

L'essai de chargement de pointe : un moyen de caractérisation améliorée des sols

H. ALI¹

Université Blaise-Pascal
Clermont-Ferrand
Actuellement chargé
d'affaires à Sol Solution (63)
hassan.ali.geotech@
gmail.com

Résumé

L'essai de chargement d'une pointe pénétrométrique (*Cone Loading Test*, essai CLT) est un nouvel essai de reconnaissance des sols *in situ*, qui constitue une amélioration majeure de l'essai de pénétration statique avec une pointe piézocône (CPTu). L'essai de chargement de pointe consiste à interrompre la pénétration classique (EN ISO 22476-1) à une cote souhaitée et à réaliser un chargement par paliers successifs de la pointe jusqu'à la rupture du sol. La courbe de chargement, reliant la pression appliquée sur la pointe au tassement de celle-ci, est riche en renseignements sur la déformabilité des sols. L'essai permet une caractérisation améliorée des sols en fournissant des paramètres de déformabilité aussi bien que les paramètres de résistance obtenus lors d'un essai de pénétration statique classique. En considérant que la pointe du pénétromètre est un modèle réduit de pieu, une retombée directe de l'essai CLT est sa capacité d'être un outil de dimensionnement pour les fondations. A cet effet, une méthode directe utilisant la résistance de pointe et le frottement latéral limite de l'essai CLT a été proposée pour calculer la capacité portante et prédire le tassement d'un pieu.

Mots-clés : module de déformation, essai *in situ*, chargement de pointe, pieu.

The cone loading test: an improved soil characterization test

Abstract

The Cone Loading Test (CLT) is a new *in situ* test, which constitutes a major improvement to the piezocone penetration test (CPTu). The cone loading test consists in stopping the penetration (EN ISO 22476-1) at a desired depth, and carrying out a loading of the cone by successive load steps until the ground failure. The obtained loading curve, which relates the pressure applied on the cone in each step to the cone settlement, is rich in information regarding soil deformability. Therefore, the test allows improved soil characterization by providing deformability parameters as well as the strength parameters obtained during a CPT test. By considering that the cone penetrometer is a reduced pile model, a very practical and interesting outcome is the potential of the cone loading test to be a foundations dimensioning tool. For this purpose, a direct method using the cone resistance and limit side friction of the CLT was proposed to calculate the bearing capacity, and predict the pile settlement.

Key words: deformation, soil tests, cone loading, numerical and physical modelling, pile.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1^{er} octobre 2012.

⁽¹⁾ Monsieur Hassan Ali a obtenu le prix Jean Kerisel 2010 décerné par le Comité français de mécanique des sols et de géotechnique.

Introduction et principe de l'essai

De nombreux essais de reconnaissance permettent de déterminer une relation entre les contraintes et les déformations, mais aucun essai ne permet d'obtenir des modules de déformation valables dans toute la plage des déformations utilisée en géotechnique. Parmi les essais de reconnaissance des sols *in situ*, les essais de pénétration sont caractérisés par leur simplicité. En se basant sur l'essai de pénétration statique au piézocône (CPTu) largement employé et en profitant des avantages des essais de pénétration, nous avons développé un nouvel essai « hybride » offrant une amélioration de la caractérisation des sols en combinant le fonçage classique au pénétromètre avec un chargement incrémental de la pointe dans le but d'obtenir des paramètres de résistance aussi bien que des paramètres de déformabilité.

L'essai de chargement de pointe inclut une phase de pénétration statique classique réalisée selon un protocole précis décrit par la norme européenne EN ISO 22476-1:2006 et la norme Française NF P94-113. Il bénéficie de ce fait de tous les avantages de l'essai CPT classique, et s'applique dans un domaine assez large de reconnaissance des sols.

L'essai de chargement de pointe est simple et rapide. Son principe (Fig. 1) consiste à interrompre la pénétration classique à une cote souhaitée, qualifiée de profondeur d'essai, et à effectuer un chargement par paliers successifs ou à vitesse constante très lente de la pointe

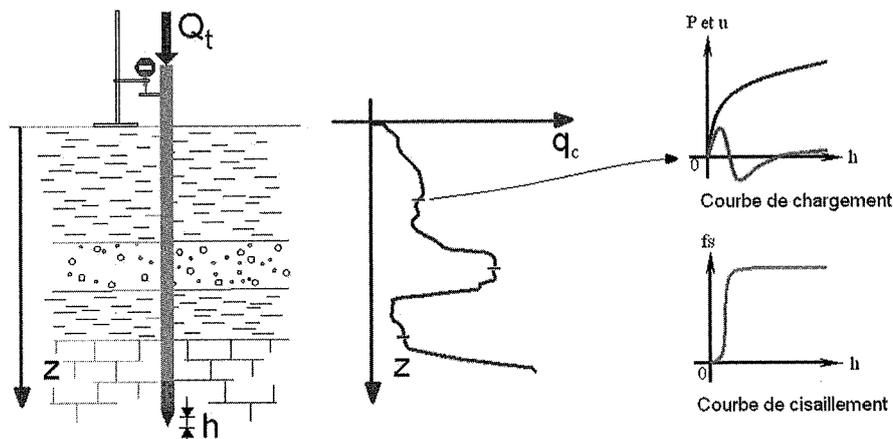


FIG. 1 Principe de l'essai de chargement de pointe.
Cone loading test principle.

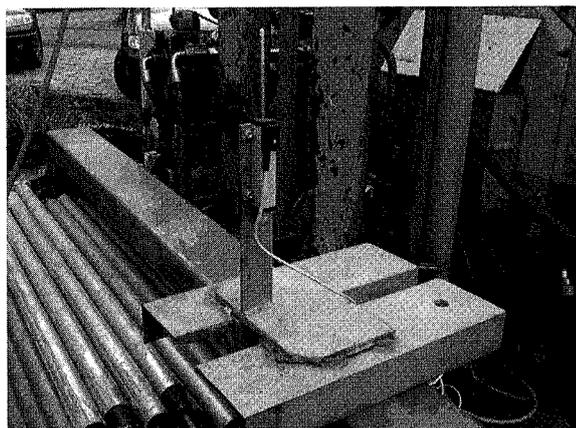


FIG. 2 Capteur de déplacement.
Cone displacement transducer.

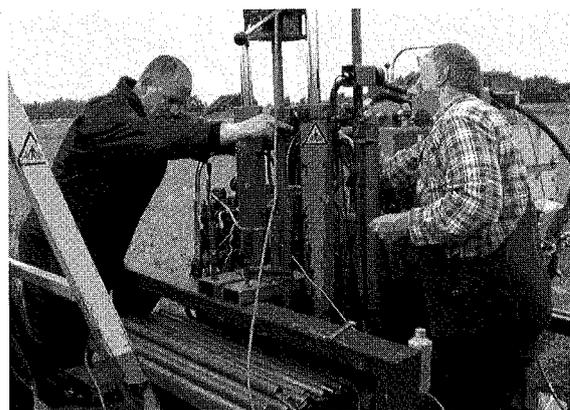


FIG. 3 Structure fixe ancrée dans le sol.
Solid fixed structure.

pénétrométrique (Faugeras *et al.*, 1983). Avant de commencer l'essai, un temps d'attente conventionnel de 10 minutes environ est nécessaire pour permettre aux surpressions interstitielles générées lors du fonçage de la pointe de commencer à se dissiper. Durant l'essai, on enregistre la courbe de chargement reliant la pression appliquée sur la pointe au tassement de celle-ci. D'autres informations sont également mesurées, comme la variation de la pression interstitielle et du frottement latéral local sur le manchon de frottement en fonction du déplacement (Fig. 1).

Installations spécifiques

L'essai de chargement de pointe est réalisé avec un matériel classique d'essais pénétrométriques en y ajoutant quelques installations spécifiques, pour réaliser la phase de chargement par paliers. Après l'arrêt du fonçage classique, et durant la phase d'attente permettant la relaxation des efforts et la dissipation des pressions interstitielles, un capteur de déplacement est installé en surface et fixé sur une structure rigide ancrée dans le sol et indépendante du bâti du pénétromètre (Figs. 2 et 3).

Le référentiel des déplacements est pris sur un plateau fixé sur le train de tiges (Fig. 4). Pour réaliser les paliers de chargement, une pompe hydraulique à main (Fig. 5) est branchée sur le circuit hydraulique du pénétromètre. Le système d'acquisition des données com-

Mode opératoire

prend, d'une part, un ordinateur portable qui permet de visualiser et d'enregistrer en temps réel les données relatives à l'essai de pénétration classique et, d'autre part, un enregistreur de données (Data-logger, Fig. 6) qui permet d'enregistrer d'une façon continue en fonction du temps (avec une mesure toutes les secondes), en plus des données de l'essai CPT classique, la valeur du déplacement de la pointe, ainsi que la pression totale en tête mesurée à l'aide d'un capteur de force branché sur le système hydraulique (Fig. 7). Une vue d'ensemble de l'appareillage est présentée sur la figure 8.

Avant de présenter le mode opératoire de l'essai CLT, il est nécessaire de rappeler que cet essai, à l'instar des essais *in situ* auxquels on est tenté de le comparer, nécessite quelques corrections afin d'aboutir lors de l'interprétation à des paramètres géotechniques comparables à ceux des autres essais. Pour définir un protocole expérimental robuste, il est nécessaire de

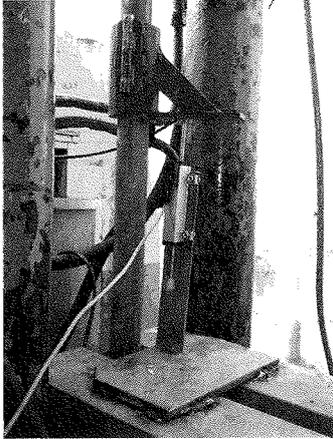


FIG. 4 Système de mesure du déplacement.
Displacement measurement system.

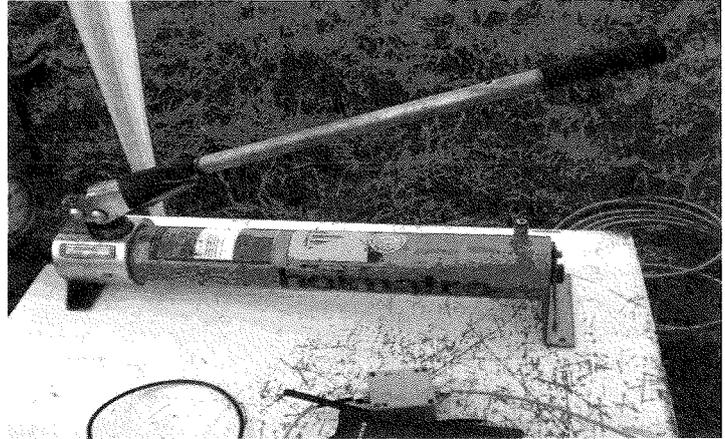


FIG. 5 Pompe à main.
Manual pump.

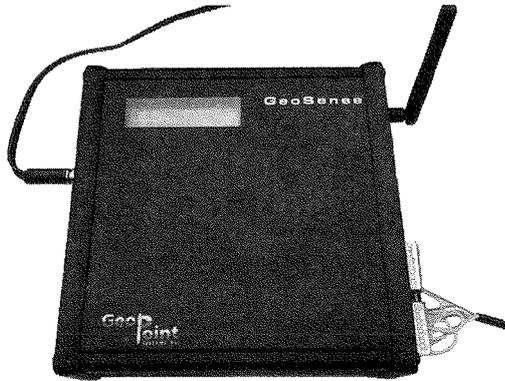


FIG. 6 Enregistreur des données.
Data-logger.

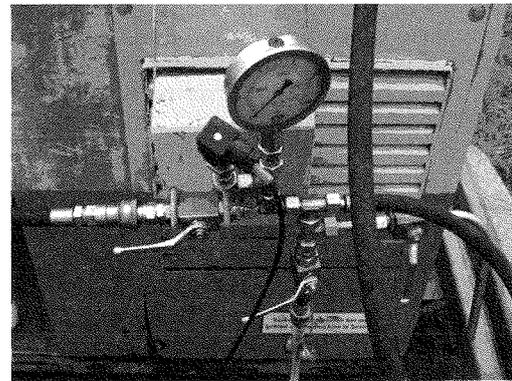


FIG. 7 Capteur de poussée totale en tête.
Total head pressure.

