

Les fondations du Pont de Radès La Goulette (Tunisie) : reconnaissances, conception et essais de pieux

Foundations of the Radès La Goulette (Tunisia) viaduct : Soil investigations, design and pile test

A. Guilloux

Terrasol, Montreuil, France

P. Berthelot

Bureau Véritas, Paris, France

K. Zaghouani

Terrasol Tunisie, Tunis, Tunisie

F. Schlosser

Expert, Paris, France

Bureau véritas, Paris, France

RÉSUMÉ

La communication présente la démarche de conception adoptée pour les fondations du pont de Radès La Goulette en Tunisie. Cet ouvrage est situé dans le lac de Tunis, avec de très grandes épaisseurs d'argiles molles à fermes. Le projet initial prévoyait des pieux de 100 m de profondeur, mais les difficultés de réalisation ont conduit à ramener leur longueur à 75 m, grâce à des essais de chargement en vraie grandeur, couplés avec des modélisations avancées du comportement des fondations, notamment en terme de déformabilité.

ABSTRACT

The paper describes the design approach developed for the foundations of the Radès La Goulette viaduct in Tunisia. The viaduct is located in the Tunis lake, with very deep soft to firm clays, and the basic design included 100 m deep piles. But the difficulties faced during the piles boring led to reduce the piles length at 75 m. This was possible thanks to full scale loading tests coupled with advanced design of the foundation behavior, mainly in terms of deformability.

Keywords : deep foundations, plastic clays, pressuremeter, full scale load tests

1 INTRODUCTION

L'objet de cette communication est de montrer comment, un projet de fondations exceptionnel a pu être mené à bien et optimisé grâce à une démarche cohérente associant des reconnaissances adaptées et de qualité, des calculs de dimensionnement spécialement orientés vers les critères majeurs de projet à savoir les déformations, et des procédures de contrôle in situ du comportement des ouvrages, par essais de chargement statique de pieux en vraie grandeur.

L'ouvrage est un viaduc autoroutier, implanté dans le lac de Tunis, qui est géotechniquement réputé être une zone de sols peu consistants et compressibles sur de grandes épaisseurs, conduisant à un projet de base pour les fondations incluant des pieux de 2 m de diamètre et 100 m de profondeur.

2 LE PROJET

2.1 L'ouvrage

L'ouvrage à construire est un pont à haubans avec une travée centrale de 120 m de portée et deux travées latérales de 70 m de portée. Les pylônes atteignent une hauteur de 40 m au dessus du niveau de la mer (figure 1). Il est implanté dans le "lac de Tunis", traverse le chenal reliant le port de Tunis à la mer, et doit ainsi permettre de dégager un gabarit maritime de 70 m de large par 20 m de haut.

Il est relié par des viaducs d'accès à un échangeur assurant la liaison avec la route Tunis - La Goulette, viaduc à multiples travées, mais plus courtes, et avec des fondations sur pieux béton battus qui ne seront pas abordés dans cet article. Nous ne nous intéresserons donc qu'aux quatre appuis P11 à P14 de l'ouvrage principal. De même les remblais d'accès aux ouvrages ne seront pas traités ici, et font l'objet d'une autre communication à ce congrès.

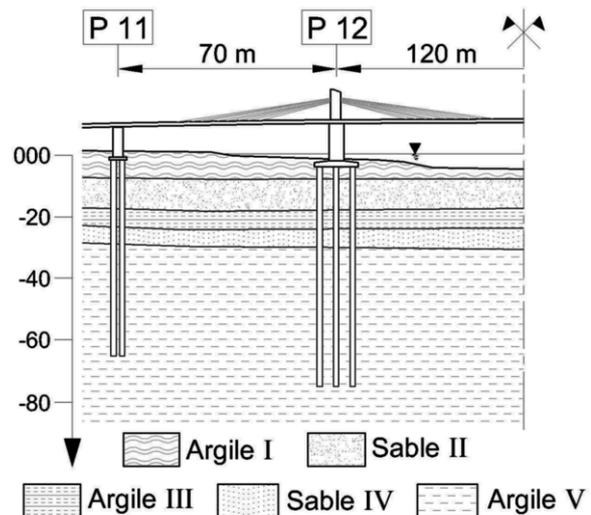


Figure 1. Demi-profil longitudinal de l'ouvrage et coupe géologique

2.2 La conception initiale

Les reconnaissances initiales, incluant deux sondages carottés et deux essais pressiométriques de 105 m de profondeur, avaient montré la présence de sols argileux de faible consistance jusqu'à une centaine de mètres de profondeur, et l'absence d'un réel substratum.

