

INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.

Effet du fluage du sol et du béton sur le comportement à long terme d'un pieu battu

Incidence of soil and concrete creeping on long term behaviour of a driven pile

M. Bustamante, S. Borel & L. Gianceselli –
Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) – France

RÉSUMÉ: Le viaduc de la Mirna (Croatie) devra franchir une vallée dont le sous-sol est constitué par un dépôt d'argile plastique, de 160 m d'épaisseur et de très médiocre compacité. L'obligation d'avoir à fonder le viaduc sur des pieux de grande longueur a conduit à étudier leur comportement en vraie grandeur. L'interprétation des résultats obtenus pour l'un des pieux battu instrumenté devait révéler l'importance du fluage pour la prévision des enfoncements. On a constaté que les déplacements différés résultaient essentiellement du fluage du sol et du fluage du béton, la dérive de l'instrumentation étant insignifiante. L'évaluation de chacune de ces composantes a fait apparaître l'importance du fluage du béton.

ABSTRACT: The Mirna river viaduct (Croatia) will cross a valley with a subsoil consisting of a very soft clay deposit, 160 m thick. The necessity to found the viaduct on long floating piles has led to study in full scale the behaviour of various piles. The interpretation of the results obtained for one driven pile, fully instrumented, has revealed that the creeping could be of a significant importance when predicting the settlement. The measured 'gross' creeping was due mainly to 2 causes: the creeping of the soil and the creeping of the shaft concrete, the drifting of the instrumentation being insignificant. The authors are reporting about factors with far reaching implications when engineers have to design piles supporting structures for which very small settlements are required (high speed train viaduct, bridge-channel, assembling hall for precision construction).

1 INTRODUCTION

Dans la pratique des pieux, s'il importe de connaître en premier lieu la portance dite à "court terme", il peut être demandé aussi de prévoir l'évolution des enfoncements différés ou "long terme". Cela peut être le cas entre autres lorsque :

- les fondations doivent supporter des ouvrages n'acceptant que de très faibles tassements différentiels (viaducs pour train à grande vitesse, ponts-canaux, halls d'assemblage des usines de l'industrie de précision, etc.) ;
- on est en présence de dépôts très compressibles dont l'importance ne permet pas d'atteindre le substratum ou des couches d'assise suffisamment compactes.

Dans le cas de la traversée de la vallée de la Mirna (Croatie), c'est cette deuxième configuration qui a justifié que soit étudiée l'évolution dans le temps des enfoncements d'une fondation sur pieux. La reconnaissance réalisée avec tous les moyens disponibles (prélèvement d'échantillons intacts, CPT, PM, SPT) ayant révélé que le sous-sol de la Mirna était constitué jusqu'à 160 m par des argiles plastiques de très médiocre compacité, deux options s'offraient au projeteur (Schneider & Harnois, 1999) :

- la variante remblai, avec tous les problèmes inhérents aux sols compressibles ;
- le viaduc fondé sur fondations profondes.

L'option viaduc conduisait à concevoir un ouvrage léger, d'une longueur totale de 1365 m, fondé sur des pieux dont la longueur économique fut estimée à environ 55 m. À cette profondeur, le dépôt restait encore caractérisé par des valeurs de paramètres extrêmement médiocres (Lisac et al., 1998) : cohésion non drainée $c_u = 125$ à 165 kPa, pression limite pressiométrique Ménard $p_l = 0.7$ à 0.9 MPa, module pressiométrique Ménard $E_M = 6.5$ MPa, résistance CPT $q_c = 2$ à 3 MPa.

Aussi, il a été proposé de vérifier en vraie grandeur la validité du choix de la fondation sur pieux et de son dimensionnement prévisionnel. On en a profité pour optimiser le choix de la technique de pieux en comparant les avantages et inconvénients respectifs de pieux forés, battus et battus injectés.

Les essais avaient pour objectifs :

- de déterminer la portance globale réelle à "court terme" et

- ses composantes caractéristiques que sont le frottement latéral et la résistance de pointe ;
- de s'assurer que les critères de détermination de la charge de service ne risquaient pas d'être mis en défaut à "long terme" en raison de la médiocrité exceptionnelle du sous-sol ;
- d'estimer l'évolution des enfoncements à "long terme" sous charge statique, en s'efforçant de distinguer les composantes instantanées et différées ;
- de disposer de données expérimentales dans le but d'extrapoler le comportement de la fondation sur plusieurs décennies.