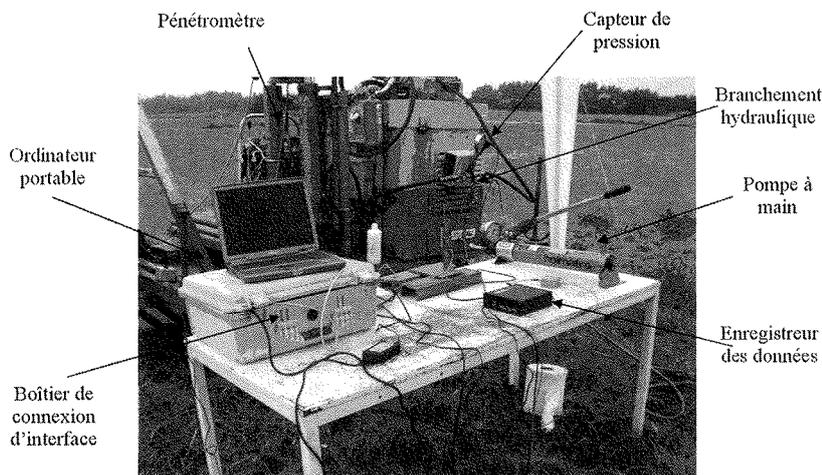


FIG. 8 Vue d'ensemble du matériel de l'essai de chargement de pointe.
General view of the cone loading test equipments.

contrôler au mieux les conditions initiales de l'essai comme la charge résiduelle admissible avant la phase de chargement ainsi que les conditions de chargement. D'autres facteurs influencent l'interprétation et imposent de réaliser des corrections sur les résultats bruts de mesure comme la compression élastique des tiges et le type de pointe utilisée (avec ou sans réducteur de frottement (Ali *et al.*, 2008)).

Le mode opératoire de l'essai se déroule en respectant des phases successives. La première phase est la mise en place du matériel permettant de positionner le pénétromètre sur le point du sondage. On distingue les étapes suivantes :

- installation de la structure de réaction (mini-chevallard ancré dans le sol avec des vis d'ancrage hélicoïdales ou lesté). La durée de cette étape dépend des conditions d'accès au site, mais aussi du type de réaction requise ;
- branchement de tous les équipements électroniques du système d'acquisition ;
- installation de la barre-support du dispositif de mesure de déplacement, indépendante du bâti du pénétromètre et fixe durant l'essai.

Il faut ensuite vérifier l'état de la pointe (propreté, état des joints et des filtres) et procéder à sa saturation. La deuxième phase consiste à réaliser d'un essai de pénétration statique classique qui fournit un pénétrogramme [$q_c = f(z)$], selon la norme EN ISO 22476-1 (2006).

L'essai de pénétration classique est ensuite suivi d'une phase de relaxation dans laquelle on arrête la pénétration à une cote souhaitée (z, q_c), qualifiée de profondeur de l'essai de chargement de pointe, en relâchant l'effort appliqué sur le système de guidage. Un temps d'attente moyen de 10 minutes environ est nécessaire pour permettre aux surpressions interstitielles de commencer à se dissiper. Après ces minutes d'attente, on débloque le train de tiges afin d'accélérer le processus de relaxation des efforts et permettre de minimiser les charges résiduelles sur la pointe. L'importance de cette procédure de déblocage a été démontrée dans une campagne dédiée, réalisée par la société Lankelma, ainsi que durant toutes les campagnes d'essais *in situ* menées dans le cadre du projet (Ali, 2010). La phase d'attente permet de mettre en place deux matériels spécifiques nécessaires pour la réalisation de l'essai de chargement de pointe, il s'agit de la pompe à main reliée au circuit hydraulique du CPT et du capteur de mesure du déplacement.

La phase essentielle de l'essai est la phase de chargement par paliers qui intervient après la phase de relaxation, signalée par l'écoulement de la durée d'attente fixée au préalable, ou par l'atteinte de la charge résiduelle finale stabilisée sur la pointe après le déblocage des tiges. Un chargement par n paliers d'intensité q_c/n (Fig. 9) peut ainsi commencer en utilisant la pompe à main. q_c est la résistance de pointe classique obtenue juste avant l'arrêt du fonçage au niveau de la profondeur voulue. Le nombre de paliers (n) dépend de la nature et de la consistance des sols, il peut varier entre 10 pour les sols peu à moyennement denses et 20 ou plus, pour les sols denses à très denses. Dans notre protocole expérimental, nous avons fixé à 10 le nombre de paliers pour avoir un nombre unique de référence, et pour se caler par rapport à d'autres essais, comme par exemple, l'essai de chargement statique de pieux (AFNOR NF P 94-150). Chaque palier est maintenu

constant pendant 60 secondes. Durant chaque palier, on enregistre la pression appliquée sur la pointe, le déplacement de la pointe, le frottement latéral sur le manchon, la pression interstitielle et la pression totale dans les vérins. Quand on atteint la charge limite de l'essai de chargement de pointe (q_{CLT}) qui se manifeste par un passage à la plasticité et des déplacements importants pour une faible variation de charge, le déchargement peut se faire par paliers ou d'une façon continue (Fig. 9).

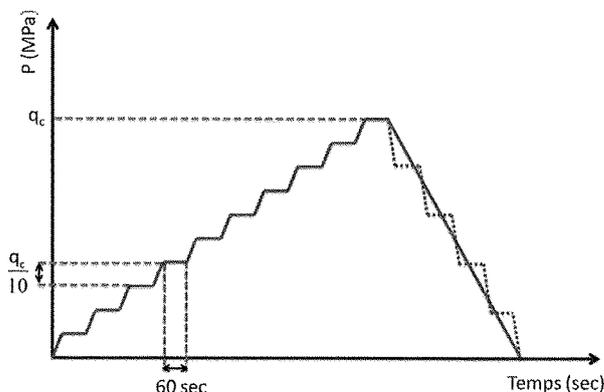


FIG. 9 Programme de chargement de l'essai de chargement de pointe.
Cone loading test program.

4

Résultats de l'essai de chargement de pointe

L'essai CLT est intégré à un essai CPT classique. Il fournit donc les paramètres mesurés comme la résistance de pointe q_c , le frottement latéral f_s , la pression interstitielle u , ainsi que des paramètres calculés comme le rapport de frottement R_f (utilisé essentiellement pour la classification des sols) et tout autre paramètre ou module issu d'une corrélation permettant d'accéder aux différentes propriétés du sol. L'essai CLT apporte également de nouvelles informations dont l'exploitation conduit à des paramètres de déformabilité aussi bien que des paramètres de résistance. Dans ce qui suit, nous présentons quelques résultats essentiels de l'essai CLT.

4.1

Courbe de chargement

Elle relie la pression appliquée sur la pointe pour chaque palier de chargement au tassement de cette dernière, mesuré au bout de 60 secondes. Cette courbe est constituée de deux parties distinctes : une première partie pseudo-élastique quasiment linéaire et une seconde partie caractérisant le passage à la plasticité sous forme d'un palier plastique (Figs. 11 et 15). L'analyse de la courbe de chargement est riche en renseignements sur la déformabilité des sols.

Frottement latéral limite $f_{s\text{CLT}}$

Le paramètre $f_{s\text{CLT}}$ est la valeur maximale obtenue à partir de la courbe de mobilisation de frottement représentant la variation du frottement mesuré sur le manchon en fonction du déplacement de la pointe (Fig. 10). La valeur de $f_{s\text{CLT}}$ ne correspond pas à la valeur de pic qui peut apparaître. Elle est définie par convention comme la valeur maximale après stabilisation du frottement latéral. Cette courbe est obtenue d'une manière analogue à celle des courbes de mobilisation d'un essai de chargement statique d'un pieu.

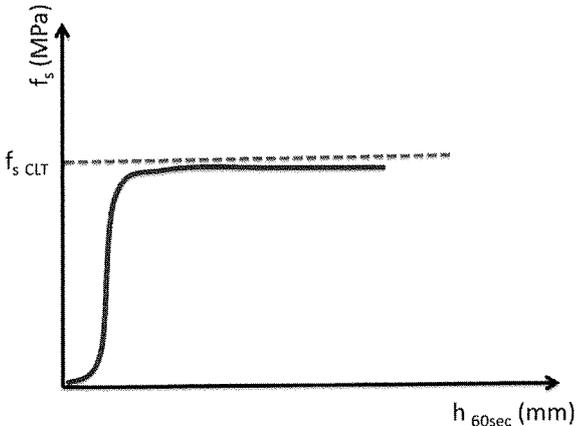


FIG. 10 Courbe de mobilisation de frottement.
Friction mobilization curve.

Charge limite q_{CLT} de l'essai de chargement de pointe

q_{CLT} est la charge maximale atteinte à la rupture lors de l'essai de chargement de pointe (Fig. 11). Cette charge limite est généralement plus petite que la résistance à la pénétration classique q_c , car elle est obtenue à une vitesse de pénétration beaucoup plus petite que 2 cm/sec.

Modules de déformation de l'essai de chargement de pointe

Le module de déformation est une caractéristique essentielle de l'essai de chargement de pointe. Il est calculé à partir de la courbe de chargement. Pour cela, on utilise la formule de Boussinesq (Faugeras *et al.*, 1983), 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) :

$$E = (1 - \nu^2) \cdot \frac{\Delta P}{\Delta h} \times \frac{\pi R}{2} \times \frac{1}{k_M} \quad (1)$$

où k_M est le coefficient d'encastrement de Mindlin, pris égal à 2 (Mindlin, 1936), l'encastrement pouvant être considéré comme infini.

Différents modules de déformation peuvent être déduits de la courbe de chargement (modules tangents et sécants ou en déchargement) (Fig. 11). Ils sont définis par des expressions dont la forme générique est

l'équation (1) où $(\Delta P/\Delta h)$ est une approximation de la valeur de la pente de la portion de courbe de chargement considérée pour définir le module.

Module tangent initial $E_{0\text{CLT}}$

Le module tangent initial est calculé à partir de l'équation suivante, application numérique de l'équation (1) :

$$E_{0\text{CLT}} = \frac{\Delta P}{\Delta h} \times 0,7 \times R \quad (2)$$

$(\Delta P/\Delta h)$ désigne la pente de la première partie linéaire caractérisant la phase pseudo-élastique de la courbe de chargement et R , le rayon de la pointe. Le facteur 0,7 est une approximation de la quantité $(1 - \nu^2) \cdot \pi/2k_M$ avec $\nu = 0,3$.

Module à 50 % de chargement $E_{50\text{CLT}}$

Le module à 50 % de chargement de l'essai CLT est déterminé comme le module $E_{50'}$ déduit des résultats d'un essai triaxial et couramment utilisé dans la pratique de l'ingénierie géotechnique. Le module E_{50} est notamment un paramètre d'entrée dans certains logiciels de calcul utilisant la méthode des éléments finis, comme le logiciel PLAXIS. Il est calculé selon la norme européenne en vigueur EN ISO/TS 17892-9 : 2004 (E) et donné par l'équation (3) :

$$E_{50\text{CLT}} = \frac{P_{50}}{\epsilon_{50}} \quad (3)$$

où P_{50} est la pression de pointe à 50 % de chargement, égale à la moitié de la pression de pointe limite (q_{CLT}) et ϵ_{50} est la déformation associée divisée par le terme $0,7R$:

$$P_{50} = \frac{q_{\text{CLT}}}{2} \quad \epsilon_{50} = \frac{\Delta h_{50}}{0,7 \times R} \quad (4)$$

Module de déchargement $E_{d\text{CLT}}$

Le module de déformation en déchargement de l'essai CLT est donné par l'équation suivante :

$$E_{d\text{CLT}} = \frac{\Delta P_d}{\Delta h_d} \times 0,7 R \quad (5)$$

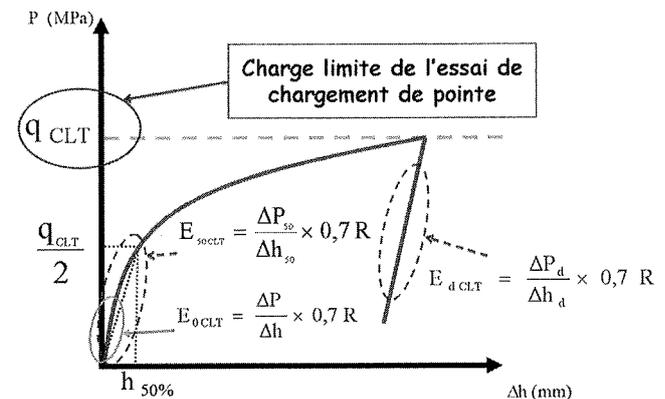


FIG. 11 Détermination des modules E_{CLT} et de la charge limite q_{CLT} .
Cone loading test limit pressure and determination of moduli.