De ce fait, le projet de base consistait à fonder les deux appuis principaux P12 et P13, supportant une charge de 92 MN aux ELS quasi-permanents, sur huit pieux de 2 m de diamètre et 100 m de profondeur, et les deux appuis de rive, moins chargés (40 MN) sur huit pieux de 1,5 m de diamètre et 60 m de profondeur.

3 LES RECONNAISSANCES SPECIFIQUES

3.1 Moyens et méthodes

Dans le cadre du projet d'exécution, une campagne de reconnaissances complémentaires a été effectuée par l'entreprise Hydrosol, afin de préciser les conditions géotechniques sur de grandes profondeurs, et notamment la variabilité latérale, par des essais plus complets au droit de chacun des appuis.

C'est ainsi qu'il a été réalisé :

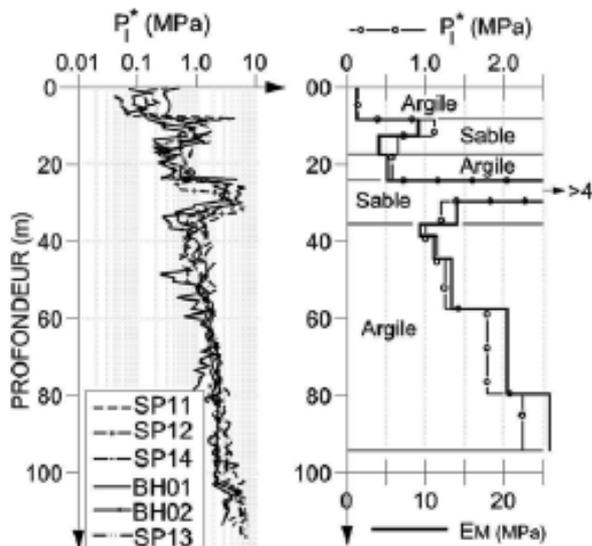
- 4 sondages carottés de 115 m de profondeur, un au droit de chacun des appuis, avec prélèvement d'échantillons intacts,
- 4 forages pressiométriques de 115 m de profondeur au droit de chacun des appuis, avec essais pressiométriques tous les mètres,
- 2 essais au piézocone qui ont atteint le refus sur un horizon sableux à 25 m,
- des essais en laboratoire : identification, essais triaxiaux consolidés non drainés avec mesure de pression interstitielle, essais œdométriques.

3.2 Principaux résultats

La figure 1 présente le profil géologique, qui reste très homogène sur l'ensemble des appuis, avec des variations 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 épaisses 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 fermes, 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 consistance croissante avec la profondeur, depuis 35 m de profondeur jusqu'à la base des sondages (115 m).

Les essais de laboratoire ont apporté des informations complémentaires utiles concernant la nature et le comportement des sols, qui ont surtout été utilisés pour la



conception des préchargements pour les remblais d'approche.

Figure 2. Profils pressiométriques et valeurs de calcul

La figure 2 présente d'une part les profils pressiométriques superposés des 6 sondages : la variabilité est très faible dans les argiles, seul un sondage de la campagne préalable montrant des valeurs un peu plus faibles, et l'augmentation de consistance de la couche V est très visible, avec p_1^* variant de 1 MPa à 35 m jusqu'à plus de 3 MPa à 115 m. Les couches sableuses sont un peu plus hétérogènes, tant en compacité qu'en épaisseur.

