



Etude du module de l'essai de chargement de pointe E CLT dans un site sableux à Utrecht (Pays-Bas)

Hassan Ali, Philippe Reiffsteck, Henk Van de Graaf, Almer Van Der Stoel,
François Baguelin, Claude Bacconnet, Roland Gourves

► To cite this version:

Hassan Ali, Philippe Reiffsteck, Henk Van de Graaf, Almer Van Der Stoel, François Baguelin, et al.. Etude du module de l'essai de chargement de pointe E CLT dans un site sableux à Utrecht (Pays-Bas). Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur, Jul 2010, France. pp 9-16, 2010. <hal-00587831>

HAL Id: hal-00587831

<https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-00587831>

Submitted on 21 Apr 2011

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.

ETUDE DU MODULE DE L'ESSAI DE CHARGEMENT DE POINTE E_{CLT} DANS UN SITE SABLEUX A UTRECHT (PAYS- BAS)

CONE LOADING TEST DEFORMATION MODULUS E_{CLT} STUDY IN A SANDY SITE IN UTRECHT (THE NETHERLANDS)

Hassan ALI⁽¹⁾⁽⁵⁾, Philippe REIFFSTECK⁽¹⁾, Henk VAN DE GRAAF⁽²⁾, Almer VAN DER STOEL⁽³⁾, François BAGUELIN⁽⁴⁾, Claude BACCONNET⁽⁵⁾, Roland GOURVES⁽⁵⁾

⁽¹⁾ Université Paris Est, LCPC, Paris, France

⁽²⁾ Lankelma, Oirschot, Pays-Bas

⁽³⁾ Crux Engineering Amsterdam /NLDA /Université Twente, Pays-Bas

⁽⁴⁾ Fondasol, Argenteuil, France

⁽⁵⁾ Université Blaise Pascal, Clermont Ferrand, France

RÉSUMÉ – Une comparaison est établie ici entre le module (E_{CLT}) et le module triaxial des éprouvettes de sable reconstituées en laboratoire. On montre que le module triaxial reste dans des proportions acceptables par rapport au module CLT, tant que l'état initial de l'éprouvette est représentatif de la densité en place. Cet essai constitue une alternative intéressante pour obtenir un module dans les sables.

ABSTRACT – A comparison is made here between the modulus (E_{CLT}) and the triaxial modulus of sand specimens reconstituted in laboratory. It is shown that the triaxial modulus remains in acceptable proportions compared to CLT modulus, as long as the initial state of the specimen is representative of the density in place. This test constitutes an interesting alternative to obtain a modulus in sands.

1. Introduction

Cette publication est consacrée à l'étude d'un chantier en plein centre de la ville d'Utrecht, qui consiste à construire le premier parking souterrain aux Pays-Bas à 5 niveaux de sous-sols. La conception de ce projet est un vrai défi, car elle comprend des parois en béton préfabriqué précontraint, des pieux forés reprenant une charge très élevée, des fondations mixtes, ainsi que la construction extrêmement proche d'immeubles de grande hauteur. La conception du parking comprend également un canal qui s'écoulera en plein milieu de l'immeuble (Figure 1).

Le parking est une partie d'un plan beaucoup plus grand : la restructuration d'un grand centre commercial et de divertissement appelé *Hoog Catharijne* (Figure 2). Parce que les activités du projet auront lieu dans une zone densément peuplée et construite, une grande attention a été accordée à l'impact environnemental du projet.

L'espace étant extrêmement limité entre le nouveau parking souterrain à réaliser et les structures existantes, les tassements différentiels qui peuvent survenir à la suite des activités de construction ont été étudiés et pris en compte. Par conséquent, une analyse par la méthode des éléments finis a été réalisée pour le projet (Van der Stoel et al., 2009b).

Les charges concentrées (jusqu'à 21,000 kN !) équivalentes au bâtiment de grande hauteur qui doivent être placées au dessus du parking sont transférées à l'aide d'une fondation spéciale sur pieux. Une attention particulière a été accordée à

un transfert horizontal et vertical des charges parce qu'un canal est intégré dans le parking (Figures 1 et 2).