Exploitation des résultats des essais CLT et comparaison avec d'autres essais

Le développement de l'essai de chargement de pointe doit s'appuyer sur une base expérimentale suffisamment représentative des types de sols. Plusieurs sites ont été retenus, en France, aux Pays-Bas et en Belgique. Chaque site présentait des intérêts pour le développement du projet, et était caractérisé par une classe de sol différente. Les objectifs de ces campagnes ont été, d'une part, d'affiner le protocole de l'essai et la reproductibilité des mesures et, d'autre part, de définir les méthodes d'exploitation de l'essai et la comparaison avec des essais existants. Nous présentons ci-après une synthèse des résultats des essais de chargement de pointe réalisés sur deux sites, à Limelette en Belgique et à Utrecht aux Pays-Bas.

5.1

Objectifs et enjeux du site de Limelette (campagne réalisée en avril 2010)

Comme la plupart des sites expérimentaux en France sont des sites argileux, nous étions à la recherche d'un site sableux pour valider la réalisation et l'analyse de l'essai de chargement de pointe. Le site expérimental de Limelette, propriété du Centre scientifique et technique de la construction belge (CSTC), est caractérisé par :

- la présence de plusieurs types de sol. On distingue une couche de limon (2,2-6,2 m), ensuite une couche d'argile très hétérogène (6,2-8,2 m) suivie d'une couche de sable (8,2-17 m) ;
- une vaste campagne d'essais *in situ* et au laboratoire y a déjà été réalisée : CPT, SPT, PMT, DMT, Triaxial, SASW, SCPT ;
- des essais de pieux ont été effectués : pieux vissés et pieux préfabriqués battus.

Pour concevoir un programme de reconnaissance, basé sur les essais de chargement de pointe, il a fallu analyser et tenir compte des essais réalisés par le CSTC (profondeurs, types, position), notamment les essais pressiométriques, triaxiaux, et les essais de pieux, afin de mieux définir l'implantation et les conditions de nos essais. De ce fait, nous avons réalisé trois sondages :

- 1) un sondage CPT classique jusqu'à 18 m de profondeur avec la pointe piézocône de 10 cm². Ce sondage a pour objectif de faire des comparaisons avec les résultats des sondages CPT déjà réalisés par le CSTC, tous avec une pointe de 10 cm² ;
- 2) un sondage CPT classique jusqu'à 18 m de profondeur avec la pointe de 15 cm², permettant des comparaisons avec le sondage utilisant la pointe de 10 cm² et qui est considéré comme référence pour le sondage CLT ;
- 3) un sondage avec des essais de chargement de pointe (CLT) jusqu'à 18 m de profondeur avec une pointe piézocône de 15 cm² dont l'emploi a été privilégié dans le protocole expérimental de l'essai CLT (Ali, 2010).

La zone retenue pour les trois sondages décrits ci-dessus a été choisie en respectant certains critères, comme la proximité des essais *in situ* et en laboratoire

et des essais sur pieux, mais aussi les conditions d'accès. Les cotes des essais CLT ont été fixées selon la stratigraphie du sol, de sorte qu'elles permettent une comparaison avec les essais pressiométriques, les essais triaxiaux ainsi que les essais de pieux chargés statiquement (Huybrechts et Whenham, 2003).

5.2

Panorama des résultats des essais CLT réalisés à Limelette

Le dépouillement des résultats des essais CLT est présenté ci-après. On décrit notamment les pénétrogrammes CPT classiques, les courbes de relaxation, les programmes de chargement, les courbes de chargement, la correction du déplacement mesuré, les courbes de mobilisation du frottement latéral, la charge limite et les modules de déformation.

5.2.1

Pénétrogrammes CPT classiques

Les deux sondages pénétrométriques classiques réalisés ont été conduits jusqu'à 18 m de profondeur. La figure 12 montre, pour chaque sondage, les variations de la résistance de pointe q_c , du frottement latéral local f_s et du rapport de frottement R_f en fonction de la profondeur. La stratigraphie est bien révélée par les deux sondages, malgré une légère différence au niveau de q_c et f_s due à l'hétérogénéité propre du site et à la différence des géométries des pointes (pointe débordante de 15 cm² reliée à un train de tiges de 10 cm² de section, et pointe de 10 cm² non débordante). La variation du rapport de frottement R_f met en évidence la succession des différentes couches de sol : la couche de limon (entre 2 et 6 m), la couche d'argile (entre 6 et 8 m) et la couche de sable (entre 8 et 18 m) caractérisée par un rapport de frottement $R_f < 1$ %. La nappe phréatique est rencontrée à partir de 40 m de profondeur. De ce fait, nous ne présentons pas de mesures de la pression interstitielle.

5.2.2

Courbes de relaxation des efforts

La figure 13 montre les courbes de relaxation de tous les essais dans les différentes couches de sol à Limelette. Dans la couche de sable, les courbes sont reproductibles et le rapport final P/q_c (P est la pression mesurée sur la pointe durant la relaxation ; q_c est la résistance de pointe classique au moment de l'arrêt du fonçage), après stabilisation à la fin de la phase de relaxation, varie entre 10 et 20 %. Cependant, dans les couches de limon et d'argile, on trouve un rapport final (P/q_c) compris entre 18 et 22 %. Ces valeurs confirment les conclusions de toutes les campagnes des essais de chargement de pointe (Ali, 2010). La courbe de relaxation de l'essai à 7 m présente un comportement particulier (Fig. 13), le rapport final (P/q_c) est stabilisé autour de 20 % mais augmente brusquement vers 350 s pour se stabiliser autour de 35 %, ceci s'explique par le re-blocage du vérin hydraulique durant la relaxation. Nous avons présenté ce comportement pour prouver l'importance du processus de déblocage du vérin hydraulique et son rôle majeur dans la minimisation de la charge résiduelle.

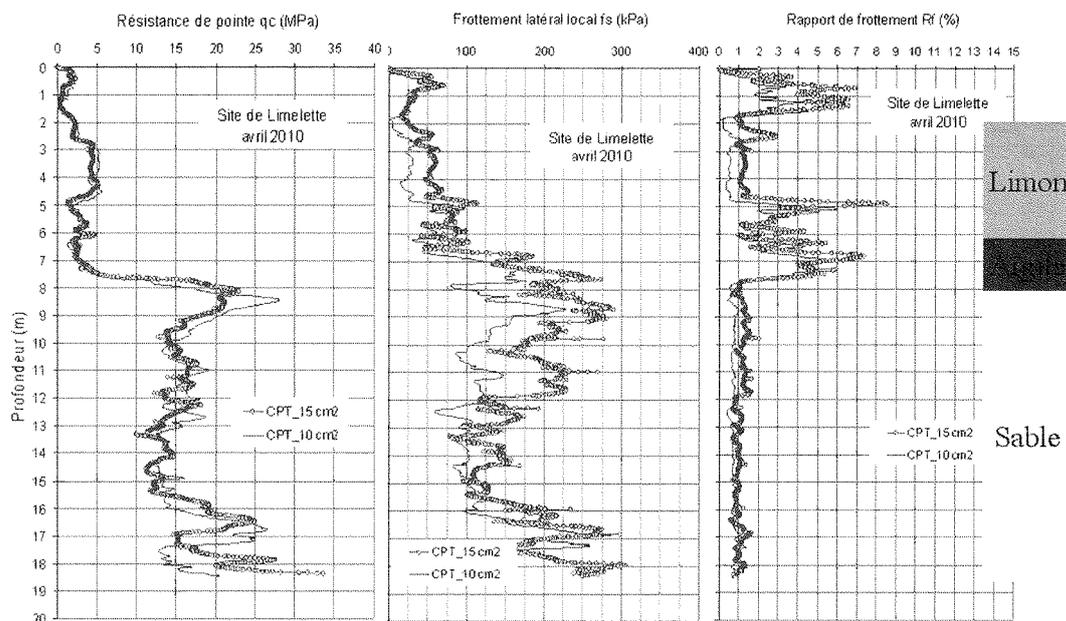


FIG. 12 Pénétrogrammes des deux sondages (15 cm² et 10 cm²) réalisés à Limelette. CPT results of the Limelette site (15 cm² and 10 cm²).

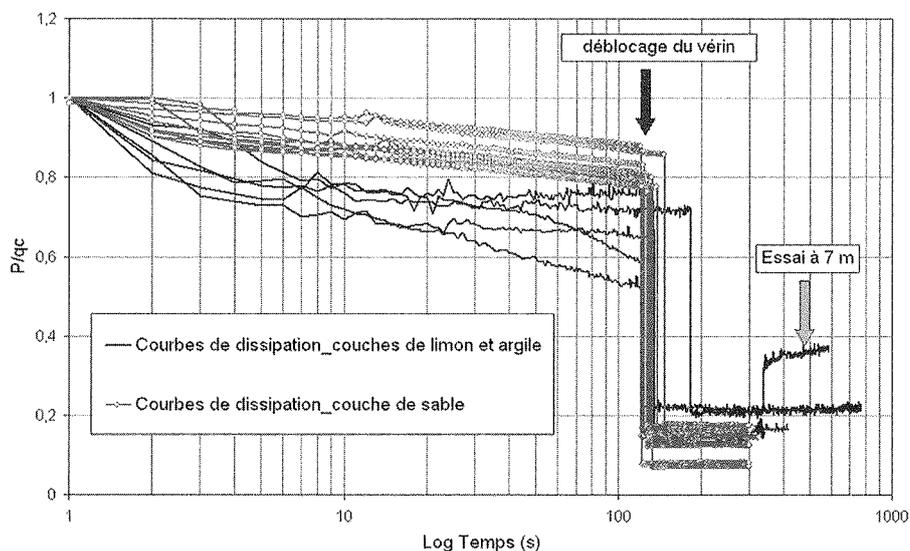


FIG. 13 Variation du rapport (P/q_c) à Limelette en fonction du Log du temps. P/q_c variation in function of time during relaxation phase.

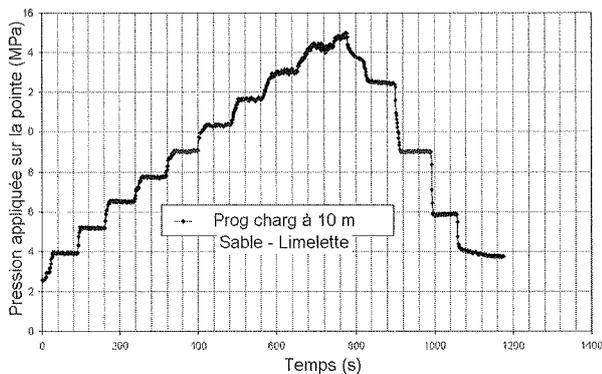
5.2.3

Programme de chargement des essais CLT

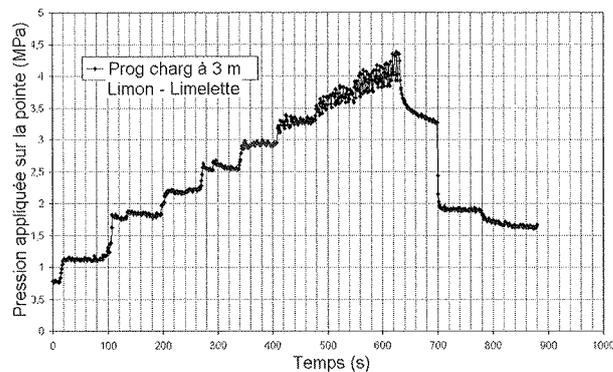
Dans la campagne de Limelette, les paliers de chargement ont été poursuivis par quelques paliers de déchargement pour obtenir une information sur le module de déformation en déchargement.