Ce sont plus particulièrement ces 3 derniers points, d'ailleurs intimement liés, qui font l'objet de cette communication.

2 PROGRAMME D'ESSAIS ET INSTRUMENTATION

Sur le site du futur viaduc ont été mis en place et chargés statiquement les pieux suivants :

- 1 pieu foré sous bentonite Ø800 mm (P1) ;
- 1 pieu circulaire battu préfabriqué (P3) en béton armé centrifugé de type GRAM (diamètre extérieur Ø450 mm, diamètre intérieur Ø230 mm, taux d'armature $\rho \approx 1\%$) ;
- 1 second pieu battu de type GRAM Ø450 mm, équipé d'un système d'injection, puis injecté (P2) ;
- 2 profilés battus acier H 500×300 mm (R2 et R9).

Les pieux P1, P2 et R2 ont été soumis à un essai de chargement statique par paliers maintenus constants, jusqu'à atteindre la charge limite Q_{li} . La durée totale de ces essais était comprise entre 12 et 14 heures.

Le pieu P3 a été chargé par paliers jusqu'à une charge de cage qui a été maintenue durant une période de 6 semaines. Le chargement a ensuite été repris jusqu'à atteindre la charge limite Q_{li} . En outre les pieux P3 et R9 ont fait l'objet d'un chargement horizontal.

L'instrumentation mise en place pour les essais verticaux a permis de mesurer :

- la charge appliquée en tête des pieux au moyen de manomètres de précision et d'un peson annulaire ;



Figure 1. Vue générale de l'essai de chargement du pieu P3.

- les enfoncements de la tête des pieux avec des comparateurs potentiométriques au $1/100^e$ mm ;
- les déformations unitaires $\Delta\ell/\ell$ au moyen d'extensomètres amovibles type LCPC (Bustamante & Doix, 1991) délimitant sur chaque pieu 12 tronçons de mesure. Pour ce qui concerne le pieu P3, les extensomètres étaient installés dans un tube de réservation disposé à l'intérieur du pieu GRAM et scellé au coulis de ciment.

La figure 1 présente une vue de l'ensemble des dispositifs utilisés lors du chargement du pieu P3.

3 RÉSULTAT DE L'ESSAI DE CHARGEMENT

Le pieu P3, soumis à l'essai de longue durée, avait une longueur de fiche dans le sol de 53.8 m. Son programme de chargement est schématisé sur la figure 2. Après avoir été chargé par paliers de 0.2 MN jusqu'à la charge de calage $Q_M = 1.2$ MN, le pieu P3 a été maintenu sous charge quasi permanente du 17 mai au 30 juin 1998, soit pendant 43 jours.

La charge de calage $Q_M = 1.2$ MN a été choisie, avant l'essai, sur la base des reconnaissances géotechniques. Elle est égale à la charge de service estimée, soit $Q_N = 0.90$ MN, majorée de 30%. L'ensemble des grandeurs caractéristiques (température ambiante, charge, enfoncements de la tête, raccourcissements unitaires $\Delta\ell/\ell$ du fût) a été enregistré automatiquement. La charge

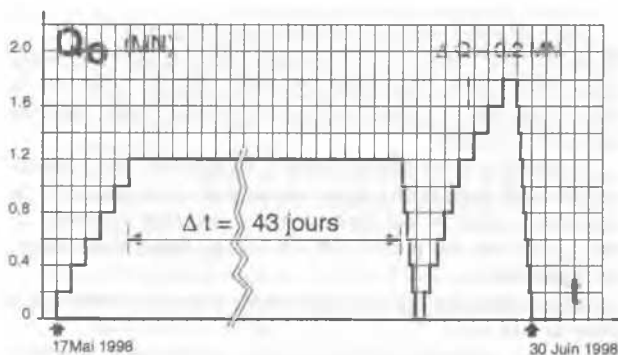


Figure 2. Programme de chargement du pieu P3.

