

# Analyse de la capacité portante de cinquante pieux forés dans le sable

**Ali BOUAFIA**

Département de Génie Civil  
Université de Blida (Algérie)

**Ahmed DERBALA**

Emirates StromeK Mechanical Foundations, Dubai  
Émirats Arabes Unis

## RÉSUMÉ

Des essais de chargement vertical statique de pieux sont fréquemment menés aux Émirats Arabes Unis pour l'évaluation de leur capacité portante. Une base de données de cinquante essais de chargement de pieux forés dans vingt-sept sites formés de massifs sableux légèrement limoneux a été construite. Une méthodologie d'interprétation de la base de données, ainsi que les résultats d'une corrélation semi-empirique de la résistance en pointe avec le nombre de coups  $N$  de l'essai SPT, sont présentés. En outre, le facteur de capacité portante  $N_q$  a été relié directement au nombre  $N$ , ce qui permet une évaluation simple de la résistance en pointe. A ce stade d'analyse, les deux approches proposées permettent une prévision raisonnable de la capacité portante des pieux étudiés.

DOMAINE : Géotechnique et risques naturels.

## ABSTRACT

### ANALYSIS OF THE LOAD-BEARING CAPACITY OF FIFTY PILES BORED INTO SANDY SOILS

*Static vertical pile loading tests are of ten carried out in the United Arab Emirates in order to evaluate the pile bearing capacity. A database of fifty loading tests carried out in twenty seven sites composed of slightly silty sandy soils was built. The database interpretation methodology as well as the results of a semi-empirical correlation of the pile end bearing capacity to the  $N$ -value of the SPT test were presented. Moreover, the end bearing capacity factor  $N_q$  was directly correlated to the  $N$ -Value, which allowed to a straightforward evaluation of the end bearing capacity. At this step of analysis, the two proposed approaches lead to a reasonable prediction of the load-bearing capacity of the test piles.*

*FIELD: Geotechnical Engineering and Natural Hazards*

## Introduction

Depuis vingt ans, le développement économique accéléré des Émirats Arabes Unis (EAU) a été accompagné d'une intense activité dans le domaine des travaux de fondations profondes. En l'absence d'une réglementation pour la conception et le calcul des fondations profondes dans ce pays, et devant la diversité des méthodes de calcul donnant des prévisions souvent contradictoires, les incertitudes liées à l'évaluation de la capacité portante des pieux conduisent usuellement les ingénieurs à mener un essai de chargement vertical statique d'un pieu prototype.

Cet article présente les résultats préliminaires d'une étude faisant partie d'un important programme de recherche sur le comportement des pieux forés aux Émirats Arabes Unis. Une base de données a été élaborée à partir de cinquante essais de chargement de pieux forés dans vingt-sept sites sableux. Les ouvrages construits dans de tels sites sont variés : il s'agit notamment de tours, d'un aéroport, d'une université et de centrales de production d'énergie électrique.

Les pieux d'essai sont en général simplement instrumentés pour les mesures du tassement en tête et de la charge verticale appliquée. L'interprétation des données expérimentales consiste à estimer le frottement latéral et à en déduire la résistance en pointe. Une approche semi-empirique d'évaluation de la résistance en pointe a été proposée pour les pieux étudiés, en considérant une corrélation indirecte avec le nombre de coups  $N$  pour une pénétration de 30 cm du carottier de l'essai SPT.

## Description de la base de données

Les données collectées regroupent cinquante essais de chargement de pieux forés dans vingt-sept sites. Comme le schématise la figure 1, tous les sites se trouvent sur la côte du golfe arabe, dans les