Dans les couches sableuses à partir de 8 m de profondeur, le programme de chargement a été réalisé sans aucune difficulté : on est arrivé à maintenir les

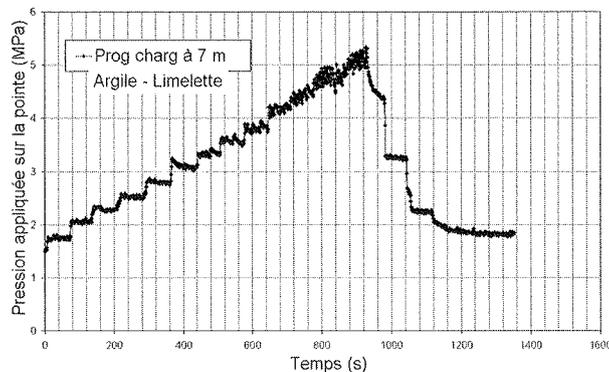
paliers stables même avec une pompe à main (Fig. 14a). Le dernier palier est plus difficile à maintenir stable, même dans la couche de sable, parce qu'on se rapproche de la rupture du sol. En revanche, dans les couches argileuses ou limoneuses jusqu'à 8 m de profondeur, le suivi du programme de chargement est moins parfait : nous avons eu du mal à maintenir le palier car la vitesse de déformation variait rapidement. La structure en escaliers des paliers est toujours présente (Fig. 14b et c) bien qu'elle ne possède pas la même régularité que celle des essais réalisés dans du sable.



a. Couche de sable à Limelette



b. Couche de limon à Limelette



c. Couche d'argile à Limelette

FIG. 14 Programmes de chargement des essais CLT.
Loading program in every soil layer.

5.2.4

Courbes de chargement CLT

Les courbes de chargement montrent la variation de la pression appliquée sur la pointe (mesurée à 60 sec, à la fin de chaque palier) en fonction du déplacement mesuré au bout de 60 sec. Nous présentons ici les courbes de chargement de tous les essais CLT réalisés à Limelette (Fig. 15a).

Toutes les courbes sont de très bonne qualité et on distingue deux fuseaux de courbes : les courbes de chargement dans la couche de sable avec des pressions maximales appliquées sur la pointe évoluant entre 10 et 22 MPa (Fig. 15a et c), et les courbes de chargement dans les deux premières couches de limon et d'argile jusqu'à 8 m de profondeur avec des pressions maximales comprises entre 1,5 et 4,8 MPa (Fig. 15a et b). Un agrandissement d'échelle (Fig. 15d) permet de distinguer une première partie quasiment linéaire sur chaque courbe de chargement dans la couche de sable, en montrant le nombre de points de mesure et la courbure à l'approche du palier.

5.2.5

Correction du déplacement de la pointe mesuré

Les courbes de chargement précédentes ont été présentées en fonction du déplacement corrigé qui

tient compte du raccourcissement élastique des tiges (Ali, 2010). La figure 16 montre quelques exemples de courbes de chargement corrigées à Limelette. On remarque que la correction devient plus importante avec la profondeur mais dépend également de la résistance de pointe maximale appliquée sur la pointe pour chaque essai. La correction est négligeable dans le cas de l'essai à 5 m, les courbes brute et corrigée sont confondues. La correction devient très importante à 18 m de profondeur.

5.2.6

Courbes de mobilisation du frottement latéral

Les courbes de mobilisation du frottement montrent la variation, en fonction du déplacement, du frottement latéral local sur le manchon de frottement pour chaque palier de chargement. Ces courbes sont présentées pour tous les essais de Limelette sur la figure 17 et classées selon les couches de sol. Dans la plupart des essais, les valeurs avant le début de chargement sont négatives et correspondent à la fin de la phase de relaxation. De la même façon, les valeurs du frottement latéral à la fin du déchargement sont négatives, surtout dans la couche de sable ; cela signifie que, suite au déchargement et au retour élastique des tiges, le sens du frottement latéral s'est inversé dans la même proportion pour un même essai.

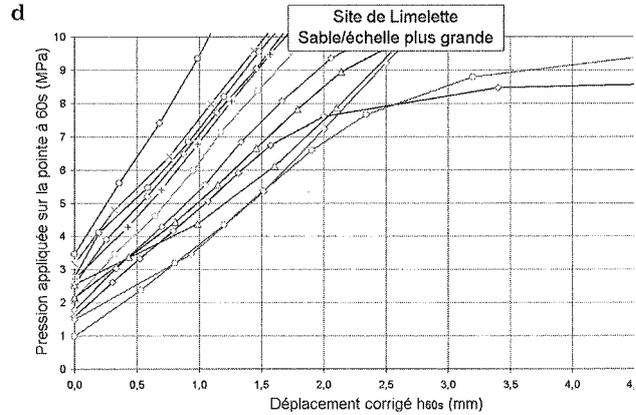
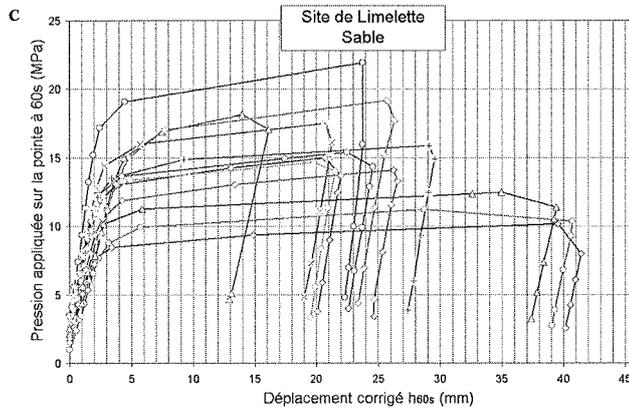
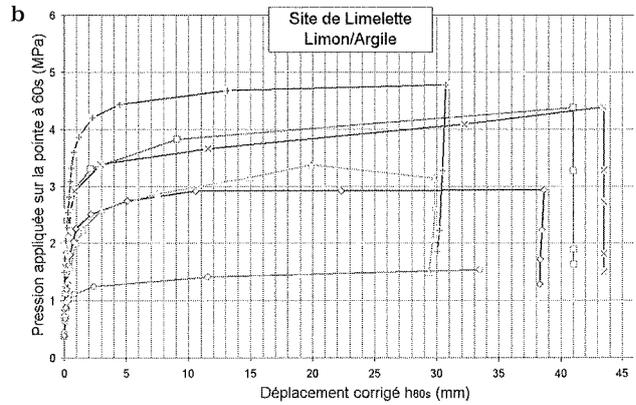
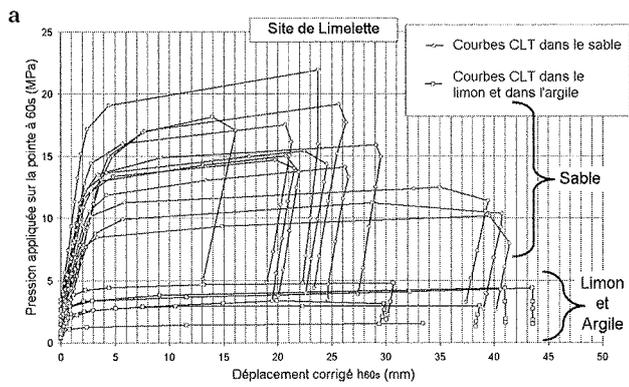


FIG. 15 Courbes de chargement pour les différentes couches de sol (Limelette).
Loading curves for each soil layer (Limelette).

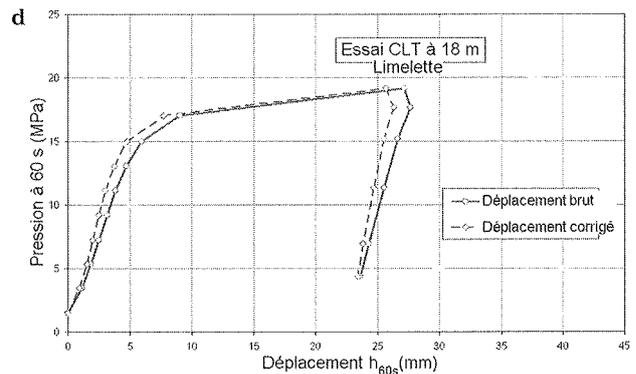
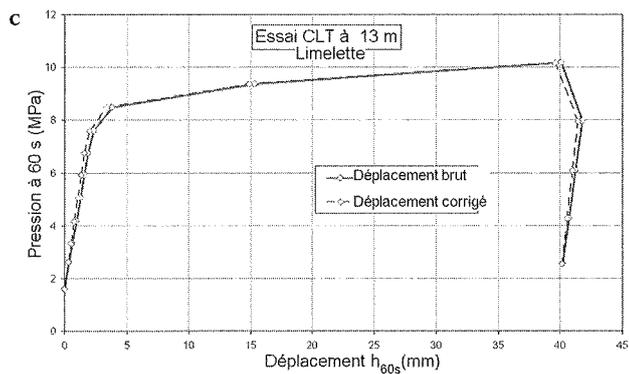
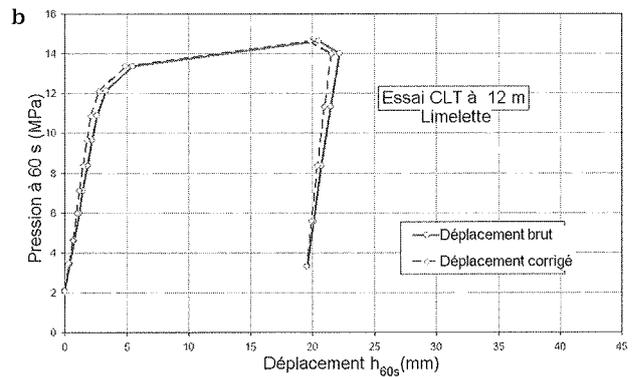
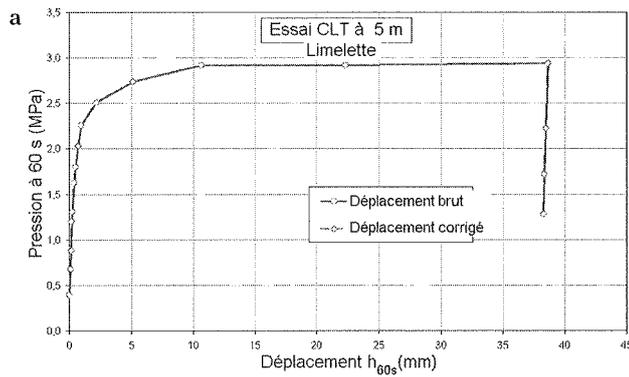


FIG. 16 Évolution de la correction en fonction de la profondeur et q_{CLT} (Limelette).
Displacement correction evolution in function of depth and q_{CLT} (Limelette).

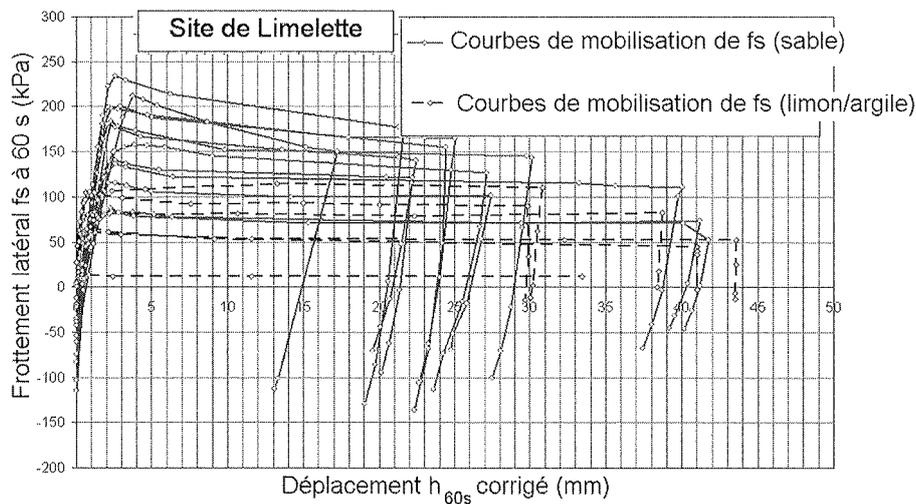


FIG. 17 Courbes de mobilisation du frottement pour tous les essais CLT à Limelette.
Friction mobilization curves of the Limelette Cone loading tests.

