

Portance d'un pieu refoulant, ancré dans un sable

Michel BUSTAMANTE
Luigi GIANESELLI

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

Daniel THIRIAT

Entreprise Botte Sade Fondations, Groupe Vinci

RÉSUMÉ

Les résultats d'un essai de chargement vertical statique en vraie grandeur, réalisé sur pieu refoulant vissé moulé, instrumenté sur toute la longueur du fût à l'aide d'un train d'extensomètre amovible, sont présentés. Ce pieu a été exécuté sur le site de Montivilliers, près du Havre, dans le cadre de la construction d'un parking fondé sur 110 pieux. Le site a été retenu en raison de la présence d'un horizon de sables limoneux sous nappe.

L'essai réalisé a montré que :

- le pieu essayé indiquait une portance utile élevée pour un encastrement relativement modeste dans les sables limoneux de $p_1^* = 1,2$ Mpa ;
- les termes caractéristiques de portance (résistance de pointe et frottement latéral) mesurés le long du pieu correspondaient bien aux valeurs prévisionnelles proposées par les auteurs en 1994, pour les pieux vissés moulés.

DOMAINE : Géotechnique et risques naturels.

ABSTRACT

LOAD-BEARING CAPACITY OF A SCREW PILE INSTALLED INTO SILTY SAND

The results of a full-scale static vertical loading test, performed on a pre-cast screw pile instrumented over its entire shaft length using LCPC removable extensometers, are presented herein. The test pile was constructed at the Montivilliers site, near the northern French city of Le Havre, as part of a parking lot construction project founded on a total of 110 piles of the same technique. This particular site was selected due to the presence of a silty sand layer located beneath the water table.

The test carried out indicated that:

- *the test pile exhibited a high effective bearing capacity for a relatively limited embedment in silty sands of $p_1^* = 1.2$ Mpa;*
- *the measured load-bearing characteristics as the toe resistance and the lateral friction matched the values proposed by the authors in 1994.*

FIELD: Geotechnical engineering and natural hazards.

INTRODUCTION

Dans le cadre de ses recherches sur le comportement des pieux refoulants vissés et à la demande de l'entreprise Botte Sade Fondations, la section « Comportement des sols et des ouvrages géotechniques » du LCPC a réalisé un essai de chargement en vraie grandeur sur le site du centre commercial de la Lézarde à Montivilliers (Seine-Maritime), près du Havre.

Le projet concernait la réalisation d'un parking dalle et d'un bassin d'orage de 3 500 m². Il a été prévu que l'ensemble soit fondé, entre autres, sur un total de 110 pieux refoulants vissés moulés, réalisés en trois diamètres 410/580, 510/720 et 610/860 millimètres.

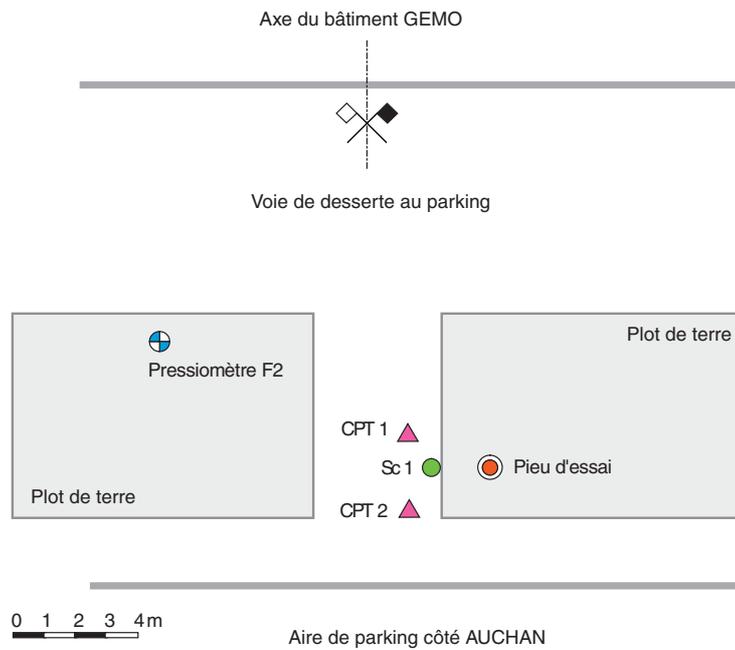
Le site intéressé offrait la possibilité d'étudier le comportement sous charge verticale statique de ce type de pieu, reposant en pointe dans un sable limoneux surmonté par des sables graveleux et une couche de couverture d'alluvions modernes dont certains niveaux étaient compressibles.