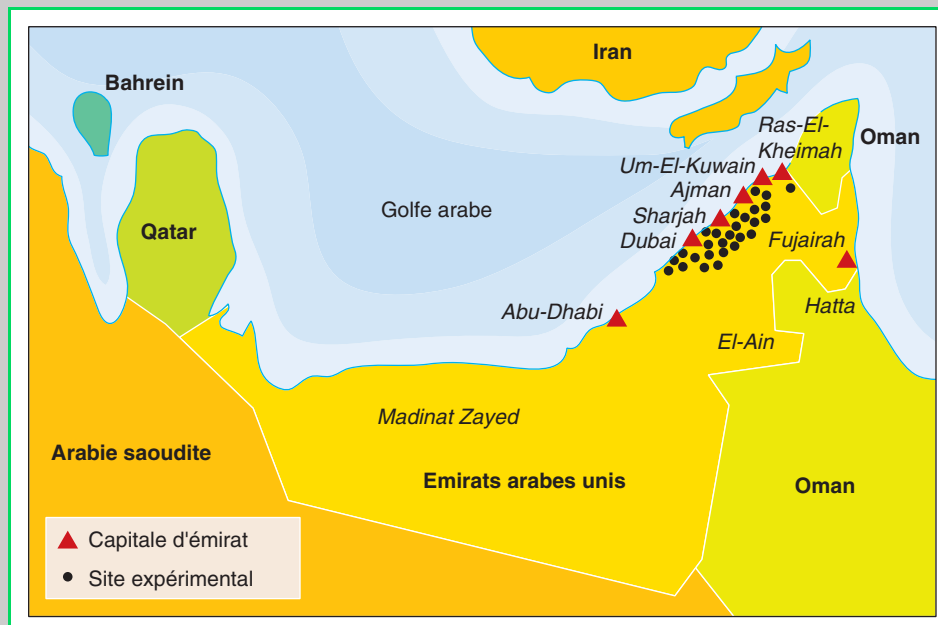


Fig. 1 - Implantation des sites expérimentaux.

capitales des Émirats, notamment à Dubai, Sharjah et Ajman, lieux d'un développement accéléré en matière d'infrastructures.

La stratigraphie des sols étudiés dans cette base de données est composée de couches de sable de dunes fin à moyen, faiblement limoneux ou limoneux avec des traces de gravas, de gypses, des fragments de coquilles ou de sable cimenté. À des profondeurs importantes, on rencontre un horizon de roches tendres, telles que le grès ou le calcarénite, avec des résistances à la compression simple variant entre 0,4 et 5 MPa. Les pieux retenus dans cette base de données ont des pointes encastées dans un horizon sableux et sont loin de la couche rocheuse. Les pieux encastés dans le rocher ont été regroupés dans une autre base de données et ont fait l'objet d'autres publications (Bouafia, 2002a).

Le niveau de la nappe phréatique fluctue en général à proximité de la surface du sol. Le potentiel élevé d'agressivité chimique du béton de fondations par les sulfures et les chlorures oblige à faire des analyses chimiques systématiques du sol et de l'eau de la nappe.

La caractérisation des masses sableuses est usuellement menée avec l'essai de pénétration standard SPT qui, par sa rapidité et sa simplicité, est l'essai in situ le plus utilisé dans ce pays. Il existe une certaine diversité dans les équipements, mais l'appareil typique est doté d'un mouton de 63,5 kg avec une chute libre de 76 cm. Le carottier échantillonneur a une longueur de 75 mm et un diamètre interne de 35 mm. Le nombre de coups N mesuré au niveau de la base des pieux étudiés varie entre 42 et 100, ce qui correspond à un sable dense à très dense. Les pieux d'essai sont en général forés tubés ou forés à la boue avec utilisation courante de la bentonite. Ils ont un élancement compris entre 10 et 37 et un diamètre variant entre 0,45 et 1,10 m. Le béton des pieux est caractérisé par une résistance à la compression simple à 28 jours de 20 à 40 MPa. La figure 2 montre un chantier de réalisation d'un groupe de gros pieux forés.



Fig. 2 - Vue en plan d'un chantier de réalisation de gros pieux forés.



Fig. 3 - Essai de chargement statique d'un pieu.

L'essai de chargement statique est souvent réalisé conformément à la norme ASTM D 1143-81, en général sur des pieux simplement instrumentés en tête par quatre compresseurs au 1/100<sup>e</sup> de mm pour la mesure du tassement  $v_0$  en tête. Le chargement vertical  $Q$  est appliqué sous forme d'incrément par un vérin hydraulique en contact avec des poutrelles qui sont chargées soit par des contrepoids, soit en liaison avec des pieux d'ancrage, comme le montre la figure 3.

Le programme d'essai comporte en général deux cycles de chargement par incréments de 25 % de la charge maximale du cycle. Les premier et deuxième cycles ont respectivement pour charge maximale l'effort de calcul et 1,5 à 2 fois l'effort maximal de calcul.

Chaque incrément est maintenu jusqu'à ce que le taux de tassement soit en deçà de 0,25 mm/heure, sans toutefois dépasser deux heures pour chaque incrément.