5.3

Charge limite et modules de déformation des essais CLT

La richesse des essais de chargement de pointe se manifeste par la grande quantité d'informations qu'on peut obtenir pour chaque essai. Deux autres paramètres sont analysés ci-après : la charge limite et le module de déformation, qui est la caractéristique la plus importante de l'essai CLT. A partir des courbes de chargement obtenues sur le site de Limelette, nous avons déduit la charge limite q_{CLT} . Les variations de la résistance de pointe classique q_c avant l'arrêt du fonçage à chaque niveau, et de la charge limite q_{CLT} sont présentées sur la figure 18 en fonction de la profondeur. On constate que la charge limite q_{CLT} est toujours inférieure à la résistance de pointe classique. En effet, q_{CLT} est obtenue à partir d'un chargement réalisé avec une vitesse beaucoup plus faible que la vitesse d'enfoncement statique conventionnelle (2 cm/s) recommandée par la norme EN/ISO 22476-1.

Nos campagnes d'essais CLT ont montré que le rapport des résistances q_{CLT}/q_c variait d'une façon générale entre 80 et 100 % (Fig. 18). Ce rapport dépend sans doute du type de sol et de la vitesse de chargement par paliers obtenue à l'aide d'une pompe à main selon un programme d'essai piloté en charge et non pas en déplacement.

Pour chaque essai CLT, trois modules de déformation ont été calculés : le module tangent initial $E_{0,CLT}$, le module sécant à 50 % de chargement $E_{50,CLT}$ et le module en déchargement $E_{d,CLT}$. Ces modules sont présentés en fonction de la profondeur (Fig. 18). Leur variation est en accord global avec la variété des couches de sol et on peut distinguer la présence de la couche de sable à partir de 8 m de profondeur. Le module en déchargement caractérise le retour élastique et est constamment supérieur aux modules $E_{0,CLT}$ et $E_{50,CLT}$ sur toutes les profondeurs. On estime meilleure la qualité de ce module, facile à obtenir, simple et qui enrichit notre méthode d'essai et prouve sa robustesse et sa fiabilité, d'une façon reproductible et maîtrisée. Les

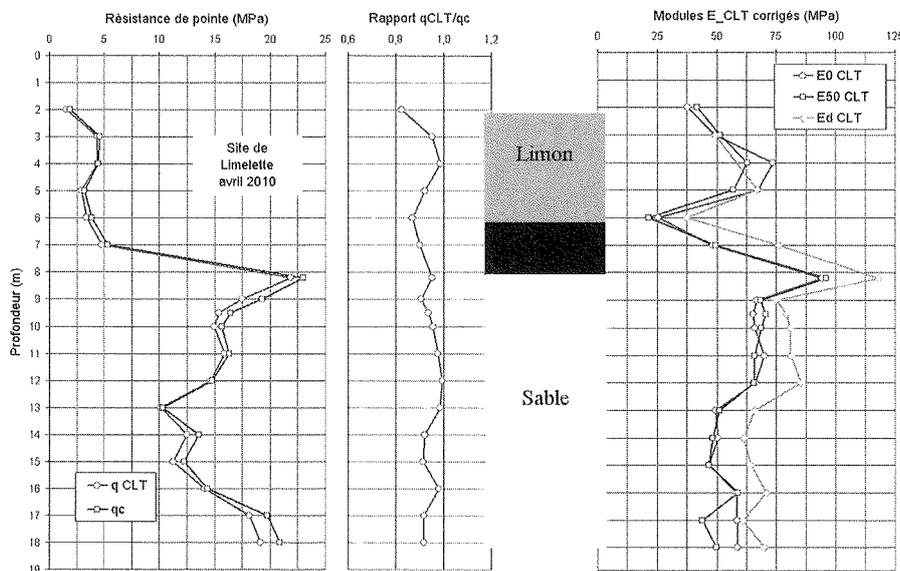


FIG. 18 Variation de la charge limite et des modules de déformation (Limelette).
Limit pressure and deformation moduli variation (Limelette).

modules de déformation $E_{0\text{CLT}}$, $E_{50\text{CLT}}$ et $E_{q\text{CLT}}$ ont été calculés avant et après la correction du déplacement mesuré pour prendre en compte le raccourcissement élastique des tiges. La figure 19 montre que la correction entraîne une augmentation de la valeur des modules. Le pourcentage de correction des modules est globalement croissant d'une façon linéaire, il dépend de la profondeur et de la valeur de la résistance du sol.

5.4

Comparaison avec les essais pressiométriques

La comparaison entre les essais pressiométriques et les essais de chargement de pointe est utile pour

corrélérer les charges limites et modules estimés à partir de leurs résultats, surtout dans la couche de sable. Les variations de la pression limite pressiométrique et celle de la charge limite q_{CLT} de l'essai de chargement de pointe, en fonction de la profondeur, présentent une certaine cohérence (Fig. 20). On peut distinguer l'existence de la couche de sable à partir de 8 m de profondeur, et les deux types de charge limite (p_1 et q_{CLT}) varient dans un fuseau relativement étroit dans la couche de limon. La même constatation est observée dans la couche de sable. Le rapport des charges limites q_{CLT}/p_1 est analysé en fonction des couches de sol : on observe une valeur moyenne de 5,6 dans la couche de limon ; de 3,4 dans la couche d'argile et de 7,5 dans la couche de sable.

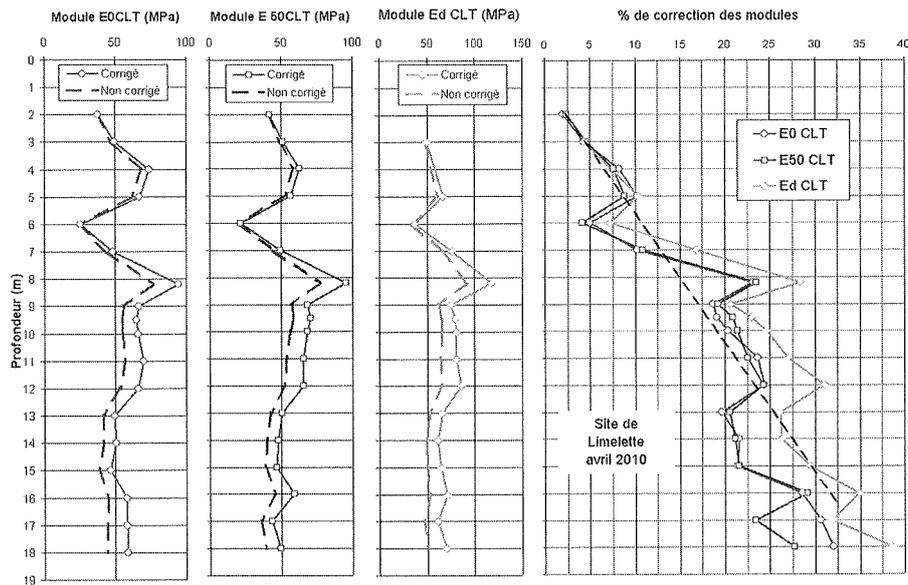


FIG. 19 Modules : avant et après la correction du déplacement (Limelette). Deformation moduli: before and after the displacement correction (Limelette).

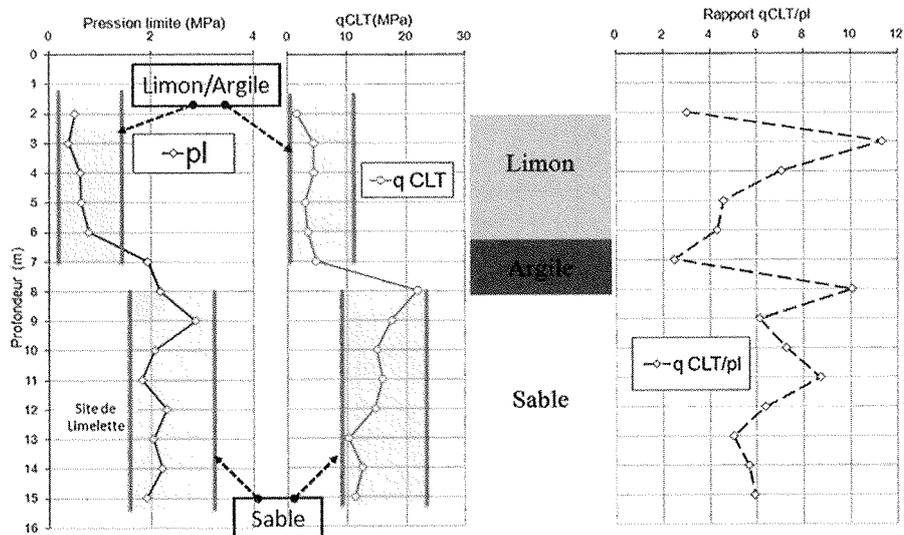


FIG. 20 Comparaison de la pression limite p_1 et de la charge limite q_{CLT} (Limelette). Comparison between limit pressures p_1 and q_{CLT} (Limelette).

De la même manière, le module pressiométrique E_M a été comparé au module tangent initial de l'essai de chargement de pointe $E_{0,CLT}$ (Fig. 21). La variation de E_M est en accord avec celle du module $E_{0,CLT}$ et présente les mêmes tendances. Le rapport $E_{0,CLT}/E_M$ est représenté sur la figure 21. Malgré une dispersion des valeurs dans la couche de limon, moins visible dans la couche d'argile, le rapport $E_{0,CLT}/E_M$ dans la couche de sable, est relativement homogène avec une moyenne de 2.

Nous avons également étudié pour chaque type d'essai le rapport module/charge limite (Fig. 22). Dans la couche de sable à partir de 8 m de profondeur, le

rapport $E_{0,CLT}/q_{CLT}$ est homogène et a une moyenne proche de 5 avec un écart-type de seulement 0,3. Le rapport E_M/p_l est comparable au rapport $E_{0,CLT}/q_{CLT}$ mais moins homogène que celui-ci.

Cette étude comparative a montré que l'essai CLT est comparable à l'essai pressiométrique surtout dans la couche de sable et pourrait même être considéré comme plus représentatif à cause du remaniement inévitable des parois de forage qui précède l'essai pressiométrique. Des corrélations ont été établies entre les charges limites et les modules de chaque type d'essai mais sont encore à ce stade insuffisantes.

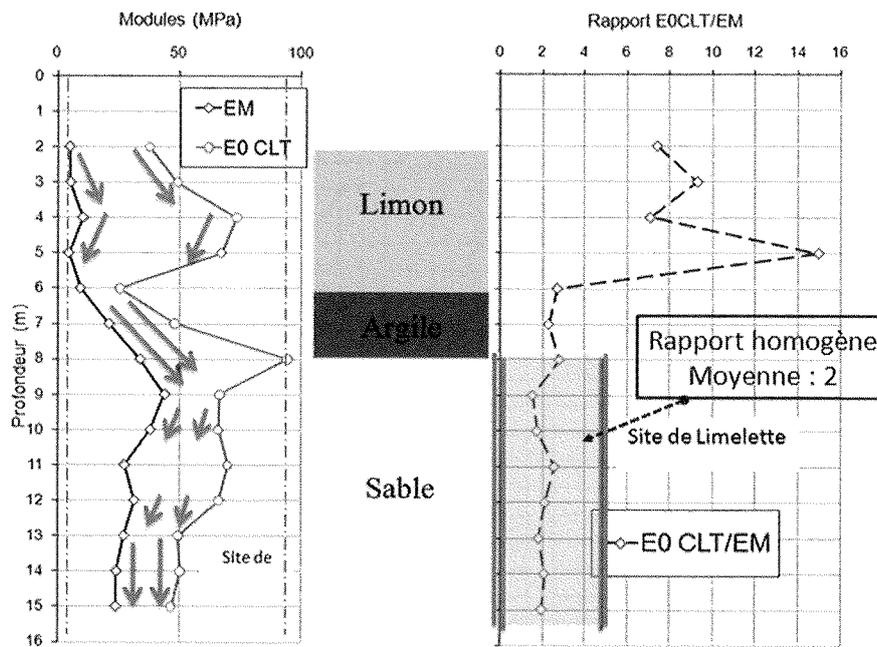


FIG. 21 Comparaison des modules E_M (PMT) et $E_{0,CLT}$ (Limelette).
Comparison between E_M (PMT) and $E_{0,CLT}$ (Limelette).