4 LES CALCULS DE DIMENSIONNEMENT

4.1 Les premières analyses

Suite à ces reconnaissances, le dimensionnement des fondations a été fait selon de la méthode pressiométrique (MELT, 1996), en utilisation dans chacune des couches les paramètres rappelés sur la figure 2. Cette approche a confirmé le dimensionnement des pieux du projet de base, sans chercher à l'optimiser.

4.2 Difficultés de foration des pieux longs

La foration des pieux a commencé en 2005. La technique utilisée consistait à forer sous boue jusqu'à 60 m à l'aide d'une tarière conventionnelle, puis avec un outil à circulation inverse permettant de rectifier la trajectoire en cas de déviations.

En pratique, la présence d'argiles collantes a fortement perturbé la foration à partir de 60-70 m de profondeur et a conduit à un "refus" à partir de 80 m. Il convenait donc de revoir le projet de fondations des seules piles P12 et P13, puisque la longueur des pieux de P11 et P14 ne dépassait pas 60 m.

4.3 Reprise du projet pour P12 et P13

La première approche a consisté à optimiser le nombre et la longueur des pieux vis-à-vis de la capacité portante. Il s'est avéré que l'on pouvait remplacer le groupe de 8 pieux-Ø 2000 de 100 m par un groupe de 9 pieux Ø 2000 de 75 m.

Le calcul de la capacité portante d'un pieu isolé conduisait en effet à des efforts limites de 8 MN en pointe et 20 MN en frottement latéral, soit une charge de fluage $Q_c = 18$ MN, et une charge admissible aux ELS $Q_a = Q_c/1,4 = 13$ MN pour une charge maximale de 12,4 MN par pieu en tenant compte des moments appliqués à la base des piles.

L'effet de groupe a été d'abord pris en compte en considérant un coefficient d'efficacité $C_e = 0,94$ pour un entraxe des pieux de 5,5 m. D'autre part, en considérant un "pieu équivalent" au groupe, de même surface latérale puisque l'essentiel de la capacité portante est dû au frottement latéral, il a été vérifié que le groupe permettait largement de reprendre la totalité des charges verticales.

Mais, dans la mesure où l'absence de réel substratum conduisait à un principe de "pieux flottants", c'est en fait la déformabilité de la fondation qui pouvait poser question vis-à-vis du comportement de l'ouvrage. C'est pourquoi nous avons développé différentes approches du comportement du pieu isolé et du groupe de pieux, selon le principe du pieu équivalent :

- d'une part par des méthodes analytiques en utilisant la méthode de Frank et Zhao (1982) mise en œuvre dans le logiciel Foxta (Simon et al, 2002) : les paramètres de raideur du frottement latéral et de l'effort en pointe en fonction des déplacements ont été déterminés directement par les méthodes classiques (MELT, 1996) à partir des modules pressiométriques E_M ;
- d'autre part par des modèles numériques en utilisant le logiciel d'éléments finis Plaxis, et avec des modules d'Young déterminés par la relation usuelle $E = E_M/\alpha$.

La figure 3 montre la courbe charge-enfoncement obtenue par la méthode analytique pour un pieu Ø 2000 de 75 m : le tassement atteint 8 mm sous la charge de service maximale de 12,4 MN ; par ailleurs l'inflexion de la courbe permet de valider

les charges de fluage $Q_c = 18$ MN (enfoncement de 17 mm) et limite $Q_L = 28$ MN (enfoncement > 70 mm) obtenues par le calcul de capacité portante.