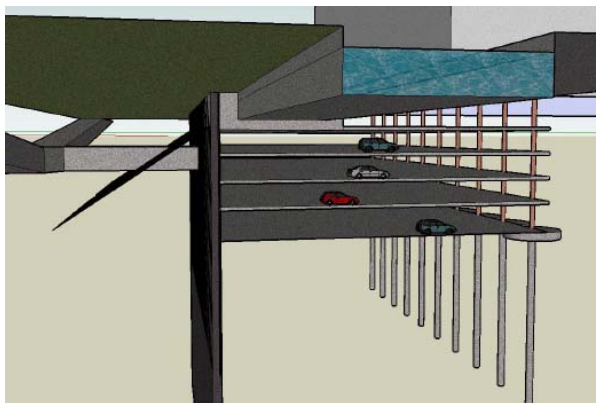


Figure 1. Le parking, avec les parois moulées, des pieux et le canal (Van der Stoel et al., 2009b)



Figure 2. Une photo du projet fini, imaginée par un artiste (Van der Stoel et al., 2009b)

2. Reconnaissance du sol

Une étude géotechnique du projet a été effectuée principalement afin de déterminer les paramètres du sol en vue de la réalisation des parois moulées. Un vaste programme de reconnaissance a été réalisé, comprenant, entre autres, des essais de pénétration statique (CPT) à 45-65m de profondeur, un forage de 63 m de profondeur avec de l'échantillonnage, des essais œdométriques et triaxiaux. Et comme une partie de la construction doit encore être démolie, un CPT a été effectué également à l'intérieur du parking existant.

Une des difficultés rencontrées lors de ce programme de reconnaissance est que le prélèvement d'échantillons non remaniés dans le sable est difficile. Comme décrit dans la nouvelle norme de forage et d'échantillonnage EN ISO/CEN 22475-1 (2005), il n'y a pas de règles concernant les techniques de prélèvement du sable sans cohésion sous la nappe, dans le but d'obtenir un échantillon de classe 1. Pendant le forage, la manutention et le transport, la densité et la structure de l'échantillon du

sable changent. Ce changement peut avoir un impact majeur sur la manière dont certains paramètres sont obtenus et donc sur la validité des calculs de conception.

Afin de valider le protocole et les résultats des essais de laboratoire, une comparaison avec l'essai de chargement de pointe (CLT) a été proposée dans le projet du nouveau Hoog Catharijne, et va nous permettre de calculer un module de déformation du sol.

Le sol se compose essentiellement d'une couche d'argile de 5 m d'épaisseur en haut, qui surmonte une couche de 50 m d'épaisseur (Figure 3.a), contenant principalement du sable (très) dense, avec une présence possible des lentilles d'argile. A 55 m de profondeur, une couche d'environ 5 m de limon sableux forme une barrière résistante à l'eau, en dessous de laquelle, une couche continue de sable fin dense est trouvée.

Une série de 15 essais de chargement de pointe a été réalisée jusqu'à 23 m de profondeur dans un seul endroit (effectuée en un jour!). Les modules de déformation obtenus à partir de l'essai de chargement de pointe sont ensuite corrélés à ceux des essais triaxiaux effectués sur des échantillons reconstruits artificiellement à partir des éprouvettes ayant une densité la plus proche possible de celle in situ.

Les essais triaxiaux sont de type consolidés drainés (consolidation isotrope) et les échantillons ont été préparés de la façon suivante :

- Détermination de la densité relative en fonction de la résistance de pointe (Baldi et al, 1986) (Figure 4). En effet, la couche de sable très dense entre (NAP-2m) et (NAP-7m) présente des densités relatives d'un peu plus de 100%
- Détermination de la densité maximale et minimale de l'échantillon
- Calcul de la densité du spécimen

La reconstitution de l'échantillon avec la densité désirée a échoué pour les profondeurs d'échantillonnage où une très haute densité relative a été constatée (Figure 3.b).