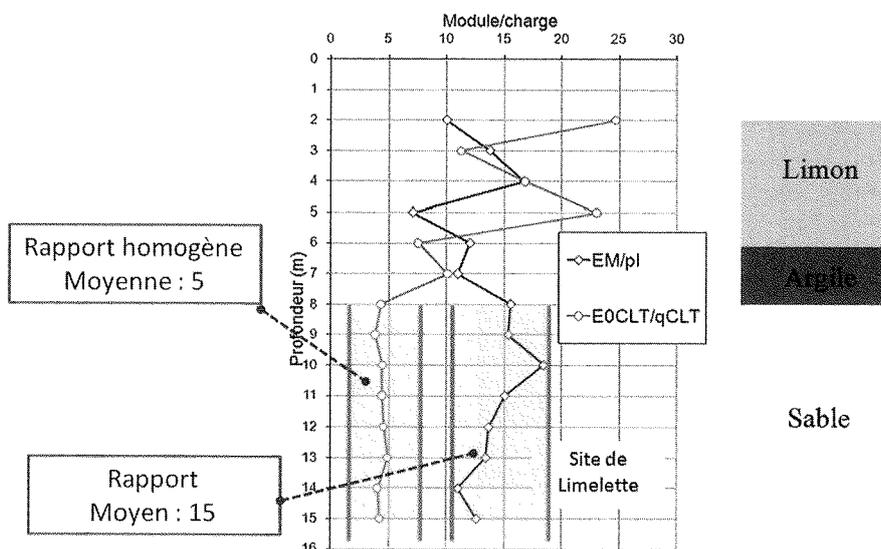


FIG. 22 Étude des rapports (E_M/p_l) et $(E_{0,CLT}/q_{CLT})$ sur le site de Limelette.
Analysis of the ratios (E_M/p_l) and $(E_{0,CLT}/q_{CLT})$ in Limelette site.

Comparaison avec des essais triaxiaux réalisés dans un site sableux à Utrecht

Des essais triaxiaux ont été réalisés à Utrecht aux Pays-Bas sur des éprouvettes reconstituées au laboratoire à partir du sable prélevé dans des carottes à proximité d'un sondage où nous avons réalisé une série de quinze essais CLT jusqu'à 23 m de profondeur. Ces essais triaxiaux sont de type consolidés drainés isotropes (Van der Stoel *et al.*, 2009). Les échantillons ont été préparés en se basant sur les résultats des essais CPT. La densité relative a été déterminée en fonction de la résistance de pointe (Baldi *et al.*, 1986). Ensuite, les densités maximale et minimale de l'échantillon ont été déterminées. Pour chaque profondeur, l'essai triaxial a été réalisé sur trois éprouvettes ayant chacune une pression de cellule différente (correspondant à 1, 1,5 et 2 fois le niveau de la contrainte *in situ*). 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 (Fig. 23). En effet, une des difficultés rencontrées à Utrecht est que le prélèvement d'échantillons non remaniés dans le sable est difficile.

La figure 24 présente les variations de la charge limite et du module de déformation corrigé des essais CLT en fonction de la profondeur. Pour chaque essai de chargement de pointe à Utrecht, le module de déformation à 50 % de chargement $E_{50\text{CLT}}$ a été calculé et comparé au module $E_{50\text{Triax}}$ de l'essai triaxial, calculé de la même manière et correspondant à la même profondeur d'essai. Les pénétrographes obtenus à Utrecht

ont mis en évidence l'alternance de couches de différentes densités. L'étude des modules de déformation doit, de ce fait, se faire par couches de sol.

En comparant les modules $E_{50\text{CLT}}$ et $E_{50\text{Triax}}$, on note une certaine cohérence, toutefois pas entièrement satisfaisante pour chaque couche de sol (Fig. 25). L'évolution du module $E_{50\text{CLT}}$ est cohérente et en accord avec celle de la résistance de pointe (Fig. 24) ; elle reflète à chaque fois le passage d'une couche de sol à une autre, notamment le passage à la couche de sol très dense. L'analyse des courbes de la figure 25 montre que, dans la première couche argileuse ainsi que dans la couche de sable moyennement dense, comprise entre 15 et 23 m de profondeur, les modules de déformation $E_{50\text{CLT}}$ ont le même ordre de grandeur que ceux déduits des essais triaxiaux. Cependant, on note un niveau étonnamment bas du module $E_{50\text{Triax}}$ dans la couche de sable dense entre 7 et 11 m de profondeur. Les modules de l'essai CLT 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 répartition du module $E_{50\text{Triax}}$ est relativement linéaire et proportionnelle au confinement. Elle croît toujours avec la profondeur, et ne prend pas en compte le passage d'une couche très dense à une couche moins dense, entraînant par ailleurs une diminution de q_c . En effet, lors de la reconstitution des éprouvettes triaxiales, il n'a pas été possible de compacter le sable au même état de densité relative que celui observé pour la couche très dense *in situ*, sous-estimant ainsi fortement les modules. Les modules $E_{50\text{CLT}}$ sont donc plus représentatifs de l'état initial du sol que ceux mesurés au triaxial à cause de leur densité trop basse.

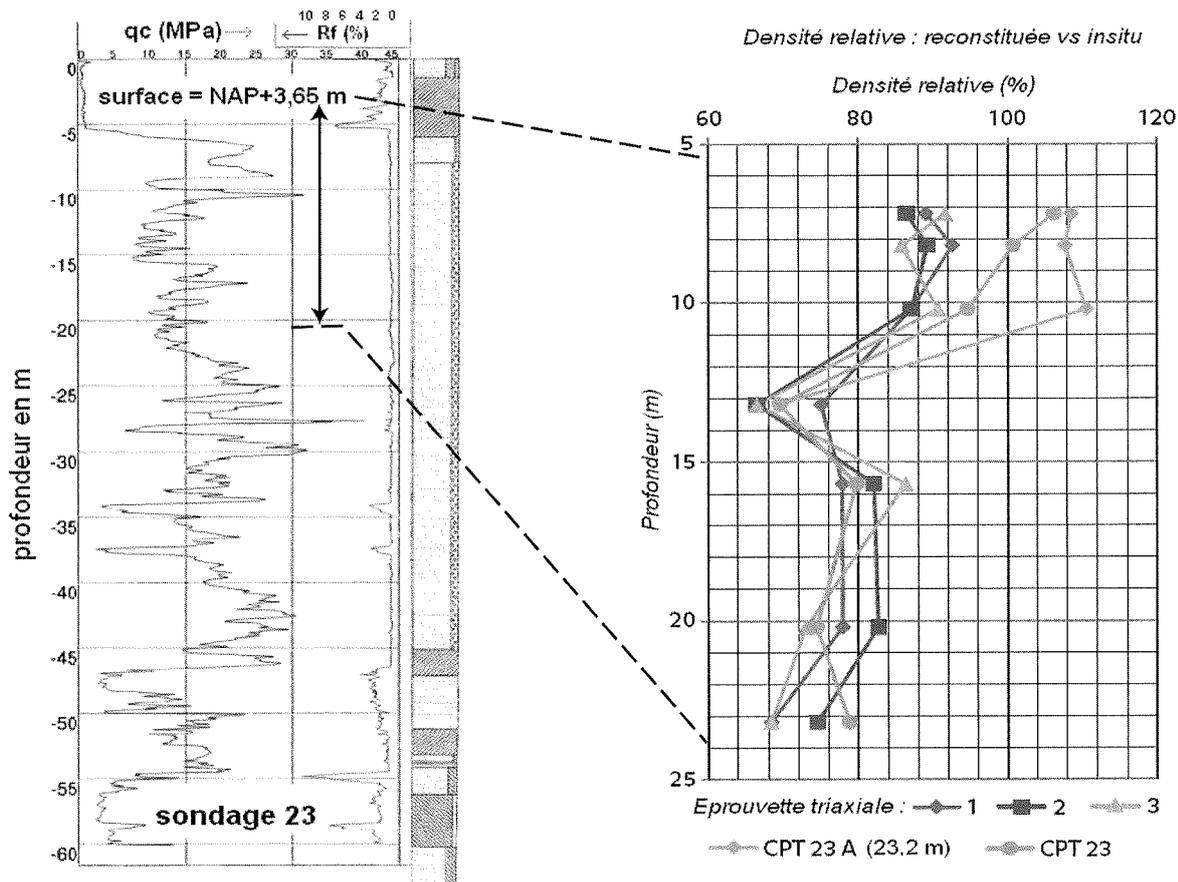


FIG. 23 Densité relative *in situ* et reconstituée.
Reconstituted and *in situ* relative density.

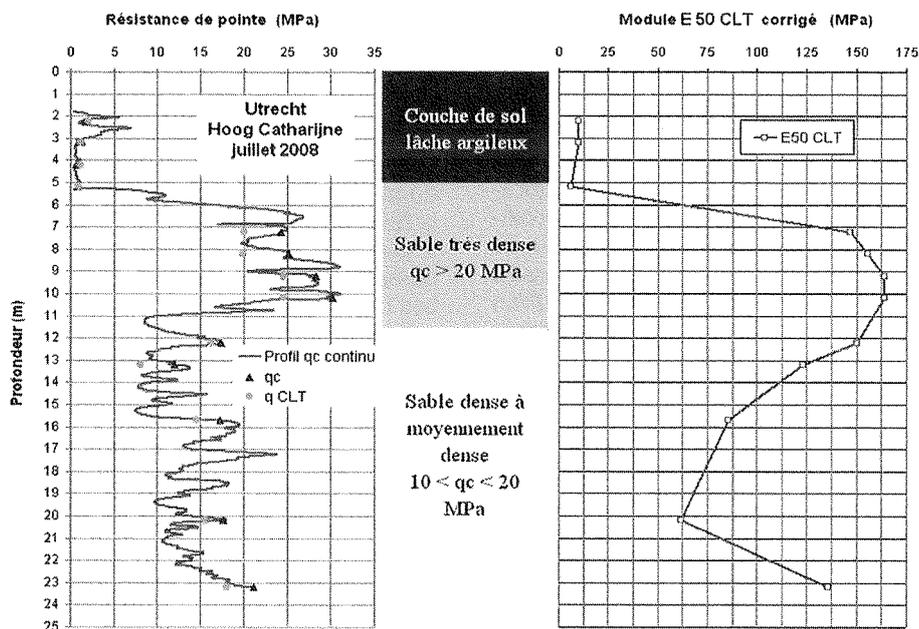


FIG. 24 Variation de la charge limite et des modules de déformation (Utrecht).
Limit pressure and deformation modulus variation (Utrecht).

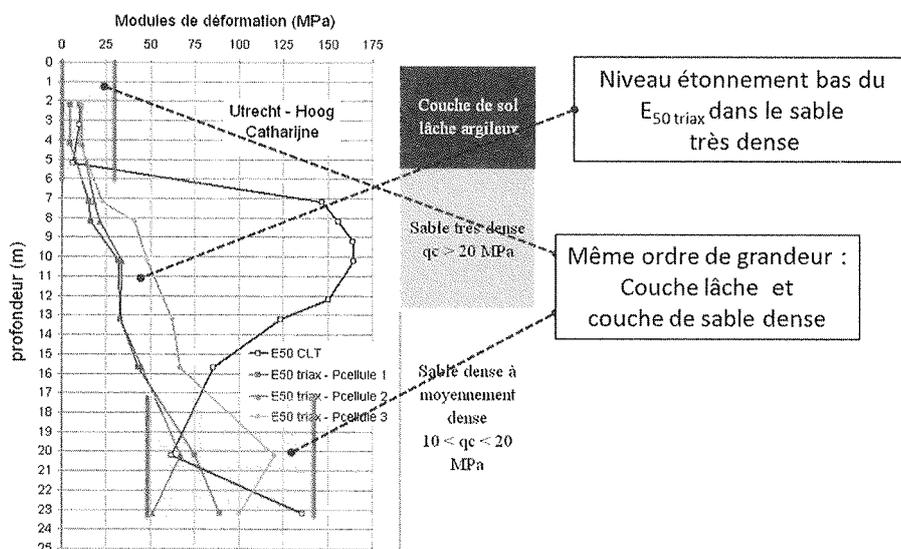


FIG. 25 Comparaison du module $E_{50\text{ CLT}}$ avec $E_{50\text{ triaxial}}$ (Utrecht).
Comparison between $E_{50\text{ CLT}}$ and $E_{50\text{ triaxial}}$ (Utrecht).

