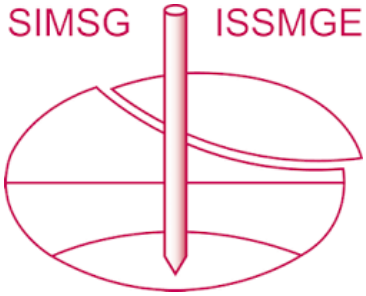
INTERNATIONAL SOCIETY FOR
SOIL MECHANICS AND
GEOTECHNICAL ENGINEERING



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.

Difficulté d'exécution des pieux profonds de grand diamètre dans des sols mous

Difficulty execution of large diameter deep piles in soft soils

Zaghouani K., Chouikha A.
Terrasol Tunisie

Haffoudhi S.
Hydrosol Fondations

RÉSUMÉ: La réalisation des pieux forés de 2m de diamètre et de 100 m de profondeur dans la vase de Tunis (cas des fondations principales du pont à haubans 'Rades-la-Goulette' à Tunis) ont posés de sérieux problèmes aux différents stades de leur exécution : notamment lors du forage, mais également lors du curage du fond du pieu, lors de la descente de cage d'armature et puis lors du bétonnage. L'article décrit les causes des difficultés rencontrées ainsi que les dispositions constructives adoptées en vue de valider les pieux contestables moyennant les calculs justificatifs nécessaires.

ABSTRACT : The achievement of 2m diameter, 100 m deep bored piles in the specific compressible soft clay soil of Tunis (the main foundations case of the cable-stayed Rades-la-Goulette bridge of Tunis) has posed serious problems at different execution steps: particularly during drilling, when cleaning the bottom of the pile, during the reinforcing cage drop, and then during concreting. The paper describes the causes of encountered difficulties and the adopted constructive arrangements to validate the debatable piles through the necessary supporting calculations.

KEYWORDS: deep piles, drilling, concreting, reinforced piles, loading test, bearing capacity

MOTS CLÉS : pieux profonds, forage, bétonnage, pieux renforcés, essai de chargement, capacité portante

1 INTRODUCTION

Le pont 'Rades-La-Goulette' reliant la Goulette à Radès et la banlieue Nord à la Banlieue Sud de Tunis, est l'un des plus grands ouvrages d'art en Tunisie. Cet ouvrage permet de desservir également trois départements: Tunis, l'Ariana et BenArous.

Ce pont haubané, le premier du genre en Tunisie, et en Afrique est d'une hauteur de 20 mètres au-dessus du niveau de la mer (Figure 1). Il est fixé par deux tours d'une longueur de 45 mètres chacune, reposant sur les deux piles principales P12 et P13 distantes de 120m. Ces piles, dans le projet initial d'appel d'offre, étaient prévues fondées chacune sur un groupe de 8 pieux de 2m de diamètre et ancrés à 100 m de profondeur. Les deux autres piles de rive P11 et P14 sont prévues fondées sur un groupe de 6 pieux de 1.5m de diamètre et de profondeur 60m de profondeur. Le dimensionnement des pieux a été basé sur les méthodes pressiométriques (Baguelin et al. 1986 ; Bustamante et al. 2009 ; Frank et Zhao 1982 ; Frank 1994 ; Melt 1991). Seuls les pieux profonds de la pile P12, exécutés en premiers, (pieux C et G) ont fait l'objet de difficultés d'exécution. Nous présentons dans cet article le cas du pieu G, les différentes difficultés rencontrées ainsi que la démarche de calcul justificatif en vue de simuler l'effet mécanique sur la portance et les dispositions constructives de renforcement adoptées.