CARACTÉRISTIQUES DES SOLS

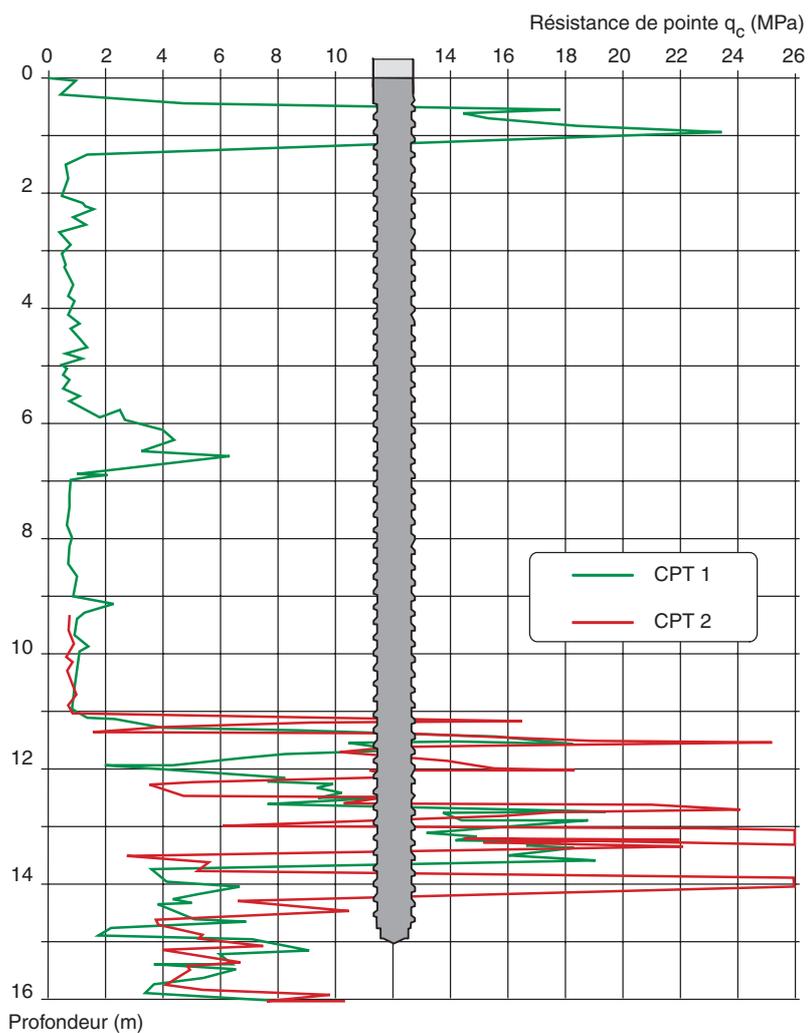
La campagne de reconnaissance du plot d'essai a comporté (Fig. 1) :

- un profil pressiométrique Ménard, F2,
- deux profils pénétrométriques, CPT1 et CPT2,
- un sondage carotté Sc1 de 20,20 m de profondeur.