6

Méthode CLT pour le dimensionnement des fondations profondes

6.1

Approche de la méthode CLT

La méthode de dimensionnement CLT que nous proposons est basée sur une application pratique de l'essai de chargement de pointe. Il s'agit de transformer les courbes de chargement de pointe et les courbes de mobilisation de frottement le long du manchon, point par point, en courbe charge-déplacement d'un pieu et déterminer ainsi la capacité portante et le tassement du pieu (Ali, 2010). Cette méthode s'applique aux

pieux isolés sous chargement axial et fonctionne mieux dans le cas des pieux mis en place avec refoulement du sol (Ali, 2010), du fait de la similitude de ce mode d'installation entre la pointe pénétrométrique et les pieux.

Plusieurs méthodes de détermination de la capacité portante des fondations profondes existent actuellement, comme la méthode basée sur les théories classiques, les méthodes directes pressiométrique et pénétrométrique du fascicule 62-Titre V (MELT, 1993), la méthode hollandaise (NEN 6743) ainsi que la méthode basée sur les résultats d'un essai de chargement statique de pieu. En considérant que la pointe pénétrométrique est un modèle réduit de pieu, et que la déformation du sol autour de la pointe indique des effets semblables à ceux observés autour d'un pieu pendant le chargement, alors, les courbes de chargement de pointe reflètent l'interaction entre un pieu et le sol envi-

ronnant. Comme dans un essai de chargement statique de pieu (Fig. 26), pendant un essai de chargement de pointe, nous enregistrons la pression appliquée sur la pointe en fonction du déplacement dans chaque palier de chargement. De la même manière, il est possible de déterminer la courbe de mobilisation de frottement latéral sur le manchon à tous les niveaux comme le montre la figure 26. Cette ressemblance entre la démarche de l'essai de chargement statique de pieu et l'essai de chargement de pointe, au niveau du programme de chargement et de la méthode d'essai et paramètres obtenus, illustre clairement l'approche adoptée pour développer la méthode CLT de dimensionnement des fondations profondes.

6.2

Détermination de la capacité portante du pieu avec la méthode CLT

Dans le cas général d'un sol multicouche pour lequel la distribution de la résistance limite q_{CLT} de l'essai de chargement de pointe en fonction de la profondeur est connue, les deux équations suivantes sont proposées en première approche :

$$Q_{pu,CLT} = \left[q_0 + k_{p,CLT} q_{CLT} \right] \frac{\pi B^2}{4} \quad (6)$$

$$Q_{su,CLT} = \sum_1^n k_{s,CLT} f_{s,CLT} \pi B l_i \quad (7)$$

Le terme $(\pi B^2/4)$ correspond à la section de la pointe du pieu, et le terme $(\pi B l)$ correspond à la surface latérale de chaque partie du fût du pieu. La capacité portante obtenue à partir de l'essai de chargement de pointe est donc la somme des deux termes :

$$Q_{u,CLT} = Q_{pu,CLT} + Q_{su,CLT} \quad (8)$$

$Q_{pu,CLT}$: effort ultime en pointe du pieu calculé à partir des résultats de l'essai CLT ;

$Q_{su,CLT}$: effort ultime de frottement latéral du pieu calculé à partir de l'essai CLT ;

q_0 : contrainte verticale en place ;

B : diamètre du pieu ;

q_{CLT} : charge limite de l'essai de chargement de pointe ;

l_i : épaisseur de la couche i ;

$f_{s,CLT}$: frottement latéral limite de la couche i , obtenu sur la courbe de mobilisation de f_s de l'essai de chargement de pointe.

Les facteurs $k_{p,CLT}$ et $k_{s,CLT}$ sont respectivement le facteur du terme de portance et le facteur du terme de frottement, de la méthode de l'essai de chargement de pointe. La comparaison entre les efforts de pointe et de frottement latéral calculés à l'aide de la méthode CLT et ceux de l'essai de chargement statique de pieux, pour le même site et le même type de sol, permet d'accéder aux facteurs $k_{p,CLT}$ et $k_{s,CLT}$ par l'équation (9) qui est une transcription simple des équations (6) et (7), en négligeant le terme q_0 :

$$k_{p,CLT} = \frac{Q_{pu}}{Q_{pu,CLT}} \quad k_{s,CLT} = \frac{Q_{su}}{Q_{su,CLT}} \quad (9)$$

Les facteurs $k_{p,CLT}$ et $k_{s,CLT}$ prennent en compte quelques singularités qui dépendent de la géométrie de la pointe utilisée dans l'essai CLT, et ils intègrent notamment la différence d'interface entre celle du pieu et celle du manchon du pénétromètre, ainsi que certains effets d'échelle et de forme entre la pointe pénétrométrique et le pieu. Nous supposons implicitement dans cette première approche que le coefficient $k_{s,CLT}$ est le même dans toutes les couches. L'évaluation de $k_{p,CLT}$ et $k_{s,CLT}$ nécessite l'application de la méthode CLT sur un nombre important de pieux dans différents types de sol et pour différents types et modes de mise en place des pieux, dans le but d'établir des abaques comme celles des méthodes pressiométrique ou pénétrométrique. Dans l'état actuel du développement de la méthode CLT, et par manque de données, ces facteurs n'ont pas pu être calibrés. Pour l'instant, nous les prenons égaux à l'unité pour calculer les valeurs des efforts $Q_{pu,CLT}$ et $Q_{su,CLT}$. Un facteur global reliant la capacité portante calculée avec la méthode CLT et celle de l'essai de chargement statique de pieu est proposé également :

$$k_t = \frac{Q_u}{Q_{u,CLT}} \quad (10)$$

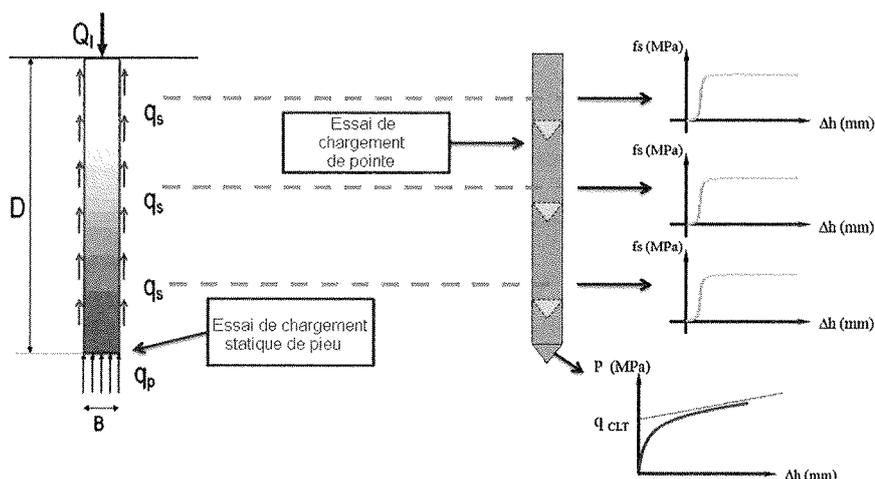


FIG. 26. Comparaison : essai statique de pieu et essai de chargement de pointe.
Comparison between static pile loading test and the cone loading test.

Estimation du tassement du pieu avec la méthode CLT

Cette approche consiste à transformer les courbes de chargement CLT et de mobilisation de frottement sur le manchon en une courbe (t-z) pour la fondation profonde. Cette nouvelle méthode est inspirée de celle proposée par Briaud (Briaud, 2007 ; Larsson, 2008) et de celle utilisée dans la norme hollandaise NEN 6743 (NEN, 1991).

La méthode proposée est appliquée sur une couche de sol homogène (même nature de sol). Ainsi, pour chaque essai CLT d'une même couche de sol, il faut normaliser le frottement latéral de chaque palier par la valeur de pic, et la pression appliquée sur la pointe par la charge limite q_{CLT} ainsi que le déplacement, rapporté au diamètre de la pointe. Cette étape fournit un nuage de points normalisés pour le frottement latéral et pour la résistance de pointe. Il faut ensuite lisser le nuage de points à l'aide d'une régression non linéaire pour obtenir une courbe de tendance. Ces courbes normalisées sont utilisées comme courbes de référence pour le pieu (Ali, 2010).

En additionnant les valeurs de l'effort de pointe et l'effort de frottement latéral à chaque point (Fig. 27a), on construit la courbe finale charge/déplacement du pieu avec un déplacement du pieu en mm (Fig. 27b). Dans cette première approche, on néglige la compressibilité du pieu.

Validation de la méthode CLT (cas d'un pieu vissé dans le site de Limelette)

Des essais de chargement de pieux vissés ont été réalisés sur le site de Limelette, dans le but de déterminer leur comportement et d'évaluer les facteurs d'ins-

tallation, utilisés dans les méthodes semi-empiriques de détermination de la capacité portante des pieux adoptées en Belgique (Huybrechts et Whenham, 2003 ; BBRI 2000-2002). La méthode CLT a été appliquée sur 11 pieux soumis à des essais de chargement statique. Nous présentons ici le cas du pieu vissé A_{1bis} , dont les caractéristiques sont présentées dans le tableau I.

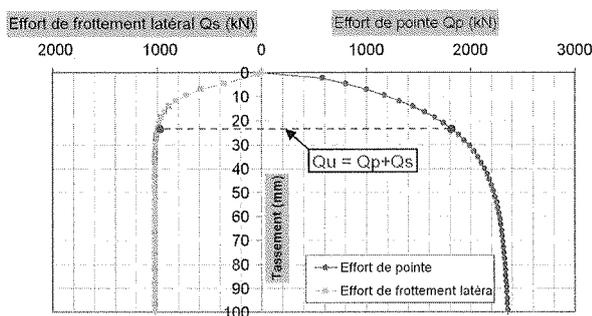
TABEAU I Caractéristiques du pieu vissé A_{1bis} .
 A_{1bis} Pile characteristics.

Pieu	Mise en place	Type essai	D fût (mm)	D pointe (mm)	Z pointe (m)
A_{1bis}	Vissé Fundex 38/45	Statique	390	450	9,59

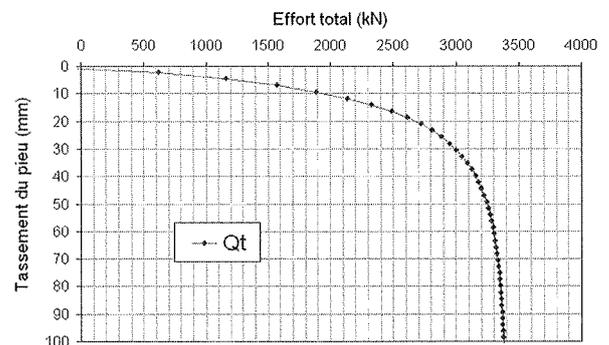
Calcul de la capacité portante du pieu A_{1bis}

Afin d'appliquer la méthode CLT, nous avons utilisé les résultats des essais de chargement de pointe réalisés à proximité sur le même site. La charge limite q_{CLT} de l'essai de chargement de pointe réalisé à 9,5 m de profondeur a été utilisée pour évaluer l'effort de pointe du pieu (située à 9,59 m de profondeur). Les valeurs des efforts calculés par la méthode CLT ainsi que les facteurs $k_{p,CLT}$, $k_{s,CLT}$ et k_t sont présentés dans le tableau II.