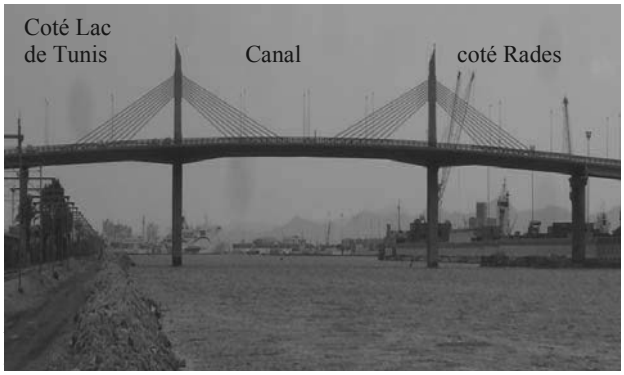


Figure 1. Photographie de l'ouvrage en service

d'épaisseur ne dépassant guère le mètre. On rencontre en moyenne de haut en bas :

- sous le TN (cote +1 NGT environ), un horizon superficiel I de vases très molles épaisse de 8 m ;
- une première couche II de sables et sables argileux moyennement denses, épaisse de 8 à 9 m ;
- une couche III d'argiles moyennement compactes, épaisse de 7 à 8 m ;
- une deuxième couche IV de sables fins plus ou moins argileux très denses, épaisse de 10 à 12 m ;
- une couche profonde V d'argiles plastiques moyennement raides à raides, de compacité croissante avec la profondeur, depuis 35 m de profondeur jusqu' à la base des sondages (115 m).

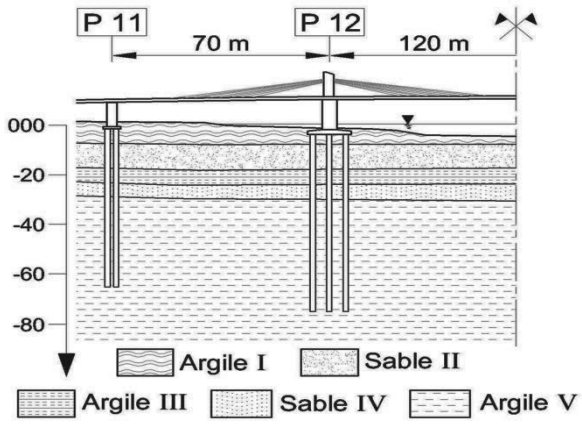


Figure 2. Demi-profil longitudinal de l'ouvrage et coupe géologique

3 DIFFUCULTÉS RENCONTRÉES LORS DU FORAGE DES PIEUX

La méthode de forage des pieux préconisée, prévoit deux techniques différentes successives:

- Forage classique 0 à 50 m de profondeur avec utilisation d'une foreuse à « bucket » type Soilmec, spécialement

adaptée pour cette profondeur, sous confinement d'une boue bentonite.

- Jusqu'à 100 m, il était prévu l'utilisation du système RCD (Revese Circulation Drilling). Cette méthode consiste à descendre un outil à lames multi-formes à trois faces triangulaires et à attaque ponctuelle du sol. Le train de tige est constitué d'une tubulure creuse et une masse poids afin de maintenir la verticalité du forage. Le train de tige est actionné par une table de rotation hydraulique posée sur la tête du pieu. Le « cuttings » est envoyé par la voie de tubulure centrale moyennant une pression d'air comprimé envoyée depuis la surface. Cette méthode s'apparente à la technique d'air-lift utilisée souvent pour le pompage ou bien parfois pour le nettoyage de fond de forage.

Lors du forage du premier pieu (pieu G de la pile P12), après avoir atteint 33m le premier jour au bout de 8h avec la technique du « bucket », une certaine déviation de la verticalité a été constatée, ce qui a nécessité le recourt à une correction moyennant le RCD. Le changement de technique de forage et la mise en œuvre de la circulation inverse se sont traduits par de nombreuses difficultés et modifications sur l'outil. La profondeur de 50 m n'a pu être atteinte qu'au bout de 8 jours, mais par la suite la profondeur de 76m a pu être atteinte en quelques heures. Cependant à partir de cette profondeur, l'argile compacte et collante s'est mise à obstruer l'orifice d'aspiration, de telle sorte que, après plusieurs tentatives et modifications, le forage a été arrêté à 79,5 m . A ce stade, en attente de prise de décision, le forage a été comblé par de la grave concassée (5/8mm) jusqu'à 13 m de la surface. Ce temps d'attente a permis de reprendre les calculs afin d'étudier l'opportunité de limiter la profondeur des pieux.