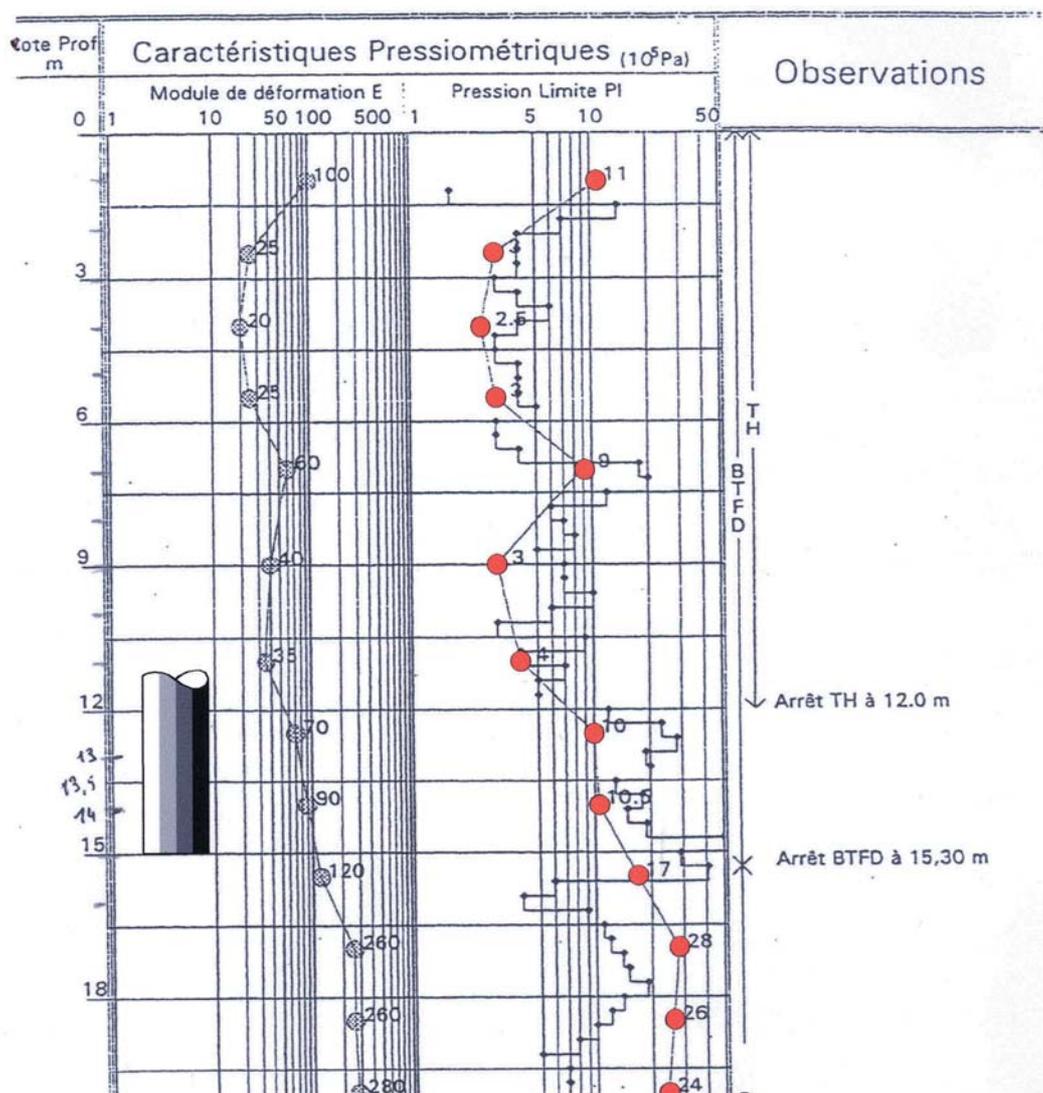
Les profils PMT et CPT sont présentés sur les figures 2a et 2b. L'analyse des sondages a montré que la pointe du pieu se trouvait dans les sables limoneux de l'Albien, caractérisés par $q_c = 6$ MPa. Cela



■ Fig. 1
 Implantation des sondages de reconnaissance par rapport au pieu d'essai.



■ Fig. 2a
 Sondages pénétrométriques CPT1 et CPT2.



■ Fig. 2b
Sondage pressiométrique F2 établi par Fondouest.

est corroboré par la granulométrie de la figure 3 réalisée sur des échantillons de sols prélevés au droit de la pointe.

Avec une plate-forme de travail située à 4,77 NGF, la coupe des sols était la suivante :

- de 0 à 1,5 m : remblais de sables et graviers très hétérogènes,
- de 1,5 à 11 m : alluvions modernes, alternance de limon sableux et tourbeux,
- de 11 à 14 m : sables et graviers,
- de 14 à 16 m : sables limoneux moyennement denses de l'Albien.