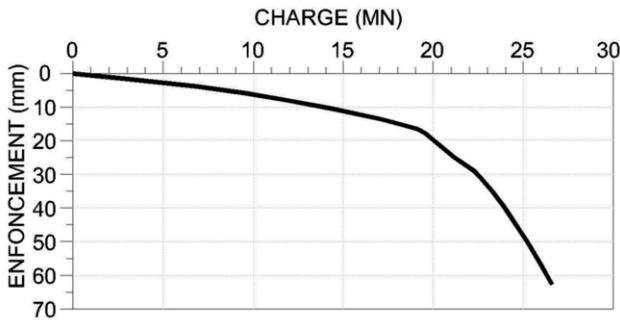


Figure 3. Courbe théorique charge-enfoncement pour le pieu Ø 2000 de 75 m

Le tableau 1 présente les résultats des tassements sous charges réellement appliquées obtenus dans les différents cas. On constate une différence dans un rapport de 1 à 2,5-3 entre les tassements calculés selon la méthode analytique et avec des modèles numériques. Ce constat est à relier aux recherches récentes sur l'évaluation du module d'Young E à partir du module pressiométrique E_M , qui conduisent à considérer plutôt une relation du type $E = (k/\alpha).E_M$ avec des valeurs de k comprises entre 2 et 4 selon le type de sol et de sollicitations ou plus précisément selon le niveau de déformations (Combarieu, 2006).

Sachant que les essais en vraie grandeur ont confirmé les valeurs des déplacements calculés par la méthode analytique (cf. § 5), on retrouve bien ici le même résultat, à savoir qu'il faut appliquer un coefficient k de 2,5 à 3 pour déterminer le module d'Young.

Tableau 1. Evaluation des tassements des fondations sous charges de service

Tassements en mm	Pieu isolé	Pieu équivalent au groupe de 9 pieux
Calcul analytique (Foxta)	5	14
Calcul numérique (Plaxis)	14	37

Ces résultats ont par ailleurs montré que les enfoncements des fondations sous charges de service restaient d'un ordre de grandeur peu différent du projet de base et acceptables pour l'ouvrage en termes de dénivelés d'appuis. Ceci s'explique par le comportement sous charges de service, dont il a été établi à l'aide du logiciel Foxta que la quasi-totalité des charges étaient reprises par frottement latéral, l'effort en pointe n'étant mobilisé que pour des efforts nettement plus élevés (figure 4) ; or dans le cas de sols déformables telles que les argiles plastiques du site, ce n'est que lorsqu'on mobilise un effort de pointe significatif que les déplacements deviennent importants.

5 LES ESSAIS DE CHARGEMENT EN VRAIE GRANDEUR

Cette validation théorique des pieux raccourcis restait toutefois discutable, surtout du fait des différences majeures entre les deux estimations de tassements. Il a donc été réalisé deux essais en vraie grandeur de chargement statique vertical de pieux.

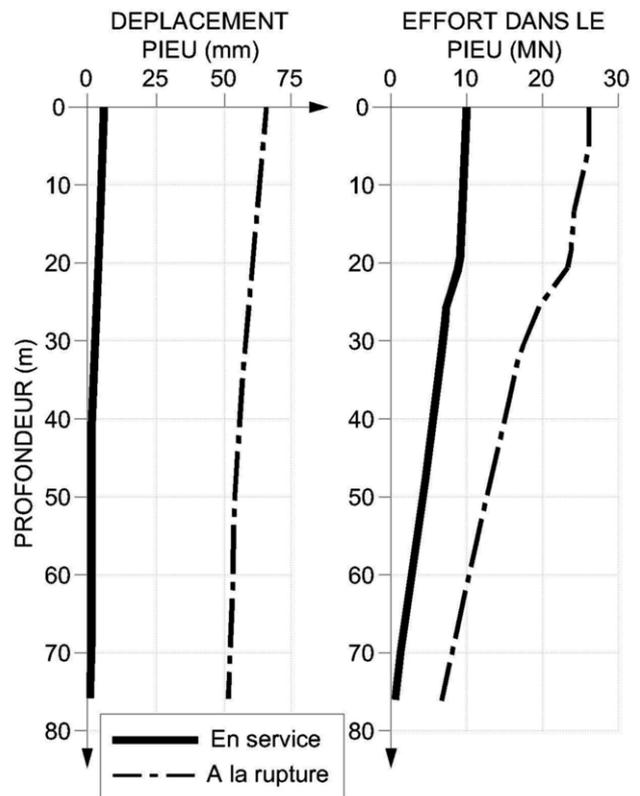


Figure 4. Distribution des charges dans le pieu isolé sous charges de service et limite, d'après le calcul analytique (Foxta)