## Interprétation de la base de données

### Effort vertical limite

Il existe plusieurs critères d'analyse globale de la capacité portante des pieux non instrumentés, notamment ceux de Davisson, Hansen, Butler-Hoy, et le critère hyperbolique (ASCE, 1993). Le dernier critère a été adopté car l'analyse des courbes de chargement  $Q-v_0$  montre que 92 % des cas étudiés s'ajustent très bien à une courbe hyperbolique avec manifestation d'une asymptote horizontale pour les grands tassements. Le coefficient de régression a une valeur supérieure à 85 %, et la relation hyperbolique retenue est décrite comme suit :

$$Q = \frac{v_0}{\frac{1}{\alpha} + \frac{v_0}{Q_1}} \quad (1)$$

où  $Q_1$  est l'effort vertical limite. Il correspond théoriquement à des tassements infinis et donc à l'asymptote horizontale de la courbe de chargement. Le coefficient  $\alpha$  correspond à la pente initiale de la courbe de chargement. Il est remarquable, comme l'illustre la figure 4, que l'effort limite ainsi interprété soit pratiquement confondu avec celui conventionnellement défini comme correspondant à un tassement en tête égal à 10 % du diamètre.

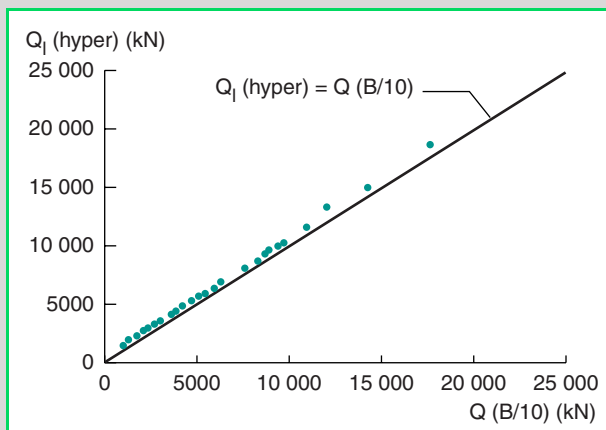


Fig. 4 - Comparaison des efforts limites hyperbolique et conventionnel.

## Évaluation de la résistance en pointe

Comme l'instrumentation des pieux n'a pas permis de mesurer séparément le frottement latéral et la résistance en pointe  $q_1$ , cette dernière a été évaluée en estimant le frottement latéral  $q_s$ . La résistance en pointe est donc évaluée comme suit :

$$q_1 = \frac{4}{\pi B^2} \left[ Q_1 - \pi \cdot B \cdot \int_0^D q_s(z) dz \right] \quad (2)$$

Pour une corrélation de la résistance en pointe avec le nombre de coups  $N$  de l'essai SPT, une valeur représentative  $N_e$  en pointe a été définie comme étant la moyenne des valeurs de  $N$  situées entre les profondeurs  $2B$  au-dessous de la pointe et  $0,5B$  au-dessus. Pour 87 % des pieux étudiés, le coefficient de variation  $C_v$  de  $N_e$  est inférieur à 10 %, ce qui indique une faible dispersion des caractéristiques mécaniques du sol autour de la pointe. Pour les autres pieux, le coefficient  $C_v$  peut atteindre 42 %.

La résistance en pointe est évaluée selon la méthodologie décrite ci-dessous à partir du sondage SPT le plus proche du pieu. Dans la majorité des cas, la position du pieu d'essai par rapport aux sondages n'est pas spécifiée et le calcul de la résistance en pointe se fait au niveau de chaque sondage. Il est remarquable que, pour l'ensemble des pieux étudiés, les valeurs de la résistance en pointe pour un pieu donné soient caractérisées par un coefficient  $C_v$  inférieur à 1 %, ce qui permet de considérer une valeur moyenne de  $q_1$ .

## Estimation du frottement latéral

La littérature consacrée aux méthodes de calcul des pieux à partir de l'essai SPT est très riche en approches empiriques d'estimation du frottement latéral (Poulos, 1989). Ces approches sont en général issues d'une analyse locale des essais de chargement de pieux, et s'inscrivent dans un contexte géotechnique spécifique. La complexité du phénomène d'interaction sol/pieu au cours d'un chargement vertical et la diversité des paramètres géotechniques mis en jeu font que de telles approches ne peuvent prétendre à l'universalité. Une étude comparative de quelques méthodes courantes de calcul à partir de l'essai SPT a montré que le rapport entre les prévisions du frottement latéral par les méthodes de calcul peut varier du simple au triple (Bouafia et Derbala, 2002b).