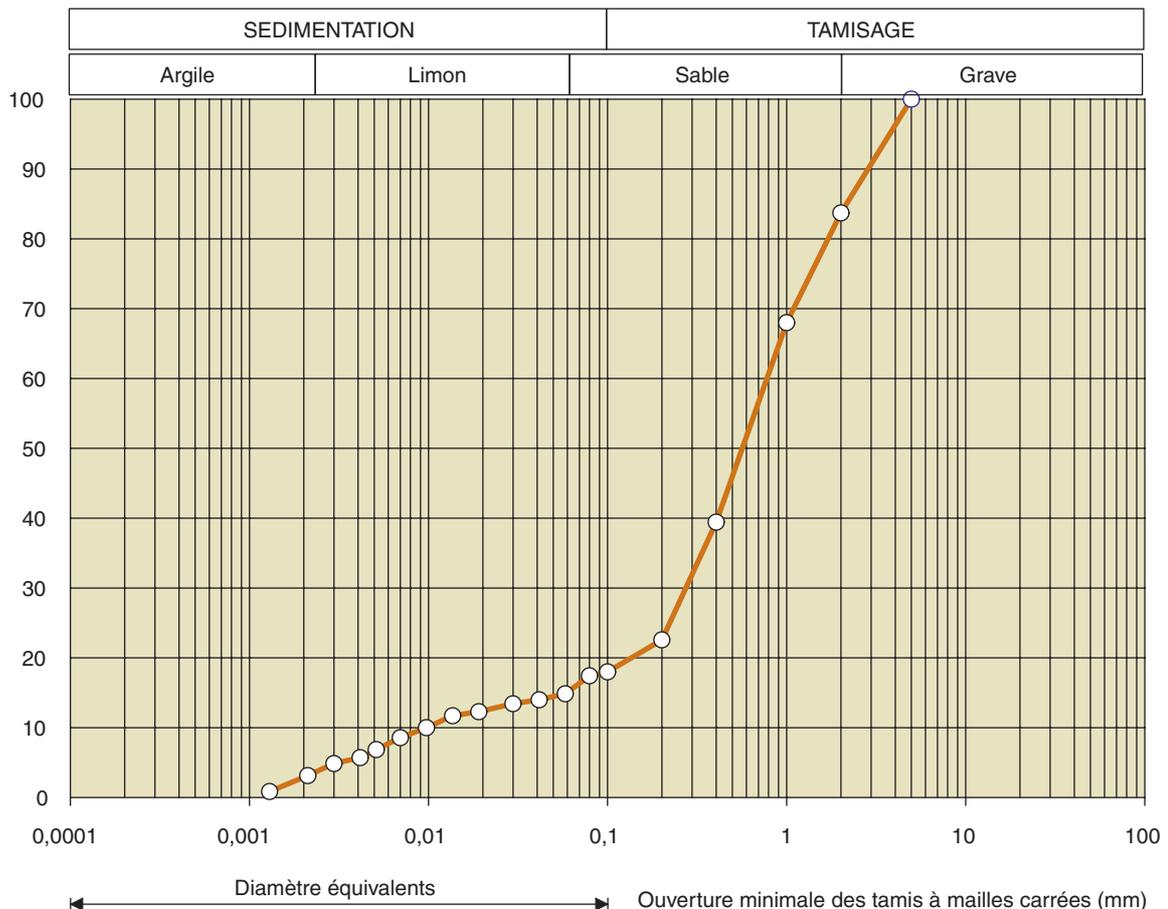
La nappe, variable, a été trouvée à 2 m de profondeur sous la plate-forme d'essai.

CARACTÉRISTIQUES ET ÉQUIPEMENT DU PIEU D'ESSAI

Le pieu d'essai a été réalisé à partir d'une foreuse Botte Sade, équipée d'une tête de refoulement Atlas et dont le diamètre effectivement mesuré était de 410/620 mm (Fig. 4a et 4b). La mise en œuvre du pieu d'essai était contrôlée à l'aide d'un enregistreur de paramètres de forage type Taralog, système Lutz.

Le pieu d'essai, d'une longueur de 15 m dans le sol par rapport à la plate-forme de travail, a été réalisé le 7 avril 2003. Le suivi de la mise en œuvre donne une idée précise de la durée de chacune des opérations :

- forage : 11 minutes,



■ Fig. 3
Granulométrie effectuée sur les sables de l'Albien prélevés au niveau de la pointe.

- bétonnage : 10 minutes,
 - insertion de la cage : 5 minutes,
- soit un total de 31 minutes, en comptant les temps morts entre chaque opération.

