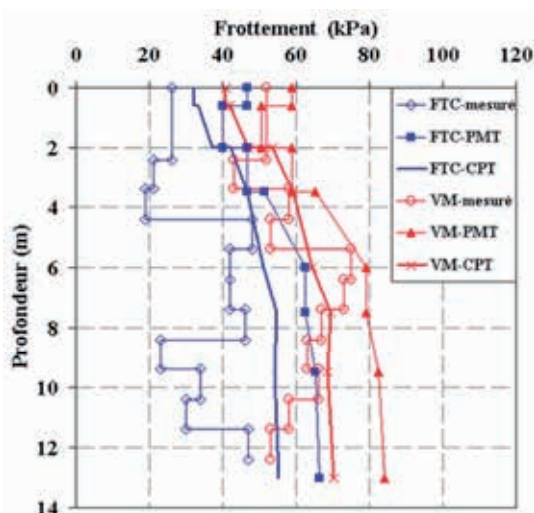


Figure 7: Comparaison des valeurs du frottement local mesurées et calculées sur les pieux foré F1 et vissé S1.

Les méthodes de la norme NF-P 94 262 pour les pieux vissés moulés donnent des frottements réalistes. Pour les pieux forés les frottements sont légèrement surestimés dans l'argile des Flandres.

6 CONCLUSION

Le mode de mise en place influe très fortement sur la capacité statique de pieux dans les argiles fissurées, fortement plastiques et surconsolidées telles que l'argile des Flandres.

Le pieu métallique battu fermé, fortement refoulant, mobilise des frottements très élevés (> 150kPa) égaux ou supérieurs à la valeur locale de la cohésion drainée du matériau.

Le pieu foré à la tarière creuse non refoulant mobilise des frottements nettement inférieurs (de l'ordre de 40kPa).

Le pieu vissé moulé partiellement refoulant mobilise des frottements sensiblement plus élevés (de l'ordre de 60kPa)

La méthode ICP en contraintes effectives est la seule méthode considérée qui permette, dans ce type de matériau, de rendre compte des très fortes valeurs de frottement enregistrées sur les pieux battus.

Les méthodes de la norme française NF-P 94 262 basées sur les essais in situ prédisent de manière assez réaliste le frottement des pieux vissés et surestiment légèrement celui des pieux à la tarière creuse. Elles sous-estiment fortement les frottements sur les pieux métalliques battus fermés.

7 REMERCIEMENTS

Les résultats présentés dans cette communication ont été acquis dans le cadre du Projet National Français SOLCYP. SOLCYP est un projet de recherche sur le comportement des pieux soumis à des sollicitations cycliques, regroupant 12 entreprises et bureaux d'études du génie civil et 6 organismes universitaires et de recherche. Il est piloté par l'IREX et financé par les partenaires, l'Agence Nationale de la Recherche, le Ministère de l'Ecologie, du Développement Durable et de l'Energie et la Fédération Nationale des Travaux Publics. Les auteurs remercient les partenaires du projet d'avoir autorisé la publication de ces données.

8 REFERENCES

- AFNOR. 1999. NF P 94-150-2. Norme Française. Sols: Reconnaissance et Essais – Essai statique de pieu sous effort axial – Partie 1: en compression et Partie 2: en traction.
- AFNOR. 2012. NF P 94 262. Norme d'application de la Norme Française NF EN 1997-1. Fondations profondes
- API RP2GEO (2011) API Recommended Practice, Geotechnical and Foundation Design Considerations, First Edition, April 2011.
- Benzaria O., Le Kouby A. and Puech A. 2012. Cyclic axial load-tests on driven and bored piles in overconsolidated clay, *Offshore Site Investigation and Geotechnics*, SUT, London
- Benzaria O., Puech A. and Le Kouby A. 2013. Essais cycliques axiaux sur des pieux forés dans une argile surconsolidée. *Proceedings 18th ICSMGE, Paris*
- Bond A.J. and Jardine R.J. 1991. Effects of installing displacement piles in a high OCR clay. *Géotechnique*, 41(3) 341-363.
- Bond A.J. and Jardine R.J. 1995. Shaft capacity of displacement piles in a high OCR clay. *Géotechnique*, 45: 3–23.
- Borel S. and Reiffsteck P. 2006. Caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place. *Géotechnique et Risques Naturels*, LCPC, GT81.
- Jardine R., Chow F., Overy R. and Standing J. 2005. ICP design methods for driven piles in sands and clays. *Thomas Thelford Publishing*, London
- Josseume H. 1998. Propriétés mécaniques de l'argile des Flandres à Dunkerque et Calais. *Revue Française de Géotechnique*, N°84.
- Puech A., Canou J., Bernardini C., Pecker A., Jardine R., and Holeyman A. 2012. SOLCYP: a four year JIP on the behavior of piles under cyclic loading. *Offshore Site Investigation and Geotechnics*, SUT, London