Ainsi, on conclut que la méthode de forage classique au-delà de 33m a montré des problèmes de maintien de la verticalité du forage. Cette difficulté est due à la longueur du « kelly », et du jeu qui pourrait avoir lieu entre les éléments télescopiques notamment sous l'effet du poids important du « buket » de 2m de diamètre. Cet aléa est accentué par le manque de stabilité de la plateforme de travail, mise en place sur le terrain support constitué de vase molle. Puis, la méthode de circulation inverse a permis de corriger la dérive du forage par rapport à la verticale. C'est pour cette raison qu'il a été décidé de la conserver en dépit des difficultés apparues.

3.1 *Déplacements des parois du forage durant et après l'excavation d'un pieu*

Le profil et diamètre du forage ont été contrôlés à chaque étape, par des mesures au « KODEN », qui donnent les déformations en plusieurs points de la circonférence du forage, mesurées en continue le long du forage. Il a été constaté un resserrement de l'ordre de 25cm maxi sous boue bentonitique.

Nous avons procédé à des simulations de cette déformation moyennant un calcul EF avec le logiciel Plaxis afin de déterminer un ordre de grandeur des déplacements de la paroi du forage terminé et rempli de bentonite, puis par de la grave concassée, dans les deux cas :

- à court terme juste après l'excavation ;
- à long terme une fois que toutes les surpressions interstitielles dans les argiles autour de la paroi se sont dissipées.

La déformation de la paroi est simulée dans le modèle numérique de calcul à partir du module d'élasticité E :

- à court terme E a été déduit du module pressiométrique EM (Combarieu 2006) ;
- à long terme E a été déduit de l'indice de gonflement au déchargement C_s mesuré par les essais oedométriques (module consolidation de Plaxis).

$$\lambda^* = \frac{Cc}{2.3\,(1+e_0)} \quad ; \quad \kappa^* = \frac{2\,Cs}{2.3\,(1+e_0)} \qquad (1)$$

avec Cc/Cs =10

Les calculs EF d'un modèle axisymétrique (Figure 3), donnent des valeurs faibles du déplacement de la paroi à court terme (de l'ordre du cm à quelques cm au plus). En revanche, à long terme les valeurs de ce déplacement dans les argiles sont beaucoup plus fortes : 18 cm au maximum dans la partie supérieure de la couche V et en moyenne 10 cm dans la partie moyenne de la même couche V.

Le calcul pour les différentes phases, indique que le pieu aurait subi une déformation maximale de 4 cm environ après un jour d'attente sous confinement par de la boue bentonitique. Elle concerne la partie supérieure de la couche V pour laquelle le déplacement maximal à très long terme est de 18cm, sous confinement par de la grave concassée.

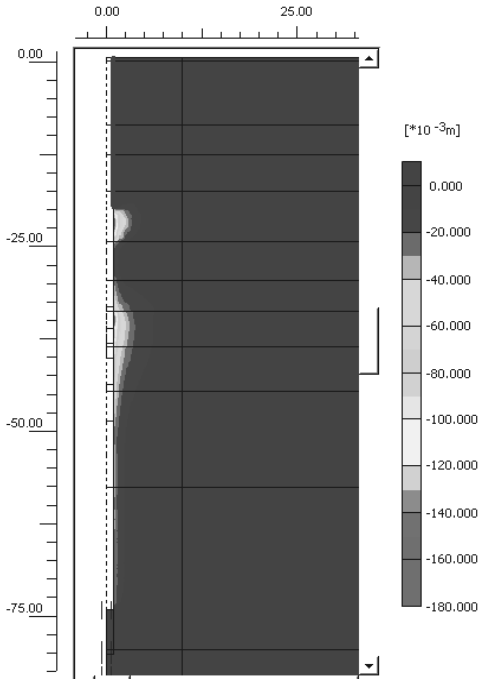


Figure 3. Déformation horizontale de la paroi du forage (max 174 mm)

Tous ces calculs, dont les résultats sont obligatoirement très approximatifs, montrent que le forage de grand diamètre dans l'argile, peut subir, durant la période de confinement sous boue, des déplacements non négligeables suite au mécanisme de relaxation du sol encaissant. Aussi, dans ces conditions, on comprend que, si la période de forage du pieu sous boue est trop longue, les couches compactes subjacentes (sable IV) peuvent présenter un risque d'éboulement.