Le bétonnage a été effectué à la pompe. Le dosage du béton était le suivant :

- ciment CEM III/A 42,5 : 400 kg/m³,
- eau : 171 litres,
- granulats : 0/4 = 770 kg, 4/10 = 200 kg, 10/20 = 745 kg,
- réducteur d'eau Pozzolith 390N : 0,5 %.

D'où les propriétés ci-après :

- un affaissement au cône supérieur à 19,
- une résistance moyenne à l'écrasement à 28 jours $R_c = 32$ MPa.

La remontée des déblais était faible, n'excédant pas 0,1 m³ pour le pieu d'essai.

Le pieu a été armé sur toute sa hauteur avec une cage mise en place par poussage après bétonnage. L'armature était constituée de 7HA16 et d'un tube-logement Ø 52/60 mm disposé dans l'axe du pieu, pour recevoir un train d'extensomètres amovibles LPC (Laboratoires des Ponts et Chaussées), type MVL P.50.

MATÉRIELS DE MESURE

Le dispositif de réaction, conçu et installé par Botte Sade Fondations, est illustré sur la figure 5. Conçu pour reprendre une charge de 3 MN, ce dispositif était constitué d'un chevêtre métallique relié à



■ **Fig. 4a**
Tête de refoulement en bout de la colonne de fonçage.



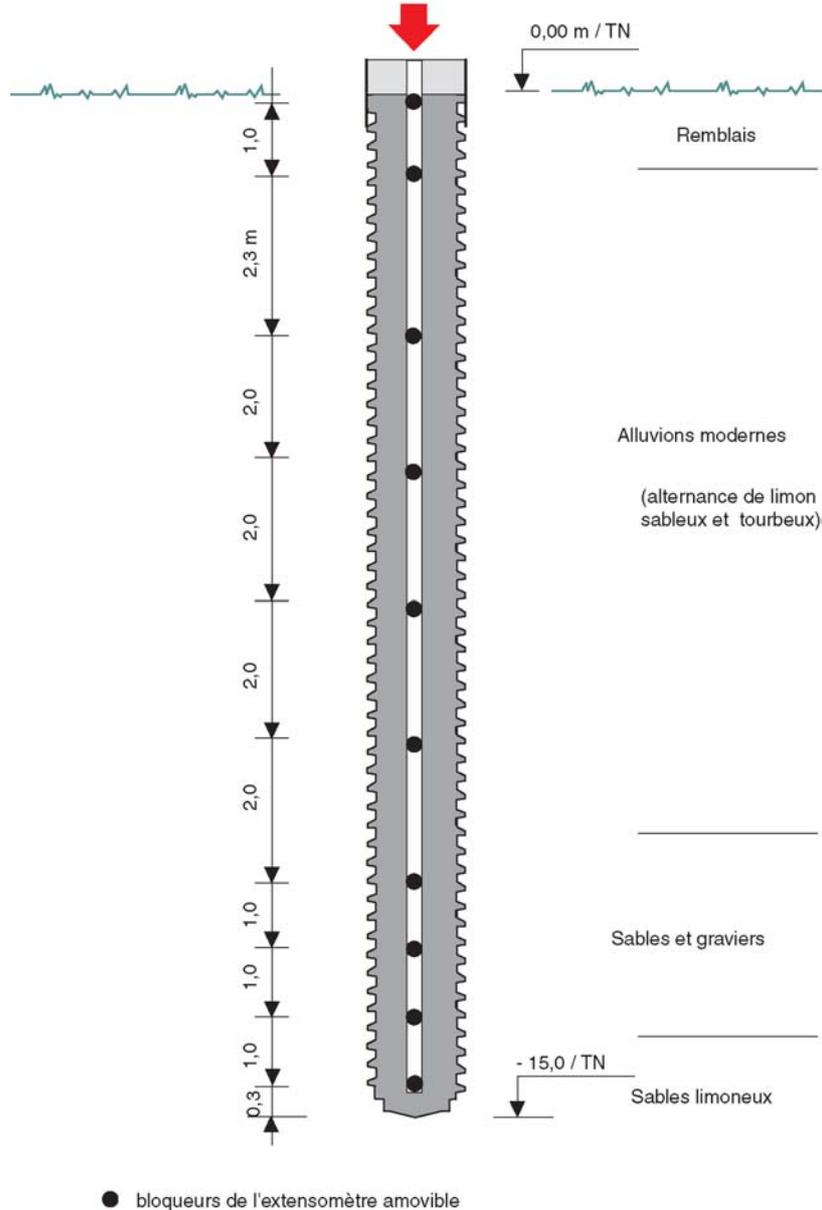
■ **Fig. 4b**
Platine de pointe.