Le choix s'est alors orienté vers une méthode semi-empirique validée par des expériences de chargement de pieux (Bowles, 1997). La méthode  $\beta$  des contraintes effectives due à Burland (1973), applicable aussi bien pour les sables que pour les argiles saturées, a été adoptée pour l'estimation du frottement latéral. Les contraintes effectives à l'interface sol/fût du pieu sont supposées être dans un rapport  $K_0$  et telles que :

$$q_s = K_0 \cdot \sigma'_{v0} \cdot \text{tg} \delta = \beta \cdot \sigma'_{v0} \quad (3)$$

où  $\delta$  est l'angle de frottement de l'interface sol/fût dépendant de la rugosité de surface du fût. Il varie usuellement entre 15 et 25 degrés et peut être égal en pratique à une fraction de l'angle de frottement interne  $\varphi$  (Poulos et Davis, 1980 ; Bowles, 1997). L'interface sol/fût a été supposée moyennement rugueuse et l'angle  $\delta$  a été pris égal à  $0,75 \varphi$ .

$K_0$  est le coefficient de pression des terres au repos, évalué usuellement comme suit :

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) \sqrt{R_{oc}} \quad (4)$$

où  $R_{oc}$  est le rapport de surconsolidation du sable. Ce facteur est à l'heure actuelle difficile à évaluer à cause de la difficulté d'extraction d'échantillons sableux intacts reflétant l'histoire des contraintes, mais il peut être estimé à partir des corrélations empiriques avec les essais *in situ*. Pour des raisons de simplicité dans cette étude, ce facteur a été pris égal à l'unité (sable normalement consolidé).

L'angle de frottement  $\varphi$  a été estimé à partir de l'abaque ( $\varphi$ - $N$ ) bien connu de Peck-Hanson (Peck et al., 1973). L'allure sensiblement linéaire de cet abaque, pour  $N$  inférieur à 55 coups, peut être décrite par :

$$\varphi^\circ = 27,560 + 0,274 \cdot N \quad (5)$$

Le calcul des contraintes effectives requises par l'équation (3) fait intervenir le poids volumique déjaugé comme suit :

$$\gamma' = \left( \frac{\gamma_s}{1 + \frac{m}{\text{tg}\varphi}} \right) \left( 1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s} \right) \quad (6)$$

Le poids volumique spécifique  $\gamma_s$  est égal à 26,5 kN/m<sup>3</sup>. Une étude statistique de 59 résultats d'essai de cisaillement à la boîte sur des échantillons sableux a montré que le coefficient  $m$  de la relation empirique de Caquot-Kérisel :  $e \cdot \text{tg}\varphi = m$  peut être estimé à 0,50 (Bouafia, 2000).

Une importante caractéristique de la méthode  $\beta$  est que le terme  $\beta$  varie peu avec l'angle de frottement  $\varphi$ . Pour des valeurs courantes de ce dernier comprises entre 20 et 40 degrés, le facteur  $\beta$  varie entre 0,24 et 0,30 et prend comme valeur moyenne 0,28. Ainsi, selon cette méthode, le choix d'une corrélation ( $\varphi$ -N) a peu d'effet sur l'évaluation du frottement latéral.

Conformément à Vesic (1970), le frottement latéral  $q_s$  n'augmente pas indéfiniment avec la profondeur. Au-delà d'une profondeur critique de 10 à 20 diamètres,  $q_s$  devient constant et il est alors recommandé de le limiter à 110 kPa pour les sables très denses. Cette limitation, d'ailleurs en accord avec le DTU-13.2 qui recommande un plafond de 120 kPa, a été adoptée dans cette étude.

Le rapport  $Q_s/Q_l$ , pour l'ensemble des pieux, varie entre 3 % et 25 %, ce qui correspond pratiquement à des pieux travaillant en pointe. Les résultats présentés ci-après correspondent ainsi à des pieux travaillant essentiellement en pointe.