Nous constatons que, pour ce type de pieu vissé, la méthode CLT surestime l'effort de pointe et sous-estime l'effort de frottement latéral. La cause de la sous-estimation de l'effort de frottement latéral peut être expliquée par le fait que les frottements latéraux $f_{s,CLT}$ des essais de chargement de pointe sont inférieurs à ceux de l'essai de chargement de pieu surtout dans la couche de sable au niveau des derniers tronçons (Fig. 28).



a. Courbes intermédiaires charges/déplacement



b. Courbe finale pour le pieu (Q_u -déplacement)

FIG. 27 Courbes (charge/déplacement) du pieu à partir de la méthode CLT.
Pile load/displacement curves by the CLT method.

TABEAU II Efforts et facteurs obtenus avec la méthode CLT (Pieu A_{1bis} à Limelette).
Loads and factors obtained by CLT method for the pile A_{1bis} (Limelette).

Pieu	Essai de chargement statique du pieu		Méthode CLT		Facteur	
A_{1bis}	Q_{pu} (kN)	1059	$Q_{pu,CLT}$	2448	$k_{p,CLT}$	0,4
	Q_{su} (kN)	2064	$Q_{su,CLT}$	972	$k_{s,CLT}$	2,1
	Q_u (kN)	3123	$Q_{u,CLT}$	3420	k_t	0,9

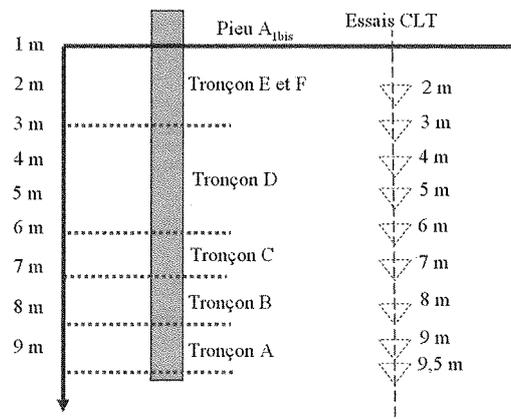
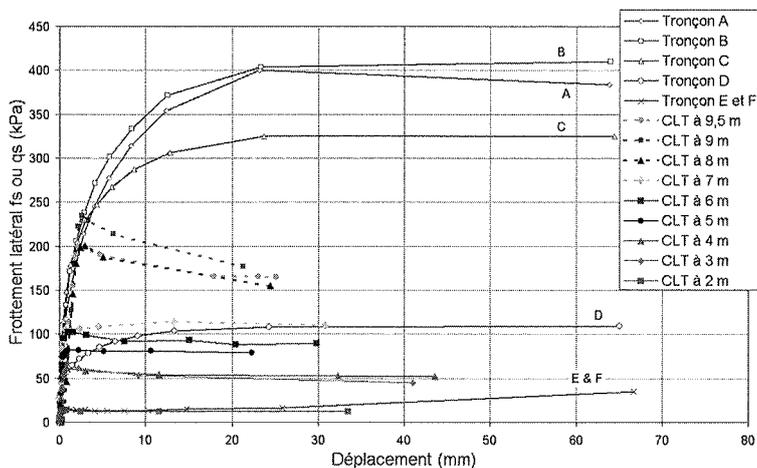


FIG. 28 Frottement latéral des essais CLT et sur les tronçons du pieu A_{1bis}.
Lateral friction of CLT tests and on the A_{1bis} pile sections.

La rupture de l'interface est beaucoup plus brutale au niveau du manchon de frottement de la pointe pénétrométrique (par rapport aux tronçons A, B et C, Fig. 28), malgré le fait qu'au niveau des tronçons D, E et F, les courbes se suivent très clairement. En fait, les essais CLT ont été réalisés tout près de quelques pieux battus et il se peut que le battage ait modifié les caractéristiques de la couche sableuse. L'effort total $Q_{u, CLT}$ semble se rapprocher de l'effort ultime Q_u *in situ*.

proche de celle de la courbe mesurée *in situ*. La valeur de tassement sous une charge de service de 50 % de la charge totale, est de 2,3 mm à partir de l'essai de chargement statique du pieu *in situ* ; elle est égale à 3,7 mm à partir de la méthode CLT (Fig. 29).

7 Conclusion

L'essai de chargement de pointe (*Cone Loading Test*) est un essai simple et facile à réaliser, effectué avec l'équipement standard d'un essai de pénétration statique au piézocône (CPTu). Il constitue une amélioration majeure d'un essai CPTu classique. Les campagnes d'essais *in situ* réalisées sur différents sites représentatifs des sols européens ont montré que l'essai est applicable dans des conditions très variées. Il permet d'obtenir des courbes reproductibles et exploitables pour la détermination des modules de déformation du sol. La confrontation des résultats des essais de chargement

6.4.2

Prévision du tassement du pieu A_{1bis}

Le tassement du pieu A_{1bis} a également été évalué par la méthode CLT en utilisant la procédure expliquée dans le paragraphe 6.1. Cette première approche avait pour objectif de donner des ordres de grandeurs et de situer la méthode CLT par rapport aux mesures *in situ*. La méthode CLT est bien située et donne une courbe charge-tassement qui, au-delà du réalisme de ses résultats, a un comportement logique, clair, et très

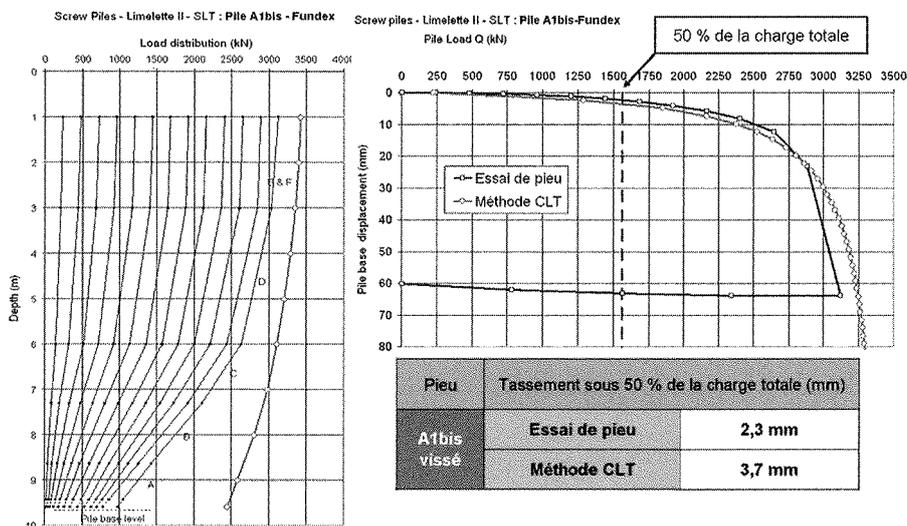


FIG. 29 Calcul du tassement du pieu A_{1bis} par la méthode CLT.
Pile A_{1bis} settlement prediction by the CLT method.

de pointe, aux résultats des essais triaxiaux et pressiométriques, a validé cette approche. Nous avons montré que l'essai CLT est plus représentatif de l'état initial dans le sol, et ne souffre pas des inconvénients rencontrés dans l'essai triaxial quand il s'agit de reconstituer des échantillons au laboratoire, surtout dans une couche de sable très dense comme dans le cas d'Utrecht. La comparaison avec l'essai pressiométrique est plutôt satisfaisante, on retrouve des corrélations qui dépendent du type de sol.

Fondée sur l'exploitation de l'essai CLT, une nouvelle méthode de dimensionnement des fondations a été proposée. Celle-ci offre un important potentiel d'application dans le domaine des fondations profondes. La méthode CLT que nous proposons est complémentaire des autres méthodes et présente l'avantage d'utiliser deux termes « limites », à savoir la charge limite q_{CLT} et le frottement latéral limite $f_{s,CLT}$ ce qui n'est pas le cas de la méthode pénétrométrique du fascicule 62 par exemple. L'essai de chargement de pointe n'est donc

pas seulement un outil de caractérisation des sols mais aussi un outil à l'aide au dimensionnement pour les praticiens et ingénieurs géotechniciens.

Enfin, nous pouvons conclure que l'état des connaissances est aujourd'hui tel qu'il est possible d'inclure dorénavant l'essai de chargement de pointe dans les programmes de reconnaissance des sols.

REMERCIEMENTS

L'idée originale de cet essai fait désormais l'objet d'un projet de collaboration entre plusieurs partenaires que je tiens à remercier et qui, par leurs efforts, ont rendu possible la rédaction de cet article. Ces partenaires sont : le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées représenté par Philippe Reiffsteck et Philippe Mestat ; la société française Fondasol représentée par François Baguelin ; la société hollandaise Lankelma représentée par Henk Van de Graaf, ainsi que l'université Blaise-Pascal de Clermont-Ferrand représentée par Claude Bacconnet et Roland Gourvès. D'autres collaborateurs ont contribué également à ce projet, soit par le financement d'une campagne d'essais comme la société hollandaise Crux Engineering représentée par Almer Van der Stoel, soit par la mise à notre disposition de leur site expérimental comme le CSTC (centre scientifique et technique de la construction belge).

Bibliographie

- Ali H. – *Caractérisation améliorée des sols par l'essai de chargement de pointe au piézocône – Application au calcul des fondations profondes*. Thèse de doctorat, université Blaise-Pascal de Clermont-Ferrand, 2010, p. 288.
- Ali H., Reiffsteck P., Bacconnet C., Gourvès R., Baguelin F., van de Graaf H.C. – 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.
- Baldi G., Bellotti R., Ghionna V., Jamiolkowski M., Pasqualini E. – Interpretation of CPTs and CPTUs. Second part : Drained Penetration of Sands. *Proceedings of the Fourth International Geotechnical Seminar*, Singapore, 1986, p. 143-56.
- BBRI – *Soil displacement screw piles – calibration of calculation methods and automatization of the static load test procedure : stase 2 – end-bearing piles*. Programme de recherche du ministère fédéral belge des affaires économiques, convention CC-CI-756, p. 200-2002.
- Briaud J.-L. – Spread Footings in Sand : Load Settlement Curve Approach. *J. of Geotech. and Geoenv. Eng., ASCE*, 2007, 133 (8), 2007, p. 805-920.
- Faugeras J.-C., Fortuna G., Gourvès R. – Mesure de la compressibilité des sols à l'aide du pénétromètre statique. *Symposium International Essais en place*, vol. 2, Paris, 1983, p. 269-274.
- Huybrechts N., Whenham V. – Pile Testing campaign on the Limelette test site Installation techniques of screw piles. *Proceedings of the 2nd Symposium on screw piles*, 7 mai 2003, Bruxelles, 2003.
- Larsson R., Bengtsson P.E. – Field determination of stress-strain relations of clay till. *4th Int. Symp. on Def. Char. of Geomaterials (IS-Atlanta 2008)*, 2008, p. 875-882.
- MELT – *Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil*. CCTG, Fascicule 62-Titre V, ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports, Paris, Texte officiel, 1993, 1ⁿ° 93-3, 1993, p. 182.
- Mindlin R.D. – *Contribution au problème d'élasticité d'un solide indéfini limité par un plan*, C.R. Acad. Sc., t. 201, 1935, p. 536-537. *A preliminary statement of the Galerkin vectors : force at a point in the interior of a semi-indefinite solid (Physics, t. 7, 1935, p. 195-202).*
- Van der Stoel A.E.C., Vink D., van de Graaf H.C., Ali H. – Grondonderzoek voor het ontwerp van een 5-laags ondergrondse parkeergarage te Utrecht (en néerlandais). *Journal Geotechniek*, avril 2009, Pays-Bas.
- EN 1997-2 – *Eurocode 7 Calcul géotechnique*. Partie 2 : Reconnaissance des terrains et essais, 2006.
- NEN – *Calculation method for bearing capacity of pile foundation, compression pile*. Dutch Standard NEN 6743, 1991, p. 31.
- EN/ISO 22476-1 – *Reconnaissance et essais géotechniques – Essais en place*. Partie 1 : Essais électriques de pénétration au cône et au piézocône, 2006, p. 41.
- EN ISO/TS 17892-9 – *Reconnaissance et essais géotechniques – Essais de sol au laboratoire*. Partie 9 : Essai triaxial consolidé sur sols saturés, 2004.
- NF P 94-113 – *Essai de pénétration statique*.
- NF P 94-150 – *Essai statique de pieu isolé sous compression axiale*, 1991, p. 23.