■ **Fig. 5**
Vue de l'essai de chargement en cours.

l'aide de barres GEWI à quatre micropieux de réaction. Les charges étaient contrôlées simultanément par un peson annulaire de 2 500 kN et un manomètre de 0-60 MPa, préalablement étalonnés au LCPC. Les enfoncements verticaux de la tête du pieu ont été mesurés à l'aide de quatre comparateurs potentiométriques au 1/100^e mm.

Les mesures des raccourcissements unitaires $\Delta l/l$ ont été effectuées à l'aide d'un seul chapelet d'extensomètres amovibles (Fig. 6) délimitant neuf tronçons de mesure [1, 2].



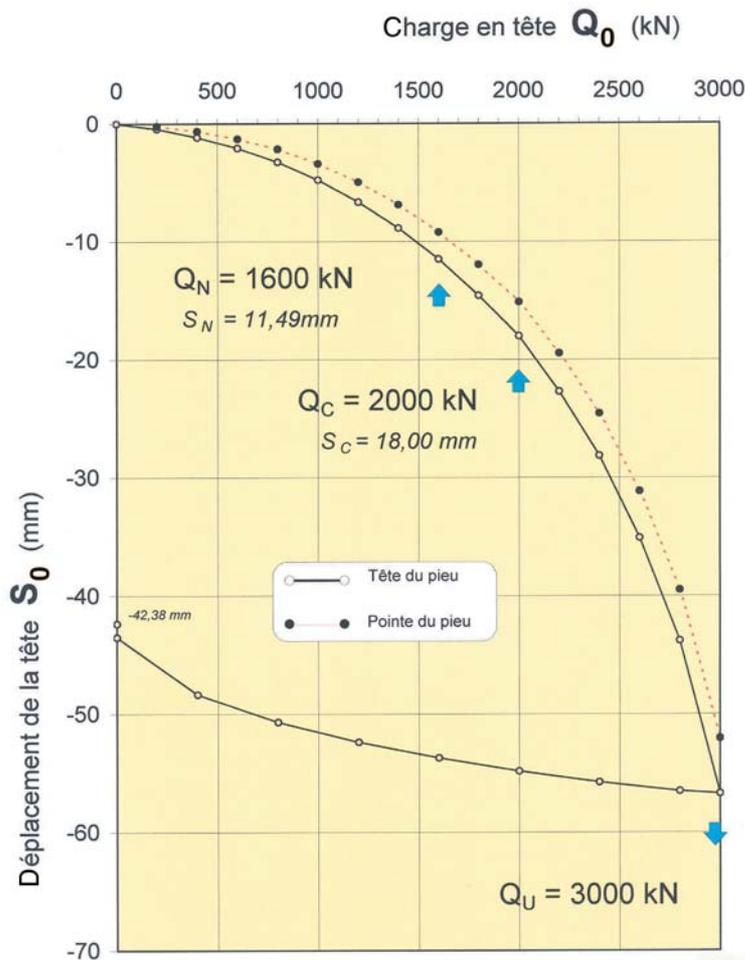
■ Fig. 6
Disposition des tronçons de mesure le long du fût.

ESSAI DE CHARGEMENT ET RÉSULTATS

Le pieu d'essai a été chargé le 23 avril 2003, soit après un délai de repos de 12 jours, et selon un programme conforme aux principes du mode opératoire de l'essai de pieu des LPC [3]. La charge d'épreuve a été appliquée par paliers de 0,2 MN. L'essai a été poussé jusqu'à la limite du vérin, soit un total de 15 paliers, d'où une contrainte maximale de quelque 23 MPa sur la section pleine (\varnothing 410 mm) du pieu.

Les relations caractéristiques obtenues après l'interprétation des mesures effectuées en tête ont été les suivantes :

- enfoncement de la tête du pieu s_0 et de la pointe s_P sous la charge Q_0 , pour chaque palier (Fig. 7),
- relations entre s_0 et $\log t$ traduisant l'évolution du fluage pour chaque palier,
- graphique pour la détermination de la charge critique de fluage Q_C .