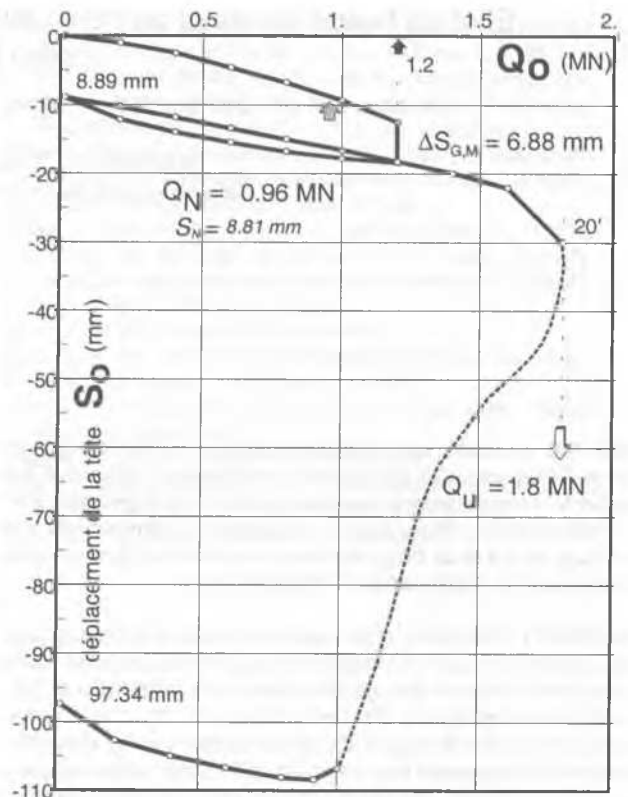


Figure 3. Courbe de chargement du pieu P3.

était réajustée manuellement une fois par jour. Elle est restée comprise entre 1.1 et 1.22 MN, soit une variation d'environ +2% et -8% de la charge de calage Q_M .

Le pieu P3 a été déchargé puis rechargé 43 jours après son calage comme indiqué sur la figure 2. La courbe de chargement (Fig. 3) montre que la rupture du sol s'est produite 20 minutes après l'application de $Q_U = 1.8$ MN.

On remarque que la charge de calage retenue excédait effectivement de quelque 25% la charge de service déduite de l'essai $Q_N = 0.96$ MN. En fait la charge de calage était pratiquement égale au 2/3 de la charge ultime Q_U mesurée.

La distribution de la force normale mesurée au moyen des extensomètres amovibles est présentée sur la figure 4. La figure 5 illustre la mobilisation du frottement latéral qui en est déduite.

La charge limite Q_U se redistribue à raison de $Q_{U,p} = 0.16$ MN sous la pointe et $Q_{U,s} = 1.64$ MN pour le frottement latéral global, soit respectivement 9% et 91% de la charge limite. Les frottements unitaires limites q_s valaient en moyenne :

- $q_s = 4$ kPa sur les 16 premiers mètres de sol et
- $q_s = 32$ kPa pour la partie inférieure du fût.

4 COMPORTEMENT SOUS CHARGE MAINTENUE

La figure 6 présente l'enfoncement de la tête en fonction du logarithme du temps. Pour le palier de longue durée, le déplacement différé (ou fluage) global mesuré valait $\Delta S_{G,M} = 6.88$ mm entre 1 minute et 43 jours.

Le tassement sous la charge de calage peut être rapproché

Tableau 1. Valeurs du paramètre α .

Intervalle	0.8 MN	1.0 MN	1.2 MN
1 à 60 minutes	0.40	0.60	0.80
1 à 10 ³ minutes	-	-	0.75
10 ³ à 6.10 ⁴ minutes	-	-	2.55
2.5.10 ⁴ à 6.10 ⁴ minutes (17 à 43 jours)	-	-	1.40
1 à 6.10 ⁴ minutes	-	-	1.45

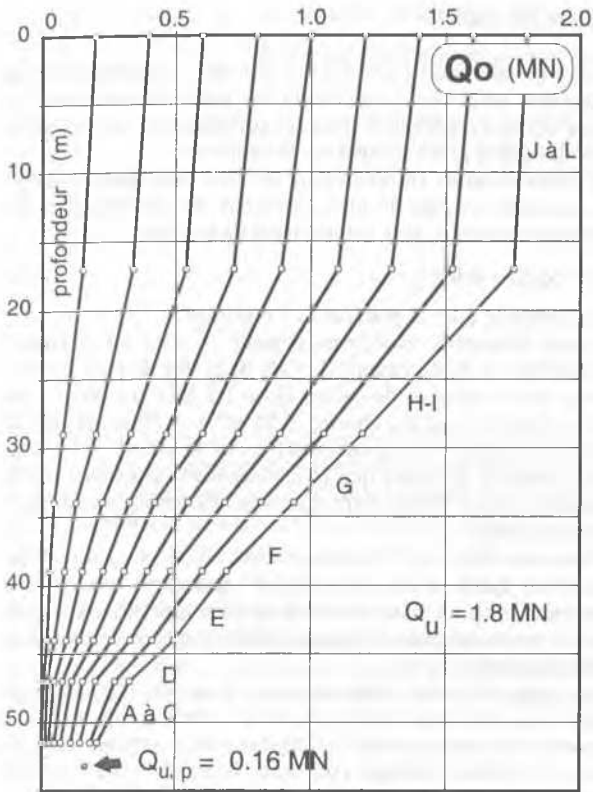


Figure 4. Force normale pour chaque palier.

d'une succession de segments de droites ou une droite unique, décrites par la relation :

$$S_0(t) = S_0(t_0) + \alpha \log(t / t_0) \quad (1)$$

avec α caractérisant la pente des segments de droite.