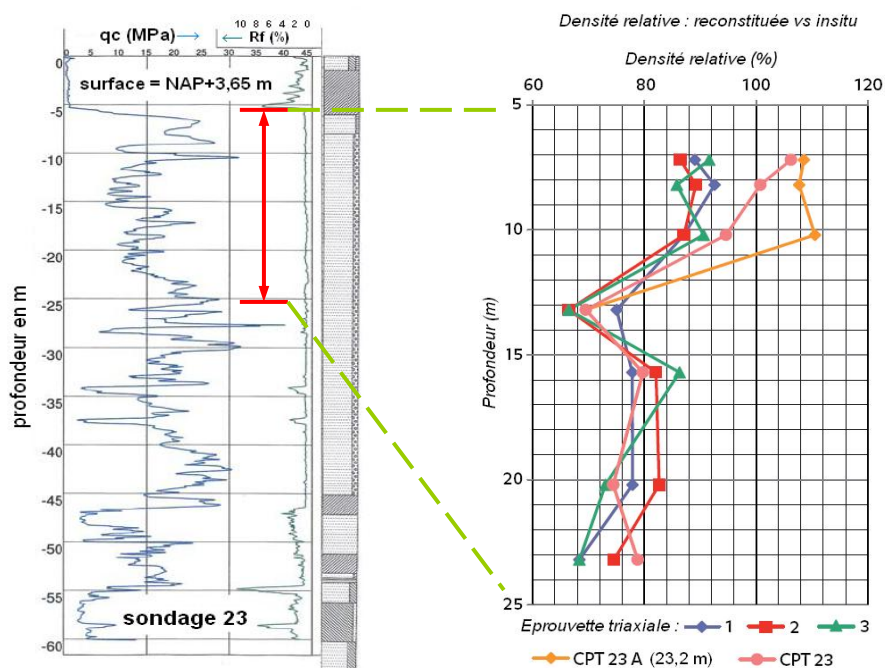


Figure 3. a- Pénétrogramme

b- Densité relative in situ, et reconstituée

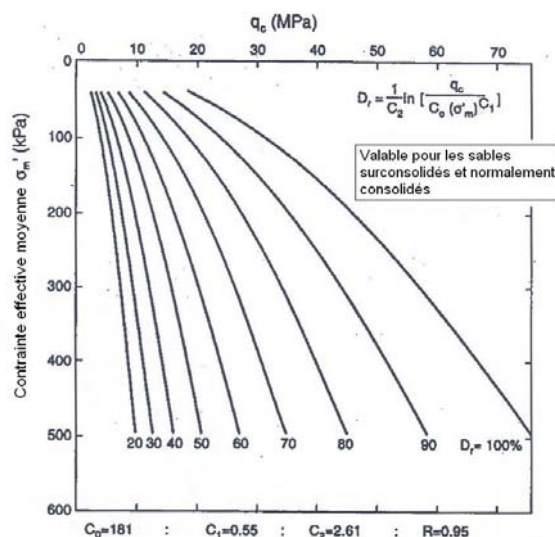


Figure 4. Diagramme de Baldi pour la détermination de la densité relative

3. Essai de chargement de pointe (Cone Loading Test)

Il y a un grand besoin d'un nouveau essai rapide pour déterminer le comportement en déformation du sol. Ceci s'applique à tous les types de sol, mais surtout pour le sable. Des essais in situ comme le pressiomètre Ménard offrent une solution, mais ils sont relativement coûteux et parfois peuvent souffrir de quelques limitations techniques. Ainsi, il est presque impossible de faire un forage à parois intactes dans un sable sans cohésion. Le dilatomètre plat a l'inconvénient que la courbe de déformation a seulement deux points. Le cône sismique donne un aperçu des propriétés de déformation, mais seulement pour de très petites déformations.