■ Fig. 7
Courbes d'enfoncement de la tête et de la pointe du pieu d'essai.

L'analyse du comportement du pieu jusqu'au 15^e palier, soit 3 MN, montre que la charge limite conventionnelle vis-à-vis du sol Q_u a été pratiquement atteinte, ce qui est confirmé par les enfoncements de la tête s_0 , et de la pointe s_p , très proches du 10^e du diamètre extérieur nominal du fût, c'est-à-dire 62 millimètres.

La charge critique de fluage a été estimée à $Q_c = 2$ MN, et la charge limite vis-à-vis du sol à $Q_u \geq 3$ MN. Il en résulte une charge nominale $Q_N = 1,6$ MN, avec un coefficient de sécurité de 0,8*. Dans le cas présent, la charge nominale Q_N ainsi déduite se situait au-delà de la charge nominale du projet Q_{NP} prise égale à 1,11 MN pour des pieux $\varnothing 410/620$ mm. D'où un rapport $Q_N/Q_{NP} = 1,45$.

Si l'on revient à l'essai proprement dit, à la fin du 15^e palier et sous la charge de 3 MN, l'enfoncement brut de la tête s_0 , intégrant le raccourcissement élastique du fût et les déformations du sol, a atteint 56,72 mm. Après déchargement complet, l'enfoncement résiduel s_r est resté stabilisé à 42,38 mm. Concernant l'enfoncement brut sous charge du projet $Q_{NP} = 1,11$ MN, celui-ci ne vaut plus que 5,8 mm, soit une valeur tout à fait acceptable puisqu'elle est associée à des déformations essentiellement élastiques.

L'analyse de la distribution des efforts et de leur mobilisation a été effectuée à partir des raccourcissements unitaires $\Delta l/l$. On a établi que pour la charge de 3 MN appliquée en tête, la charge retransmise en pointe est égale à 1,33 MN, soient 44 % de la charge maximale d'épreuve (Fig. 8).

La valeur du facteur de pointe k_p a été estimée à 3,65. Rappelons que la valeur proposée précédemment [4] est comprise entre 3,6 et 4,2.

* Il est intéressant de constater qu'un calcul prévisionnel, dans le cas d'une combinaison à l'ELS suivant les règles du Fascicule 62 Titre V, conduirait à une charge nominale très proche en utilisant les valeurs déduites de l'essai de chargement, à savoir :

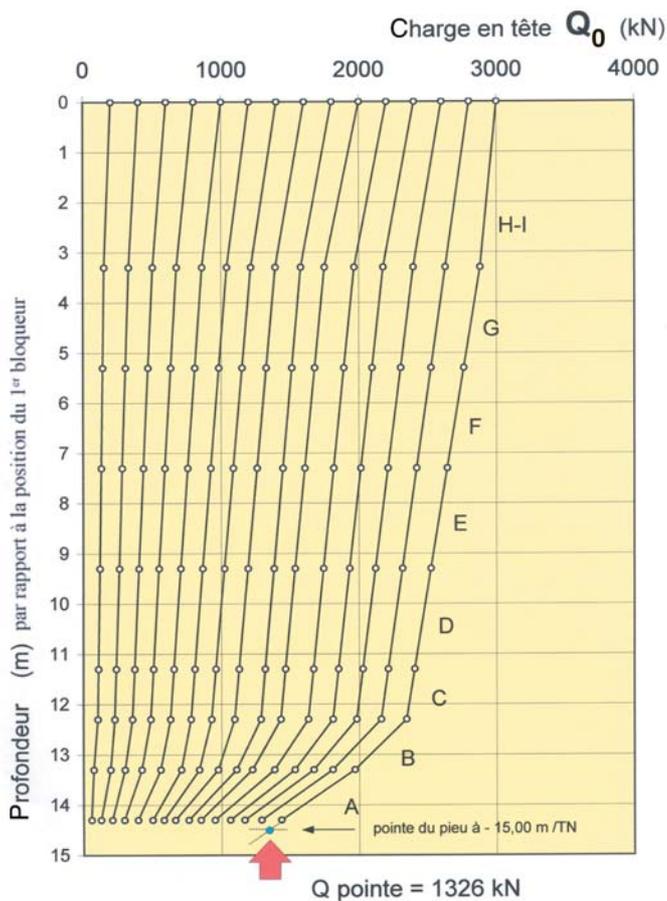
$$Q_N = \frac{Q_U}{2} = \frac{Q_{PU}}{2} + \frac{Q_{SU}}{2} \text{ soit } Q_N = \frac{1,33}{2} + \frac{1,67}{2} = 1,50 \text{ MN}$$