Les valeurs du coefficient α pour différents intervalles de temps sont présentées dans le tableau 1.

Trois phénomènes permettent d'expliquer le déplacement différé de la tête du pieu $\Delta S_{G,M}$ sous charge constante :

- les déplacements éventuels des bases fixes ΔS_F ;
- les déformations différées du béton ΔS_B ;
- les déformations différées du sol ΔS_S .

4.1 Déplacements des bases fixes ΔS_F

Les déplacements mesurés lors du palier de 43 jours indiquent des "sauts" d'enfoncements positifs (à 1000 minutes, 10 jours, 16 jours) ou négatifs (à 2000 minutes). Ces sauts résultaient des mouvements des bases fixes. C'est ainsi par exemple que le "saut" observé vers la 1000^{ème} minute correspondait à une appli-

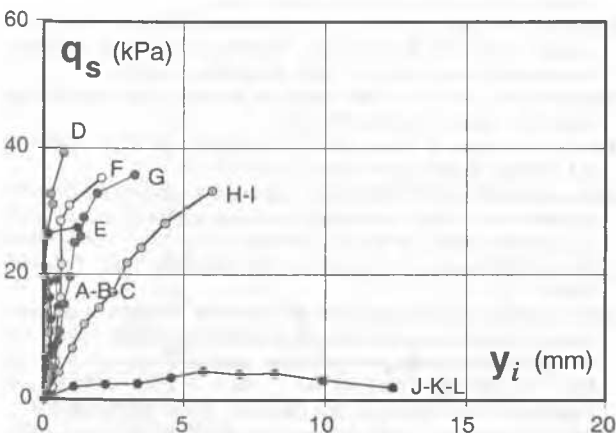


Figure 5. Courbes de mobilisation du frottement latéral.

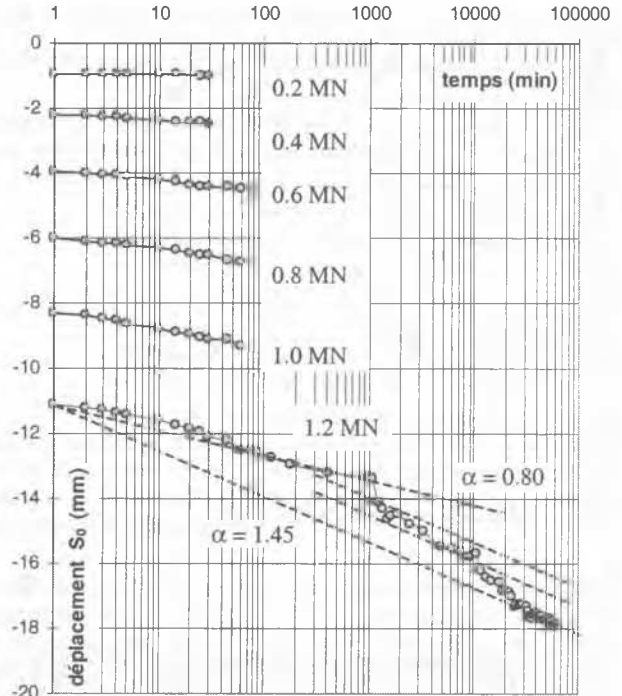


Figure 6. Enfoncement sous charge maintenue.

cation accidentelle du patin de la grue de chantier près des bases. Les déplacements ΔS_F sont difficilement prévisibles et dépendent des conditions d'essais. On a considéré par la suite et par souci de simplification $\Delta S_F = 0$.

4.2 Déformations différées du béton ΔS_B

Elles ont été évaluées à partir des extensomètres amovibles installés à l'intérieur du pieu. Selon le niveau de mesure, celles-ci ont augmenté de 35 à 90% durant le palier de 43 jours (Fig. 7). Cette augmentation pouvait être la conséquence :

- de la dérive des extensomètres ;
- du fluage du béton ΔS_B ;
- d'une variation de la force normale dans le pieu.