L'essai de chargement de pointe est effectué conformément à la norme de l'essai CPT, mais avec un matériel spécifique supplémentaire. Il s'agit d'un capteur de déplacement potentiométrique d'une course d'environ 50 mm et d'une pompe à main hydraulique pour contrôler les paliers de chargement. L'essai se déroule de la façon suivante : à la profondeur désirée, la pénétration classique est arrêtée et la diminution de la résistance de pointe avec le temps est mesurée. Après 5 à 10 minutes, le chargement de la pointe jusqu'à l'atteinte de la rupture du sol peut commencer. Ce chargement s'effectue par des paliers d'une durée d'une minute chacun. Le nombre de palier est fixé à 10. Le déplacement vertical de la tête du train de tiges est continuellement mesuré en tête des tiges (en surface), il est ensuite corrigé en tenant compte de la compression élastique du train des tiges (Ali et al, 2008).

3.1. Analyse des résultats

Selon le protocole expérimental que nous avons élaboré de l'essai de chargement de pointe, un temps d'attente d'environ 5 min (dans les sables) est nécessaire avant chaque essai. Ce temps d'attente permet de stabiliser la valeur de la résistance de pointe mesurée et est similaire à un essai de dissipation. Durant la première minute de dissipation, le train de tiges est maintenu bloqué et la résistance de pointe diminue lentement. Ensuite, le train de tiges est débloqué, ce qui se manifeste par une baisse soudaine et brutale de la valeur de la résistance de pointe. Puis la

résistance de pointe se stabilise jusqu'à la fin de la dissipation. Un avantage de l'essai CLT est qu'il se produit dans des conditions initiales stables et reproductibles. Cela est montré dans la Figure 5.

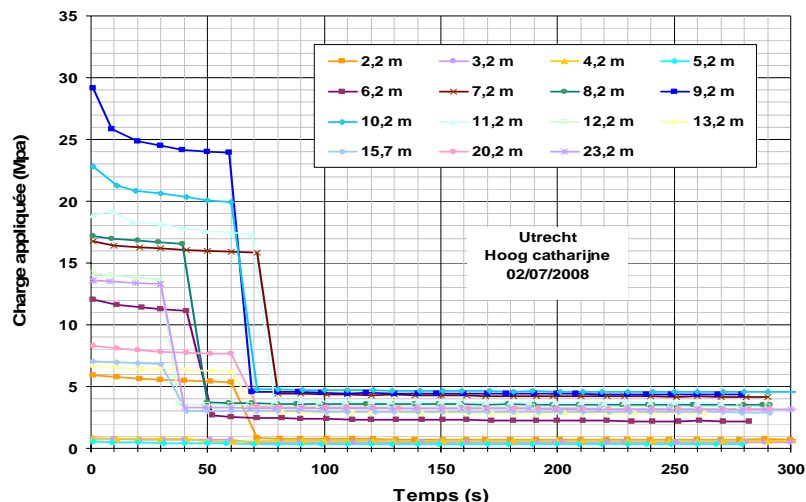


Figure 5. Courbes de dissipation de la charge appliquée sur la pointe.

Les courbes de chargement des 13 essais réalisés entre 2,2 m et 23,2 m sont présentées sur la figure 6. Elles montrent l'évolution du tassement de la pointe en fonction de la charge appliquée. Ce tassement est mesuré à la fin de chaque palier qui dure 60 secondes. La figure 6 met en évidence que les courbes obtenues sont sans artefact initial comme c'est le cas de la courbe pressiométrique.