L'individualisation des frottements unitaires q_s par niveaux, dont les courbes de mobilisation sont illustrées par la figure 9, conduit, pour des déplacements y_i de 50 mm correspondant au $1/10^e$ du diamètre moyen, aux valeurs suivantes :

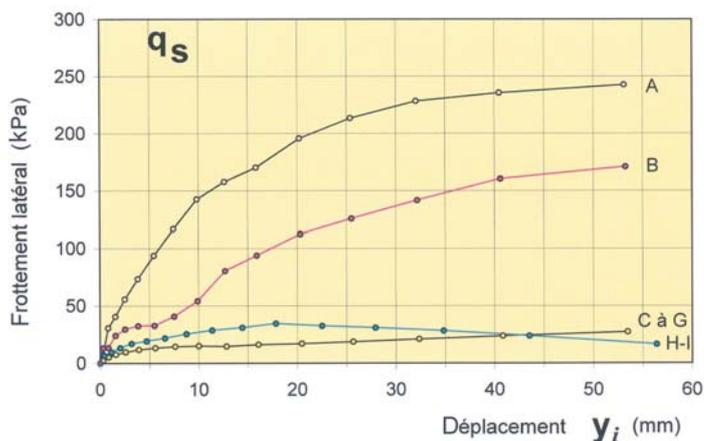
- niveaux H à C, $18 < q_s < 35$ kPa, essentiellement dans les alluvions modernes compressibles de p_1 moyen 0,3 MPa,
- niveaux A et B, respectivement 245 kPa et 160 kPa pour les sables et graviers et les sables limoneux de p_1 moyen 1,2 MPa, et $6 < q_c < 14$ MPa.

On notera que tous les frottements sont pleinement mobilisés.

■ Fig. 8
Distribution de la charge le long du fût.



■ Fig. 9
Courbes de mobilisation du frottement latéral à différents niveaux.



CONCLUSIONS

Sur le plan de la capacité portante, l'essai de chargement a montré :

- que le pieu testé indiquait une portance globale élevée pour une longueur totale de 15 m, essentiellement assurée par les deux derniers mètres de sables moyennement denses, la pointe étant arrêtée dans des sables limoneux de $p_l^* = 1,2$ MPa ;
- que sous la charge de service $Q_{NP} = 1,11$ MN, l'enfoncement élastique vaut 5,8 mm ;
- que les valeurs des paramètres dimensionnants, à savoir le facteur de pointe k_p et les frottements unitaires q_s sont très proches des valeurs proposées dans la référence [4], consacrée au calcul des pieux refoulants. On notera que l'interprétation a été effectuée en prenant un diamètre D_f (diamètre maximal de la spire).

Sur un plan plus général, les mesures extensométriques ayant permis de s'assurer de l'intégrité du fût sur toute sa hauteur, il a été démontré à nouveau que la technique des pieux refoulants était réalisable dans les sables sous nappe.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] BUSTAMANTE M., GIANESELLI L., *La mesure des déformations à l'aide des extensomètres amovibles LPC*, Méthode d'essai des LPC, **34**, janvier **2001**, nouvelle édition.
- [2] BUSTAMANTE M., GIANESELLI L. (1996), *Recommandations pour la préparation d'un essai de chargement statique de pieu instrumenté à l'aide d'un extensomètre LPC*, Méthode d'essai des LPC, **45**, novembre **1996**.
- [3] BUSTAMANTE M., JÉZÉQUEL J.-F. (1989), *Essai statique de pieu isolé sous charge axiale*, Méthode d'essai des LPC, **31**, février **1989**.
- [4] BUSTAMANTE M., GIANESELLI L. (1994), Contribution au dimensionnement des pieux vissés, *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et chaussées*, **191**, mai-juin **1994**, pp. 41-53.