## Analyse des résultats

### Résistance en pointe

Dans les méthodes empiriques de calcul des pieux à partir de l'essai SPT, la résistance en pointe  $q_l$  est usuellement liée au nombre  $N_e$  comme suit :

$$q_l = K_s \cdot N_e \quad (7)$$

Le facteur de portance  $K_s$  pour les pieux forés varie dans un intervalle très large, de 60 à 400 kPa (Bouafia et Derbala, 2002b), ce qui peut être expliqué par le caractère local des corrélations utilisées dans ces méthodes. Ainsi, la prudence est requise lors de tout calcul fondé sur ces méthodes.

Comme le montre la figure 5, une corrélation linéaire entre  $q_l$  et  $N_e$  n'est pas évidente, avec une variation observée du rapport  $q_l/N_e$  entre 50 et 420 kPa. Néanmoins, l'histogramme de la figure 6 montre que la population étudiée pour le facteur  $K_s$  est caractérisée par un mode correspondant à la valeur moyenne de 143 kPa. Le coefficient de variation de la distribution de Gauss ajustant ce diagramme est de 28 %, ce qui montre une certaine dispersion. De ce fait, l'étude s'est orientée à ce niveau d'analyse vers l'adaptation d'une méthode théorique aux résultats expérimentaux. La méthode généralisée de capacité portante d'une fondation enterrée due à Hansen (1970) a été adoptée. La résistance en pointe est donnée par :

$$q_l^H = N_q^s \cdot s_q \cdot d_q \cdot \sigma_v(D) \quad (8)$$

où  $N_q^s$  est le facteur de capacité portante d'une semelle continue selon la théorie de Hansen, fonction de l'angle de frottement  $\varphi$  et corrigé par les facteurs de forme  $s_q$  et de profondeur  $d_q$ . Ce dernier tend asymptotiquement vers une valeur constante pour les grandes fiches  $D$ , conformément au concept de profondeur critique pour la résistance en pointe.

Cette formulation théorique a été ajustée aux observations expérimentales de la résistance en pointe, en introduisant un facteur de correction  $\lambda$  tel que :

$$q_l = \frac{q_l^H}{\lambda} \quad (9)$$

Il a été constaté que ce facteur, calculé pour tous les pieux étudiés, variait peu avec l'élancement des pieux, mais augmentait avec le nombre  $N_e$ , comme l'illustre la figure 7. Il est à noter que le nombre

$N_e$  a été corrigé par l'effet de nappe conformément aux recommandations de Terzaghi et Peck pour les sables saturés (Peck et *al.*, 1973). L'allure du nuage de points paraît fluctuer raisonnablement autour d'une droite telle que :

$$\lambda = N_e/20 \quad (10)$$

avec un coefficient de régression de 82 %.

La figure 8 compare les charges verticales limites observées et celles calculées au moyen de la formulation précédente. La valeur moyenne du rapport effort limite calculé/effort limite expérimental est de 0,93 ; la marge est de 0,32 à 1,54, et le coefficient de variation est égal à 32 %. En outre, comme l'illustre l'histogramme de la figure 9, 67 % des cas correspondent à une sous-estimation de la capacité portante.

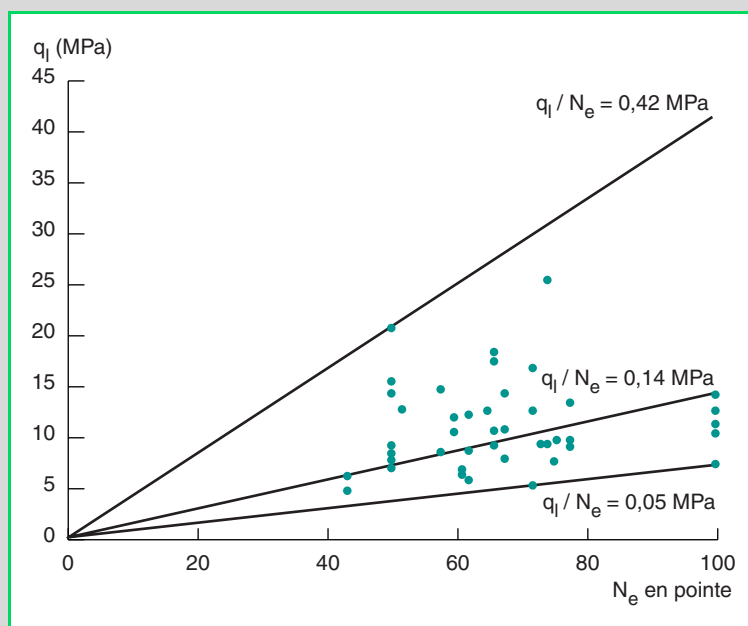


Fig. 5 - Variation de la résistance en pointe en fonction du nombre  $N_e$ .