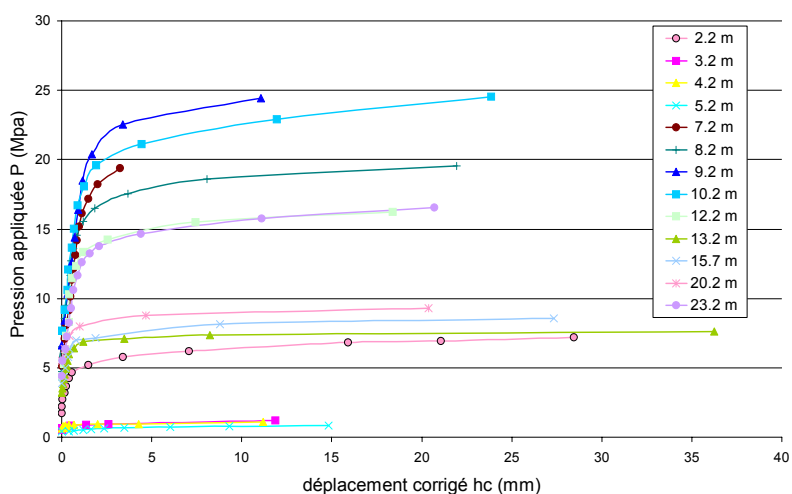


Figure 6. Courbes de chargement

Dans chaque essai, on calcule un module de déformation (équation 1) à partir de la valeur de la pente de la première partie linéaire de la courbe de chargement (Van de Graaf et al, 2007).

$$E_{CLT} = \frac{\Delta P}{\Delta h} \times 0,7R \tag{1}$$

$(\Delta P/\Delta h)$ est une approximation de la valeur de la pente de la portion de courbe de chargement considérée pour définir le module et R est le rayon de la pointe.

Cette formule du module E_{CLT} a été déterminée à partir de la formule de Boussinesq en assimilant la pointe terminée par un cône à une petite plaque circulaire rigide encastrée à une profondeur h à l'intérieur d'un massif élastique semi-infini non pesant de caractéristique E et ν (E module d'Young et ν coefficient de Poisson). Le facteur 0,7 est un coefficient qui prend compte de l'encastrement de la pointe, de la forme de celle ci mais aussi du remaniement du sol.

En se basant sur l'équation 1, un autre module de déformation est obtenu mais cette fois à 50% de chargement. Le module E_{50CLT} est calculé d'une façon analogue à celle utilisée pour le calcul du module $E_{50TRIAXIAL}$ dans l'essai triaxial

3.1.1. Discussion

La figure 7 décrit la variation des modules E_{50CLT} calculés. Elle montre aussi la variation de la résistance de pointe classique mesurée q_c (avec une vitesse de 2 cm/s), et la résistance de pointe limite q_{CLT} obtenue à la fin de l'essai de chargement de pointe.

Dans l'essai de chargement de pointe, l'enfoncement de la pointe se fait à vitesse très lente. Donc, la résistance de pointe limite q_{CLT} est inférieure à la q_c mesurée, mais cette relation dépend de la nature de la couche de sol traversée. On remarque que E_{50CLT} est environ 5 à 7 fois plus grand que la résistance de pointe dans les couches de sable.

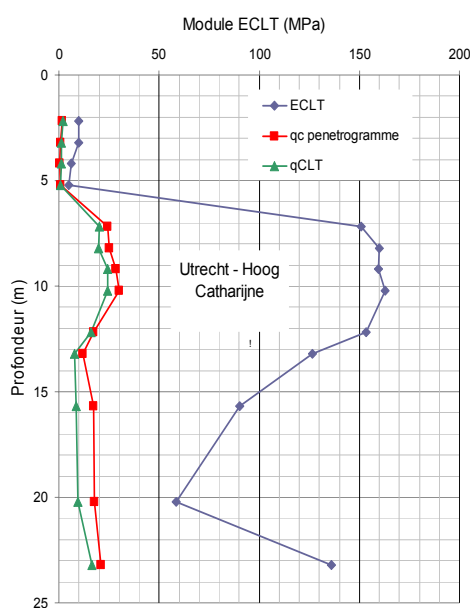


Figure 7. Variation de E_{50CLT} , q_c et q_{CLT}

La figure 8 montre la comparaison entre la résistance de pointe mesurée et les modules obtenus à partir d'essais triaxiaux. Il est remarquable que les courbes de variation des modules triaxiaux ne suivent pas celle de la résistance de pointe.