3.2 *Effet de la relaxation du sol encaissant sur la portance du pieu isolé*

Afin de vérifier si la portance du pieu dont le sol encaissant aurait subi une altération, nous avons supposé que ceci a un effet direct sur le terme de frottement latéral q_s qui est fonction de la pression limite de terrain P_l. Le terme de pointe a été considéré peu affecté. Par mesure de sécurité, il a été recommandé de procéder à des travaux d'injection de la pointe.

Ainsi, le pieu G de la pile P12, a fait l'objet d'une reconnaissance complémentaire basée sur un sondage pressiométrique réalisé à proximité immédiate du pieu et un deuxième sondage un peu plus loin dans une zone supposée non affectée. Une étude paramétrique reliant un facteur de

surdimensionnement (Q_{adm}/Q+W) à un coefficient réducteur sur les pressions limites noté r(%) a été effectuée :

$$r(\%) = 1 - (Pl_{réduite} / Pl_{initiale}) \quad (2)$$

avec Q_{adm} : la mobilisation du sol, Q : charge de service et W : poids du pieu déjaugé du sol encaissant (pour les pieux de grandes dimensions, le poids propre a une influence non négligeable qu'il faudrait intégrer à la descente des charges). On distingue pour la suite r_i et r_g, respectivement les coefficients réducteurs pour le pieu isolé et pour le groupe.

Dans le cas du pieu isolé, cette étude conduit au graphique suivant (Figure 4), qui montre que la réduction sur les valeurs des pressions limites du terrain encaissant ne doit pas dépasser 23% pour que le pieu soit justifié vis-à-vis de la portance, avec :

$$q_{s(réduit)} = (1 - r).q_s \; ; (0 \leq r \leq 1) \quad (3)$$

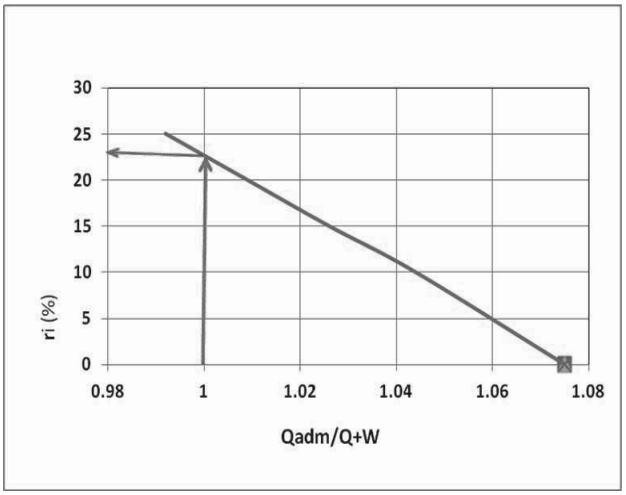


Figure 4. Coefficient réducteur de la portance en fonction du facteur de surdimensionnement : cas du pieu isolé

3.3 *Effet sur la portance du groupe de pieux*

La pile P12, a nécessité un groupe de 9 pieux arrêtés tous à 79.5m au lieu de 8 pieux initialement prévus descendre à 100m (Guilloux et al. 2009).

La même démarche précédente est conduite afin de déterminer une borne inferieure du coefficient réducteur r_g sur les caractéristiques du sol, afin de justifier la portance du groupe. Le groupe de pieux est modélisé par un pieu équivalent permettant ayant la même surface que l'enveloppe extérieure circonscrite aux 9 pieux, comme l'indique le schéma (Figure 5) suivant :