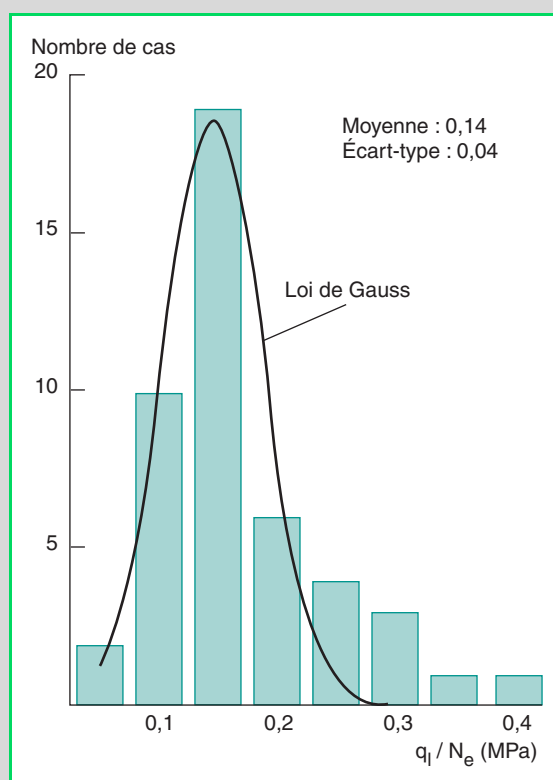


Fig. 6 - Histogramme du facteur  $K_s$ .

Fig. 7 - Variation du facteur de correction  $\lambda$  avec le nombre  $N_e$ .

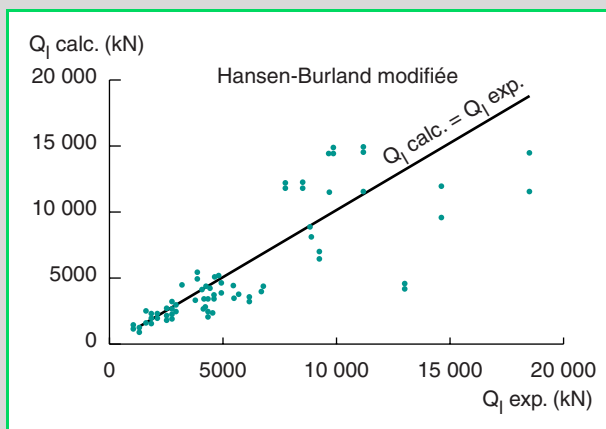
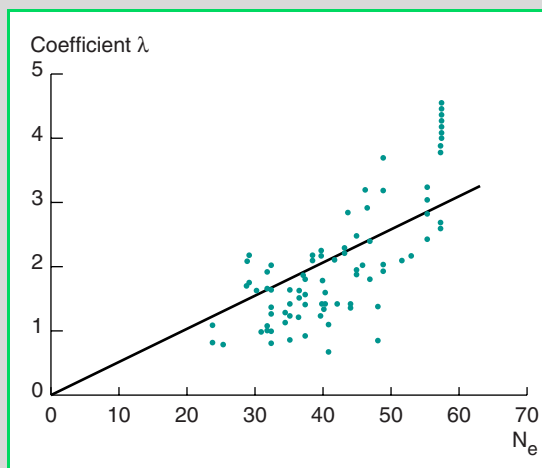


Fig. 8 - Comparaison des efforts limites verticaux expérimentaux et calculés.

Enfin, la fréquence de ce rapport dans une plage de 0,7 à 1,30, soit d'un écart-type de part et d'autre de 1, est de 56 % ; ce qui est encourageant vue la multitude d'approximations faites au cours de cette étude.

### Détermination du facteur de capacité portante $N_q$

Une autre manière d'évaluer la résistance en pointe consiste à calculer le facteur de capacité portante  $N_q$  usuellement défini par :

$$N_q = \frac{q_1}{\sigma_v(D)} \quad (11)$$

Le calcul de ce facteur a permis de l'étudier en fonction du nombre  $N_e$ , comme le montre la figure 10. Il varie entre 40 et 200 et est caractérisé pour un pieu donné, par un coefficient de variation inférieur à 5 % pour l'ensemble des sondages SPT effectués sur le site.