La figure 8 montre également la comparaison entre le module de l'essai de chargement de pointe et les modules triaxiaux. La pression de cellule 1, correspond approximativement au niveau de la contrainte in-situ estimée par corrélation et les pressions de cellules 2 et 3 correspondent respectivement à 1,5 fois et 2 fois le niveau de la contrainte in situ. Dans les couches de sables moyennement denses, comprise entre 15 et 23 m de profondeur, les modules de déformation obtenus à partir de l'essai de chargement de pointe E_{50CLT} sont dans le même ordre de grandeur que ceux à partir d'essais triaxiaux. Cependant, on note un niveau

étonnamment bas du module $E_{50TRIAXIAL}$ dans la couche de sable dense entre 7 et 11 m de profondeur. L'explication est que dans la préparation des échantillons pour les essais triaxiaux, la densité in situ ne pouvait pas être atteinte. Les modules de l'essai de chargement de pointe dans cette couche très dense sont 4 à 5 fois plus élevés que les modules triaxiaux. Toutefois, ils montrent une bonne corrélation avec les résistances de pointe mesurées. La constatation à faire ici, affirme que dans cette couche, les essais triaxiaux ne sont pas représentatifs à cause de leur densité trop basse.

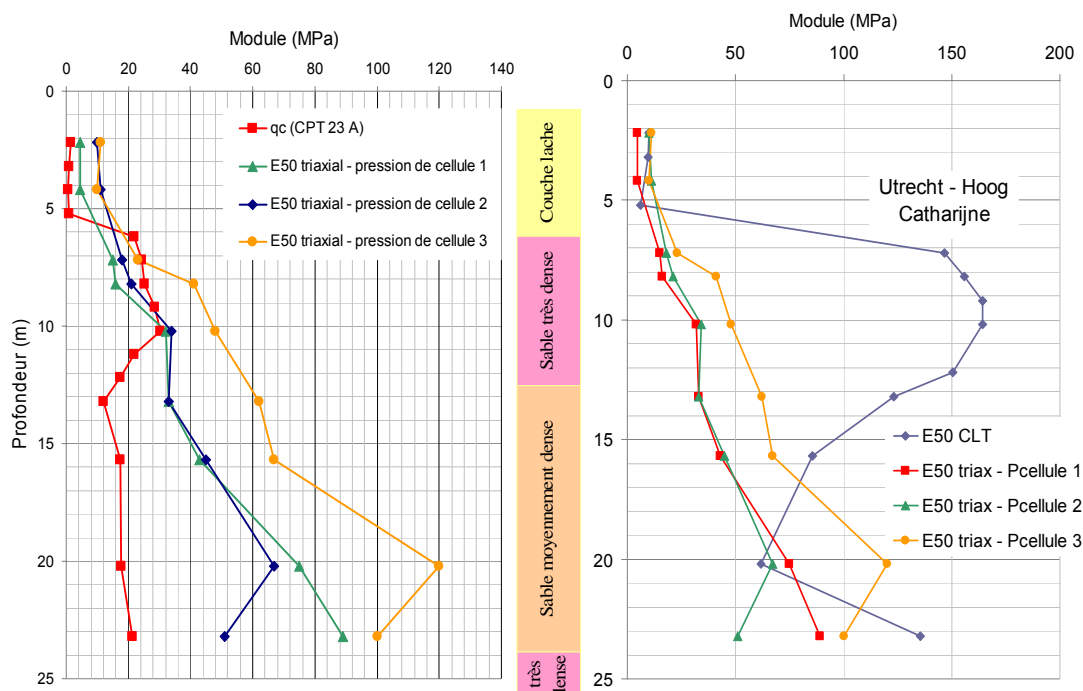


Figure 8. Comparaison de q_c avec $E_{50triaxial}$ et du module E_{50CLT} avec $E_{50triaxial}$.

Les résultats de tous les essais sont montrés dans le tableau I (Van der Stoel et al., 2009a).