Le premier essai a consisté à charger un pieu-Ø 1500 de 60 m de profondeur, correspondant en pratique aux pieux des appuis P11 et P14, selon le principe de la cellule de charge Österberg : le pieu d'essai a été mis en œuvre en introduisant un vérin hydraulique à 40 m de profondeur entre deux tronçons de pieux équipés de jauges de déformations. Ce dispositif, permet de séparer le comportement de la partie supérieure du pieu, travaillant en soulèvement et mobilisant uniquement du frottement latéral, et celui de la partie inférieure incluant l'effort de pointe.

La charge maximale appliquée dans le vérin de 8 MN à la rupture (déplacements totaux de 110 à 120 mm), a permis d'évaluer des valeurs du frottement latéral moyen q_s , de 42 kPa en partie supérieure et 66 kPa en partie inférieure, sensiblement supérieures aux valeurs de dimensionnement, avec un effort limite en pointe de 2 MN, soit un facteur de portance k_p évalué par rétro-analyse à 0,7 au lieu de 1,2 selon les hypothèses.

Ce défaut de portance en pointe a été attribué aux difficultés de curage en fond de pieu à grande profondeur : il a alors été décidé de procéder à une injection systématique de la pointe des pieux.

En revanche, l'examen de la courbe d'essai reconstituée charge - enfoncement comparée à la courbe théorique déduite des calculs Foxta a fourni une première validation des modèles théoriques, au moins jusqu'à la charge de fluage, c'est-à-dire dans le domaine où le frottement latéral joue le rôle majeur (figure 5) : la valeur de Q_c est bien confirmée à 10 MN, et la raideur du pieu jusqu'à cette charge est parfaitement modélisée par l'approche analytique.

Le second essai est un essai de chargement réalisé selon la norme française NFP 94-150, sur un pieu de 80 m, mais de 1 m de diamètre seulement, avec extensomètres multiples. Il a été conduit jusqu'à la rupture avec une charge maximale de 12,8 MN et très riche d'enseignements (tableau 2) :

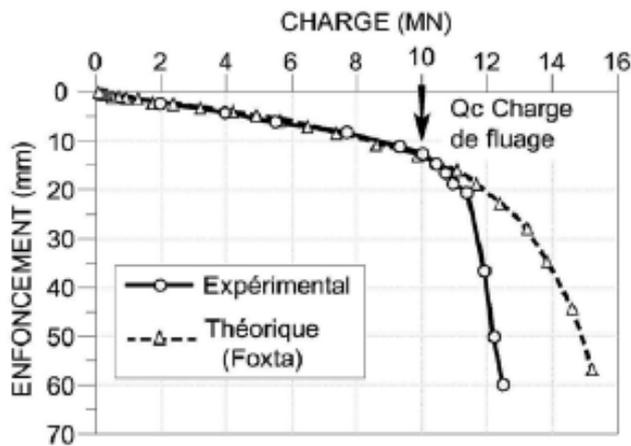


Figure 5. Courbes charge - enfoncement expérimentale et théorique de l'essai Österberg

Tableau 2. Comparaison des résultats de l'essai de pieu et des calculs de dimensionnement

Paramètre	Valeur de calcul	Valeur issue de l'essai
Charge limite (MN)	12,2	12,8
Charge limite en pointe (MN)	1,9	2,5
Charge limite en frottement (MN)	10,2	10,1
Charge de fluage (MN)	8,1	10,0
q_s sables (kPa)	75 - 120	60
q_s argiles (kPa)	40	55
Enfoncement sous 8 MN (mm)	15	7

- la capacité portante globale du pieu est plutôt sous-estimée par les calculs, notamment pour la charge de fluage, et ce essentiellement en pointe ;
- la rupture apparaît brutalement, en relation avec la faible valeur de résistance ultime de la pointe ;
- le frottement latéral limite q_s est plus faible qu'attendu dans les sables, mais plus fort dans les argiles, confirmant ainsi les résultats de l'essai Österberg ;
- la reprise des efforts par le sol se fait bien par frottement seul sans effort en pointe jusqu'à 9 MN (figure 6), et la mobilisation de ce frottement se fait pour des déplacements de l'ordre de 10 mm ;
- la raideur globale du pieu sous charges de service apparaît sous-estimée par les calculs : l'enfoncement sous 8 MN (2/3 de la charge limite) est de 7 mm lors de l'essai contre 15 mm d'après le modèle.