Il a été constaté que le meilleur ajustement de la corrélation ( $N_q-N_e$ ) correspond à une fonction hyperbolique telle que :

$$N_q = \frac{N}{\frac{N}{115,50} + 0,28} \quad (12)$$

Fig. 9 - Histogramme du rapport effort limite calculé/effort limite expérimental.

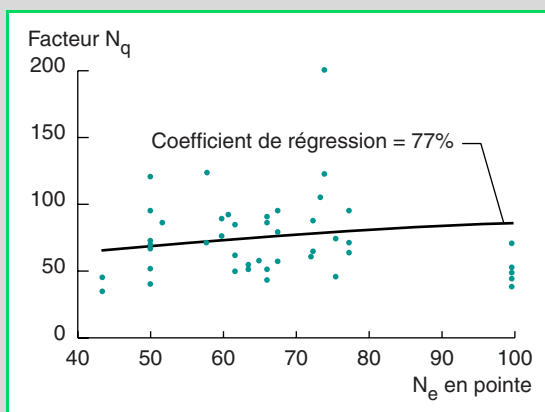
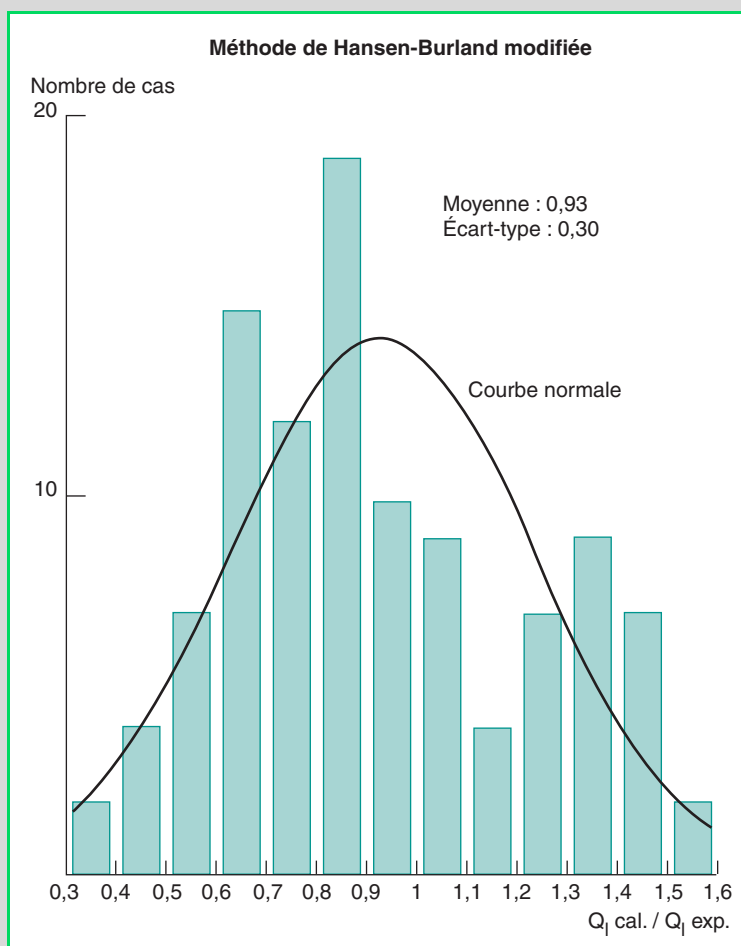


Fig. 10 - Variation du facteur  $N_q$  en fonction du nombre  $N_e$ .

Un calcul de la capacité portante de différents pieux a été mené à partir des équations (3) pour le frottement latéral et (12) pour la résistance en pointe. La comparaison entre les charges limites prévues et celles déterminées expérimentalement est résumée sur la figure 11, avec un rapport variant entre 0,40 et 1,85, une moyenne de 1,14 et un coefficient de variation de 31 %. En outre, la fréquence de ce rapport dans un intervalle de 0,7 à 1,30 est de 59 %.

Les deux approches proposées pour l'évaluation de la résistance en pointe méritent d'être approfondies pour l'amélioration de leur qualité de prévision pour les pieux forés étudiés.