Tableau I. Etude du module E_{50CLT} - tableau récapitulatif

Niveau de la nappe	Z (m)	γ' kN/m ³	σ' verticale kN/m ²	q_c MPa	E_{50CLT} MPa	$E_{50 triax}$ MPa		
						P cell 1	P cell 2	P cell 3
Au dessus	2,2	15,7	35	1,6	15	4,6	10	11
	3,2	15,7	50	0,84	10			
Au dessous	4,2	9,62	40	0,57	6	11	9,9	
	5,2	9,62	50	0,77	5			
	6,2	9,62	60	21,95				
	7,2	9,62	69	24,33	147	15	18	23
	8,2	9,62	79	25,22	156	16	21	41
	9,2	9,62	88	28,38	164			
	10,2	9,62	98	30,16	164	32	34	48
	11,2	9,62	108	21,92				
	12,2	9,62	117	17,34	150			
	13,2	9,62	127	11,97	123	33	33	62
	15,7	9,62	151	17,31	86	43	45	67
	20,2	9,62	194	17,65	62	75	67	120
23,2	9,62	223	21,16	136	89	51	100	

4. Conclusions

L'étude d'un site expérimental à Utrecht aux Pays-Bas nous a permis de calculer des modules de déformation et les comparer avec des modules obtenus à partir de l'essai triaxial. Un avantage très important de l'essai de chargement de pointe, est qu'il est représentatif de l'état de contrainte in situ, ce qui n'est pas toujours le cas de l'essai triaxial, et que sa mise en place est très reproductible avec des conditions initiales maîtrisées contrairement aux essais préforés. Ce retour d'expérience montre que notre approche est cohérente avec le comportement mécanique réel du sol testé.

L'essai de chargement de pointe présente des atouts techniques et économiques intéressants. Cet essai rapide est facilement intégré dans un essai de pénétration statique et permet d'obtenir des modules de déformation comparables avec d'autres types d'essais in situ ou au laboratoire. Cependant, quelques améliorations techniques sont prévues, essentiellement, pour le pilotage de la pression par un système automatique afin d'assurer un bon déroulement de l'essai, et une meilleure qualité des mesures.

5. Références bibliographiques

- Ali H., Reiffsteck P., Bacconnet C., Gourves R., Baguelin F., et Van de Graaf H. (2008) Facteurs d'influence de l'essai de chargement de pointe. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'ingénieur. JNGG'08. Nantes, 18-20 juin 2008.
- Ali H., Reiffsteck P., Van de Graaf H., Van der Stoel A.E.C., Baguelin F., Gourves R. & Bacconnet C. (2009) Essai de chargement de pointe : facteurs d'influence et détermination de modules de déformation. 17ème congrès international de mécanique de sols et d'ingénierie géotechnique (17th ICSMGE), 5-9 Octobre 2009, Alexandrie, Egypte.
- Baldi G., Bellotti R., Ghionna V., Jamiolkowski M. et Pasqualini E. (1986) Interpretation of CPTs and CPTUs; Second part: Drained Penetration of Sands. Proceedings of the Fourth International Geotechnical Seminar, Singapore, 143-56.
- EN ISO/CEN 22475-1 (2005) Sampling Methods and Ground Water Measurements, Technical Principles.
- Van de Graaf H.C., Reiffsteck Ph., Gourvès R., Bacconnet C. (2007) Bepaling van de Vervormingsmoduli uit de Conusbelastingsproef (en néerlandais). Journal Geotechniek, octobre 2007, Pays-Bas.
- Van der Stoel A.E.C., Vink D., Van de Graaf H.C. & Ali H. (2009a) Grondonderzoek voor het ontwerp van een 5-laags ondergrondse parkeergarage te utrecht (en néerlandais). Journal Geotechniek, avril 2009, Pays-Bas.
- Van der Stoel A.E.C., Vink D., Kluff D.J., den Nijs P. (2009b) Le Nouveau Hoog Catharijne, le défi d'une construction de 5 niveaux de sous-sols. 17ème congrès international de mécanique de sols et d'ingénierie géotechnique (17th ICSMGE), 5-9 Octobre 2009, Alexandrie, Egypte.