L'exploitation de ces deux essais a ainsi permis de valider définitivement les méthodes et les hypothèses de calcul, en montrant que, malgré quelques divergences ponctuelles, notamment sur le frottement latéral couche par couche, le comportement global lors de l'essai est au moins aussi favorable que celui déduit des calculs en ce qui concerne aussi bien la capacité portante que les déformations.

6 CONCLUSIONS

Finalement, il est important de souligner que le chargement d'épreuve du pont, avec des convois amenant au total 4,7 MN de chargement, a conduit à un tassement non mesurable en P12 et égal à 2 mm en P13, confirmant largement le très bon comportement des fondations.

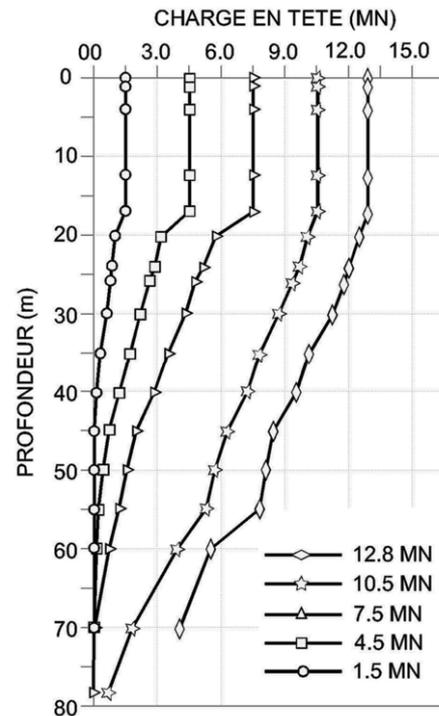


Figure 6. Courbes de distribution des efforts dans le pieu à différents paliers

C'est ainsi qu'avec une reconnaissance soignée ayant fourni des paramètres géotechniques fiables, dont le module de déformation E_M au pressiomètre, des approches de dimensionnement, en déformation notamment, combinant des méthodes analytiques et des méthodes numériques, et des essais de chargement en vraie grandeur ayant permis de valider les modèles théoriques et les hypothèses de calcul, il a été possible de réduire de plus de 20 m la longueur des pieux des appuis principaux sans prendre de risques significatifs.

On souligne également que ce comportement favorable en déformations, malgré un terrain argileux très déformable et des niveaux de chargements élevés, est très fortement lié au fait que la mobilisation du frottement latéral se fait pour de faibles déformations, et que c'est ce frottement qui est majoritairement mobilisé sous charges de service lorsque le pieu ne peut atteindre un substratum rigide. En pratique une "fondation flottante" dans un sol médiocre a une raideur sous charges de service qui n'est guère inférieure à celle d'un pieu encastré en pointe dans un bon terrain.

REFERENCES

- Combarieu, O. 2006. L'usage des modules de déformations en géotechnique. Revue Française de géotechnique, n° 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, p. 17-24
- MELT 1996. Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil. CCTG Fascicule 62 Titre V. Imprimerie Nationale Paris
- Schlosser, F., Guilloux, A., Zaghouni, K., Berthelot, P. 2009. The Rades bridge drilled shafts designed and tested using Menard pressuremeter International Foundation Congress & Equipment Expo '09. Lake Buena Vista. Florida. March 15-19 2009
- Simon, B., Kazmierczak, J.B., Bernhardt, V. 2002. Benefits from a modular foundation design software. Proc. 5th Eur. Conf. Numerical methods in Geot. Eng. NUMGE, Mestat (eds.), Presses de l'ENPC/LCPC, Paris, P. 357-362