Pour ce qui concerne la dérive des extensomètres, on a vérifié en laboratoire, lors d'un essai poursuivi pendant une période continue de plus de 2 ans, que celle-ci était insignifiante (Fig. 8).

Pour ce qui concerne le fluage du béton, on a tracé sur la figure 7 les déformations de fluage estimées selon le règlement français

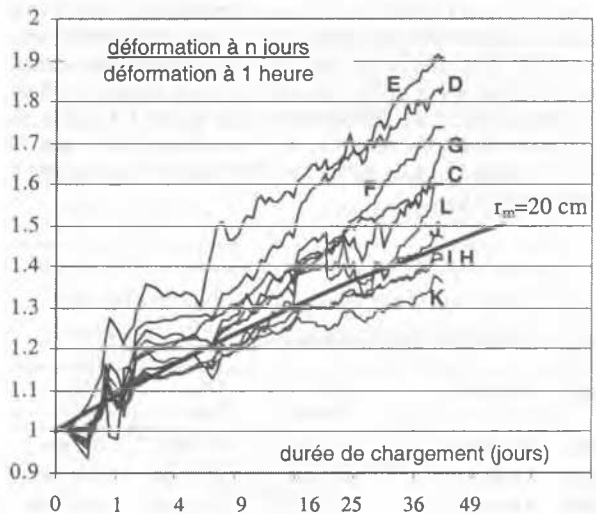


Figure 7. Mesures extensométriques durant le palier de 43 jours.

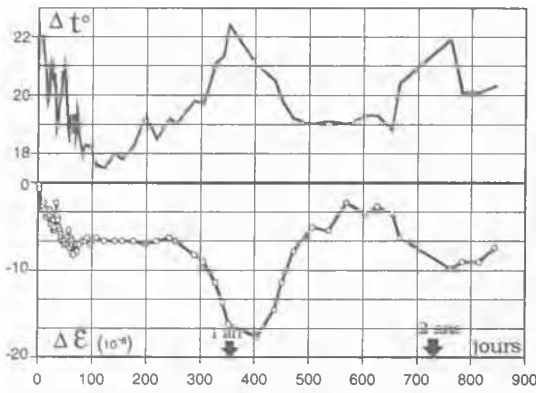


Figure 8. Étude de la dérive des extensomètres.

de calcul du béton précontraint BPEL (1991) :

$$\frac{\epsilon_{fl}}{\epsilon_i} = 2 \frac{\sqrt{t}}{\sqrt{t} + 5\sqrt{r_m}} \quad (2)$$

où ϵ_{fl} est la déformation unitaire de fluage, ϵ_i la déformation instantanée, t (en jours) la durée de chargement et r_m (en cm) le rayon moyen de la pièce, pris égal à 20 cm. C'est pour les niveaux supérieurs H à L, pour lesquels la charge reste quasi constante, que le calcul représente le mieux les mesures. Pour les niveaux inférieurs A à G, où les déformations unitaires différées étaient plus importantes, on peut supposer que s'est produit une augmentation de l'effort résultant du fluage du sol.

4.3 Déformations différées du sol ΔS_s

Les déplacements différés dus à la déformation du sol peuvent être estimés par différence :

$$\Delta S_s = \Delta S_{G,M} - \Delta S_F - \Delta S_B$$

Les valeurs obtenues pour les charges 0.8 MN, 1.0 MN et 1.2 MN sont indiquées dans le tableau 2.

Ces résultats semblent bien confirmer que le facteur béton est important pour une analyse des enfoncements.

Toujours pour le béton, une extrapolation de ΔS_B au-delà de 43 jours nécessiterait une étude spécifique du béton du pieu GRAM, étant donné que la loi (2) est trop générale. Des calculs réalisés avec différentes lois de fluage ont donné des valeurs de 10 à 20 mm entre 3 minutes et 50 ans.

Pour ce qui concerne le déplacement différé global $\Delta S_{G,M}$, celui-ci a été extrapolé sur la base de l'équation (1) avec $\alpha = 1.45$ conduisant à une valeur de 11 mm à 50 ans.

Tous ces calculs montrent que les extrapolations à long terme ne conduisent pas à des déplacements excessifs pour les structures courantes. Et si l'on ne sait pas encore distinguer précisément la part de déplacement différé due au sol ou au béton, le fait de ne pas avoir observé de déplacement de la pointe à 43 jours va dans le sens d'une stabilisation. Et ceci d'autant plus que la charge de calage Q_M était inférieure d'environ 30% seulement à la charge limite Q_U .