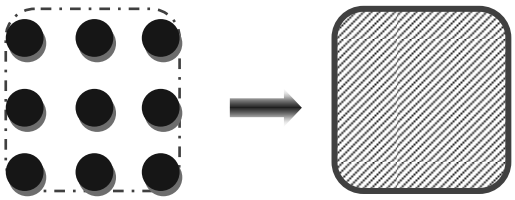


Figure 5. Principe du pieu équivalent au groupe de pieux

Le graphique suivant (Figure 6) montre que le groupe de pieux reste justifié vis-à-vis de la charge de service même en considérant un coefficient réducteur de 100% sur les valeurs de P_l, donc sur q_s. En effet, la capacité admissible du groupe a une répartition entre les efforts de pointe et de frottement latéral tout à fait différente de celle du pieu isolé. Alors que dans le pieu isolé la charge admissible en tête est essentiellement reprise par le frottement latéral, il n'en est plus de même dans le groupe où la pointe est beaucoup plus sollicitée. Ce calcul de pieu équivalent est justifié dans la mesure où le rapport de l'entraxe des pieux à leur diamètre est inférieur à 3, ce qui conduit à ce que les pieux et le sol qu'ils enserrent aient un comportement à peu près monolithique (Schlosser et al. 2009).

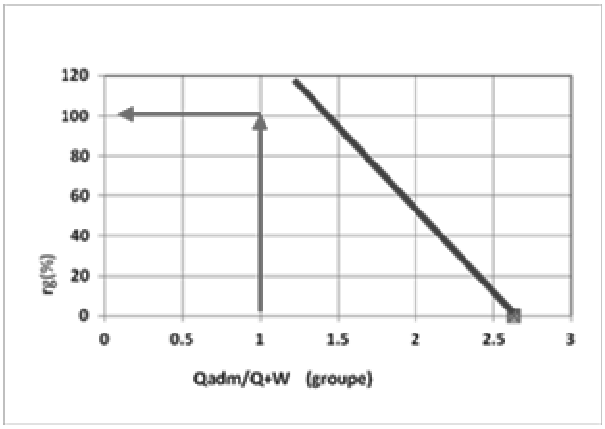


Figure 6. Coefficient réducteur de la portance en fonction du facteur de surdimensionnement : cas du groupe de 9 pieux.

3.4 *Effet de la relaxation du sol encaissant sur la raideur du groupe*

Une étude paramétrique de calcul de tassement du groupe de pieux a été également effectuée en considérant plusieurs cas de taux de dégradation qui affectent les 8 pieux extérieurs du groupe. En conditions normales de forage, sans dégradation de la paroi, le tassement du pieu équivalent est de 26mm. Le graphique suivant (Figure 7) montre que cette valeur sera doublée si l'on atteint un taux de dégradation de 50%. Ainsi, la raideur du groupe de pieux sera sensiblement affectée.

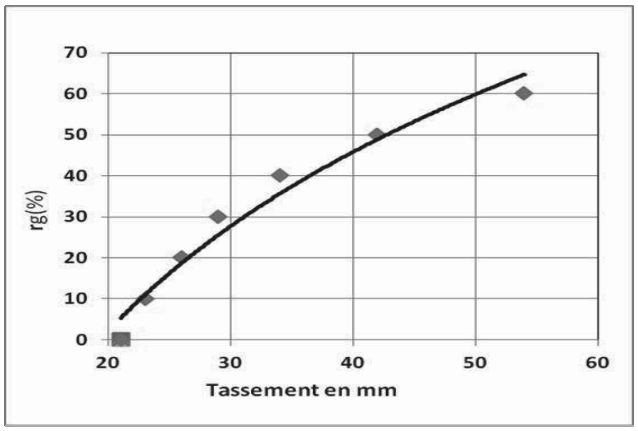


Figure 7. Coefficient reducteur affectant le groupe de 9 pieux en fonction du tassement admissible choisi

4 DIFFICULTÉS LORS DU BÉTONNAGE DES PIEUX

L'opération de bétonnage du pieu G a également posé des difficultés après reprise du forage. Un éboulement de la couche de sable a eu lieu. Des essais d'auscultation soniques ont révélés une anomalie au sens de la norme, très marquée et dont l'épaisseur est importante qui a affecté l'intégrité du pieu G vers 40 m de profondeur. Cette coupure de béton a été confirmée par des sondages carottés (présence de sable et gravier). Ce pieu a nécessité un traitement particulier de renforcement.