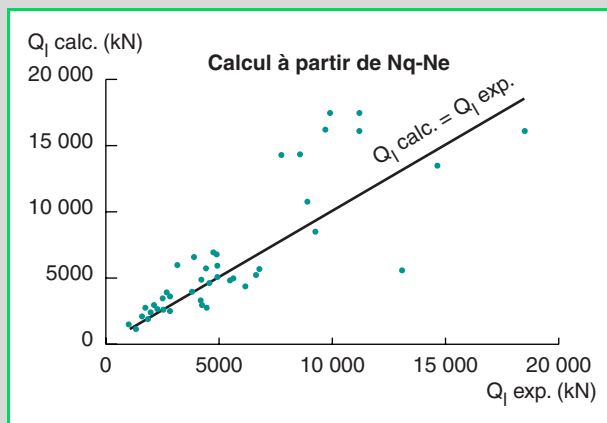


Fig. 11 - Étude de la qualité de prévision à partir du facteur  $N_q$ .

## Conclusions

Une base de données de cinquante essais de chargement vertical de pieux non instrumentés et forés dans vingt-sept sites sableux légèrement limoneux aux Émirats Arabes Unis a été élaborée et une méthodologie d'interprétation des résultats expérimentaux a été présentée. L'évaluation du frottement latéral a montré que les pieux travaillaient essentiellement en pointe. L'analyse préliminaire des données a permis d'étudier la résistance en pointe selon deux approches. La première est semi-empirique et fondée sur la théorie de Hansen ; la deuxième est fondée sur le concept du facteur de capacité portante  $N_q$  lié directement au nombre  $N_c$  de l'essai SPT. La comparaison des prévisions de capacité portante de ces deux méthodes aux valeurs expérimentales est encourageante à ce stade de l'analyse.

L'élargissement de la taille de la base de données, ainsi que l'amélioration de la qualité de prévision des approches proposées seront envisagés dans une étape suivante de ce projet de recherche.

**Remerciements.** Les auteurs sont reconnaissants à de nombreuses personnes qui ont collaboré au lancement de ce projet de recherche en nous communiquant leurs expériences pour la construction de la base de données initiale. Nos remerciements sont particulièrement adressés aux ingénieurs Fathi Kamel de Misr Raymond Piling et Farid Mansour de Bauer Spezialtiefbau GmbH.

## RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ASCE, Bearing capacity of soils : Chapter 5. Deep foundations, *Technical Engineering and Design Guides*, 7, American Society of Civil Engineers, 1993, 142 pages.
- BOUAFIA A., *Quelques commentaires concernant la corrélation  $e-tg\phi$* , Note interne, Département de Génie Civil, Université de Blida, 2000, 6 pages.
- BOUAFIA A., Analysis of axial capacity of socketed piles from 18 pile loading tests, *3<sup>rd</sup> Intl. Seminar on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Teheran, 9-12 December 2002a, IGS editor.
- BOUAFIA A., DERBALA A., Assessment of SPT-based methods of pile bearing capacity-Analysis of a data-base, *IWS'2002 : Foundation design Codes and Soil Investigation in view of International Harmonisation and performance Based Design*, Kamakura, Japan, 11-12 April 2002b.
- BOWLES J.E., *Foundation analysis and design*, 5<sup>th</sup> edition, Mc Graw Hill, Inc, 1997, 1004 pages.
- BURLAND J.B., Shaft friction piles in clay- A simple fundamental approach, *Ground Engineering*, vol. 6, 3, 1973, pp. 30-42.
- HANSEN J.B., *A revised and extended formula for bearing capacity*, Rapport de l'Institut Danois de Géotechnique n° 28, 1970, 21 pages.
- PECK R.B, HANSON W.E et THORNBURN T.H., *Foundation engineering*, 2<sup>nd</sup> edition, John Wiley & sons editors, 1973, 514 pages.

POULOS H.G., Pile behaviour- Theory and application, 29<sup>th</sup> Rankine Lecture, *Géotechnique*, vol. 39, **3**, **1989**, pp. 365-415.

POULOS H.G. et DAVIS E.H., *Pile foundation analysis and design*, Series in geotechnical engineering, Lambe T.W and Whitman R.V editors, John Wiley & sons, **1980**, 382 pages.

VESIC A.S., Tests on instrumented piles, Ogeechee river site, *Proceedings of the ASCE 96, SM-2*, **1970**, pp. 561-584.