Tableau 2. Valeurs des déplacements différés

Charge	Intervalle	ΔS_B Béton	$\Delta S_{G,M}$ Total	ΔS_s Sol
0.8 MN	3 à 60 min	0.5 mm	0.6 mm	0.1 mm
1.0 MN	3 à 60 min	0.7 mm	0.85 mm	0.25 mm
1.2 MN	3 à 60 min	0.7 mm	1.25 mm	0.55 mm
1.2 MN	3 min à 43 jours	6.5 mm	6.7 mm	0.2 mm

5 CONCLUSIONS

Le pieu préfabriqué battu P3 a été soumis à un programme de chargement particulier comprenant un palier intermédiaire de longue durée. Le tableau 3 situe ses performances par rapport à celles des autres pieux essayés sur le même site.

L'observation du comportement du pieu sous charge maintenue constante pendant 43 jours, a permis de vérifier que la loi d'évolution moyenne de l'enfoncement de la forme :

$$S_0(t) = S_0(t_0) + \alpha \log(t/t_0) \quad (1)$$

était acceptable pour la pratique de l'ingénieur.

Ayant déterminé expérimentalement α , cette loi a permis d'extrapoler les déplacements différés de la tête du pieu à 10 ou 50 ans, pour la charge de calage $Q_M = 1.2$ MN qui dépasse de 25% la charge de service choisie (0.96 MN). À 50 ans et sous la charge de calage, le déplacement différé de la tête du pieu est du même ordre de grandeur que le déplacement instantané, le déplacement total à 50 ans étant donc égal au double du déplacement instantané.

Pour une dérive de l'instrumentation utilisée (extensomètres amovibles) quasi nulle, il semblerait que pour une période d'observation de 43 jours, la part de déplacement différée due au seul béton soit du même ordre de grandeur que le déplacement différé de la tête du pieu.

Le fluage du béton mériterait donc à ce titre d'être pris en compte pour des pieux forés ou battus en béton armé destinés à supporter des ouvrages dont les déplacements verticaux doivent rester très faibles: ouvrage pour train à grande vitesse, ponts-canaux, halls d'assemblage des usines de précision.

Enfin et pour ce qui est de la charge de service Q_N , l'usage qui consiste à choisir 45 à 50 % environ de la charge limite réelle Q_U semble mettre à l'abri de toute augmentation rédhitoire des enfoncements.

Tableau 3. Résultats des essais de chargement sur le site de la Mirna.

Pieu		P1	P2	P3	R2
Type		Foré	Battu injecté	Battu	Battu arraché
Longueur	L (m)	49.2	55.0	53.8	64.0
Charge limite	Q_U (MN)	5.0	>>3.3	1.8	3.3
Frottement latéral	$Q_{U,S}$ (MN)	5.0	>3.3	1.64	3.3
Résistance en pointe	$Q_{U,P}$ (MN)	0	(a)	0.16	0
Charge de service	Q_N (MN)	2.4	>2.64	0.96	1.65
Enfoncement sous la charge de service	$S_{0,N}$ (mm)	4.2	-	8.81	17.0

(a) résistance en pointe non mobilisée durant l'essai

6 RÉFÉRENCES

- Bustamante, M. Borel, S. Gianceselli, L. 1998. Les essais du viaduc de la Mirna. Rapports Techniques du LCPC. Paris.
- Bustamante, M. Doix, B. 1991. A new model of LPC removable extensometer. *Proc. 4th International Conference on Piling and Deep Foundations Stresa, Italy*: 475-480. Rotterdam : Balkema.
- Bustamante, M. Doix, B. 2000. Etude de la dérive des extensomètres amovibles. *Rapport interne du LCPC*.
- Lisac, Z. Chassagne, P. Gianceselli, L. Bustamante, M. 1998. Viaduc de la La Mirna - Essais in situ. Rapport du LCPC.
- Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil. *Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux. Fascicule 62 - Titre V* 1993. Ministère de l'équipement, du logement et des transports. Paris: Textes officiels.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton précontraint, suivant la méthode des états limites. *Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux. Fascicule 62 - Titre I* 1991. Ministère de l'équipement, du logement et des transports. Paris: Textes officiels.
- Schneider, S. Harnois, J 1999. Le viaduc de la Mirna en Croatie. Essais de pieux. *Revue Travaux* 753:62-65