4.1 *Traitement des anomalies*

Deux carottages dans le pieu ont été réalisés et ont été descendus sous la pointe du pieu. Par ailleurs, les six tubes métalliques prévus pour l'auscultation soniques ont été percés par un procédé spécialement conçu à cet effet : perçage par oxycoupage au plasma (Figure 7).

Figure 8. Procédé de perforation par oxycoupage au plasma

Figure 9. Essai préalable de perforation sur un tube extérieur

Ainsi, au travers les perforations multiples (Figure 9) le long des tubes métalliques d'auscultation, et des sondages carottés, on a procédé au nettoyage des cavités avec la circulation d'eau sous pression.

Une auscultation endoscopique par une caméra, au travers les carottés dans le pieu, a permis de s'assurer de la qualité du nettoyage des zones d'anomalies.

4.2 *Renforcement mécanique du pieu*

Le long des anomalies, ainsi qu'au niveau de reprise du bétonnage, des micropieux ont été réalisés pour assurer une liaison mécanique et restituer l'intégrité du pieu. 23 barres HA 50 ont été réparties sur la section du pieu G et ont été scellées au coulis de ciment, en même temps que le comblement des cavités.

4.3 *Amélioration de la portance en pointe*

Le sol sous la pointe du pieu a été injecté en vue d'améliorer la portance pour se placer du côté de la sécurité. En effet, ce traitement a permis d'éviter un mauvais curage du fond de forage du pieu qui était jugé inefficace avec la méthode RCD

5 CONCLUSION

Les déplacements de la paroi du forage peuvent être importants dans les argiles lorsque le temps de forage sous bentonite est très long comme fut le cas pour le pieu G de la pile P12 du Pont Rades-La-Goulette. La dégradation de la résistance du sol par suite de ces déplacements de paroi a affecté l'effort de frottement latéral, mais pas l'effort de pointe. Si cet effet peut être important sur le pieu isolé, il est pratiquement sans effet sur la portance du groupe de pieux dans lequel l'effort de frottement latéral n'est plus du tout la part essentielle vis-à-vis de l'effort de pointe, comme c'est le cas pour la charge admissible du pieu isolé. Seule, la raideur peut en être sensiblement affectée.

6 RÉFÉRENCES

Baguelin, F., Bustamante, M., Frank, R. 1986. The pressuremeter for foundations: French experience. *Proc. Conference on the Use of In-Situ Tests in Geotechnical Engineering, Blacksburg, VA, ASCE, Geot. Special Pub*(6),31-46.

BUSTAMANTE, M., Gambin, M., Gianeselli, L. 2009. Pile Design at Failure Using the Ménard Pressuremeter: an Up-Date, *Proc. IFCEE '09, ASCE.*

Combarieu, O. 2006. L'usage des modules de déformations en géotechnique. *Revue Française de géotechnique*,(114), p. 332.

Frank, R., Zhao S.R. 1982. Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale des pieux forés dans les sols fins. *Bull. Liaison Labo P. et Ch*., n° (119), 17-24.

Frank, R. 1994. The new Eurocode and the new French code for the design of the deep foundations. *Proc. Int. Conf. Design and Construction of Deep Foundations. Orlando. Florida. FHWA*(1), 279-304.

Guilloux, A., Berthelot, P., Zaghouani, K., Schlosser, F., 2009. Les fondations du pont de Radès La goulette (Tunisie) ; reconnaissances, conception et essais de pieux. *17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (17th ICSMGE) October 2009, Alexandria, Egypt.*

M.E.L.T.1991. Design Rules for Foundations, Tender Documents for Public Works. CCTG, Fasc. n° 62, TitreV (in French). Imprimerie Nationale Paris.

Schlosser, F., Gouilloux, A., Zaghouani, K. Berthelot, P. 2010. Rades Bridge Drilled Shafts Designed and Tested Using Menard Pressuremeter. *International Foundation Congress and Equipment Exhibition, Expo IFCEE 09, Orlando, Mars 2009*