

# CONFIABILIDADE DE MÉTODOS DE PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS A PARTIR DE RESULTADOS DE CPT

## Reliability of piles bearing capacity methods based on CPT

Admir José Giacon Junior<sup>a</sup>, Breno Padovezi Rocha<sup>b</sup>, Jeferson Brito Fernandes<sup>a</sup>, Caio Gorla Nogueira<sup>a</sup>, Heraldo Luiz Giacheti<sup>a</sup>

<sup>a</sup> Universidade Estadual Paulista, Bauru, SP, Brasil.

<sup>b</sup> Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil.

**RESUMO** – Este artigo apresenta uma análise da confiabilidade de três métodos semi-empíricos de previsão da capacidade de carga de estacas a partir do FORM (First Order Reliability Method), com o objetivo de avaliar a probabilidade que tais métodos têm de estimar a capacidade de carga contra a segurança. Nesse estudo foram considerados resultados de 25 ensaios CPT realizados em um único local e o resultado de uma prova de carga em uma estaca escavada de 0,25 m de diâmetro e 8 m de comprimento, instalada em um solo tropical arenoso não saturado que ocorre na cidade de Bauru, interior de São Paulo. As distribuições das variáveis aleatórias definidas pelas resistências de ponta ( $q_c$ ) e de atrito lateral ( $f_s$ ) medidas com o CPT, bem como as parcelas de resistência de ponta ( $Q_{p,ult}$ ) e de atrito lateral ( $Q_{l,ult}$ ) da estaca se adequaram a uma distribuição normal de probabilidades, segundo a aplicação do teste estatístico de Kolmogorov-Smirnov. As análises de confiabilidade apontaram que o método mais indicado para aplicação no caso estudado é aquele proposto por Aoki & Velloso, que apresentou valor de probabilidade de estimativa contra a segurança de 0,16%, enquanto os outros dois métodos só podem ser aplicados após sofrerem ajustes.

**ABSTRACT** – This paper presents a reliability analysis of three semi-empirical methods to predict piles bearing capacity based on the First Order Reliability Method (FORM) with the objective of assessing the probability of such methods to estimate the bearing capacity against safety. The data of 25 CPT tests were carried out in a single site was considered in this study as well as the load test performed in a 0,25 m diameter and 8 m long bored pile installed in an unsaturated tropical sandy soil in the city of Bauru, state of São Paulo. The distributions of the random variables defined by the cone tip resistance ( $q_c$ ) and the sleeve friction ( $f_s$ ) measured by the CPT, as well as the end bearing resistance ( $Q_{p,ult}$ ) and ultimate lateral friction ( $Q_{l,ult}$ ) from the pile were adjusted to a normal probability distribution by the Kolmogorov-Smirnov statistical test. The reliability analysis indicated that the most appropriate method to use for the studied case is the one proposed by Aoki & Velloso, which provided probability estimative against security of 0,16%, while the other two methods only can be used after been adjusted.

**Palavras Chave** – Confiabilidade, Capacidade de Carga, FORM.

**Keywords** – Reliability, Bearing Capacity, FORM.

---

E-mails: admir.giacon@unesp.br (A. Junior), brenop@sc.usp.br (B. Rocha), jeferson.brito (J. Fernandes), caio.nogueira@unesp.br (C. Nogueira), h.giacheti@unesp.br (H. Giacheti)

## 1 – INTRODUÇÃO

De modo geral, a concepção de projetos de fundações em estacas se baseia em resultados de ensaios de campo e em análises determinísticas. Embora essa abordagem seja empregada até os dias de hoje, sabe-se que considerações sobre a variabilidade inerente dos solos, dos ensaios e dos processos construtivos de estacas deveriam ser incorporadas ao projeto, de modo que fosse possível calcular, além de um fator de segurança, a sua probabilidade de falha.

Nos ensaios geotécnicos de campo verifica-se que as incertezas na determinação dos parâmetros mecânicos do solo podem variar espacialmente, seja em função das características do próprio solo e/ou do tipo de ensaio realizado.

Em função da existência dessas incertezas, existe, portanto, uma probabilidade de falha ( $P_f$ ), ou seja, uma chance matemática de insucesso em relação ao comportamento esperado do sistema.

Um dos procedimentos empregados para tratar de forma mais adequada essas incertezas é a aplicação de uma análise probabilística via Teoria da Confiabilidade.

Neste contexto, este trabalho propõe analisar a confiabilidade de três métodos de previsão de capacidade de carga de uma estaca típica utilizada em edifícios de um pavimento na cidade de Bauru/SP, a partir de resultados de uma grande quantidade de ensaios de penetração de cone (CPT). Para isso, caracterizaram-se estatisticamente as variáveis aleatórias definidas pelas resistências de ponta ( $q_c$ ) e de atrito lateral ( $f_s$ ) fornecidas pelo CPT, bem como os valores da capacidade de carga última do elemento de fundação a partir da resistência de ponta ( $Q_{p,ult}$ ) e da resistência lateral ( $Q_{l,ult}$ ), obtidos a partir dos resultados de ensaios CPT segundo três diferentes métodos de cálculo.

A análise de confiabilidade baseou-se no método de confiabilidade de primeira ordem (FORM), com a determinação da probabilidade de se obter uma estimativa da capacidade de carga do elemento de fundação contra a segurança ( $P_{e.c.s.}$ ) para cada método semi-empírico, quando comparados à capacidade de carga última obtida de uma prova de carga realizada no campo. As incertezas do solo foram consideradas adotando-se como variáveis aleatórias os valores de  $Q_{p,ult}$  e  $Q_{l,ult}$  calculadas por cada método de previsão da literatura considerando-se os resultados de 25 ensaios CPT. A prova de carga utilizada foi realizada por Lobo (1991) em uma estaca escavada de 0,25 m de diâmetro ( $D$ ) e comprimento ( $L$ ) de 8 m na cidade de Bauru/SP. Dessa forma, a prova de carga forneceu o valor determinístico real da capacidade resistente do referido elemento de fundação, enquanto que os métodos de previsão de capacidade de carga forneceram os valores estimados da resistência da estaca estudada.

## 2 – BREVE REVISÃO DA LITERATURA

### 2.1 – Ensaio de Penetração do Cone (CPT)

O ensaio consiste na cravação quasi-estática in situ de um cone com área de 10 cm<sup>2</sup> e ângulo de 60° aplicando com uma velocidade de cravação constante de 2 cm/s. Por meio de células de carga as medidas de resistência de ponta ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ) são realizadas simultaneamente, o que ocorre, em geral, a cada intervalo de 2 cm ao longo de todo o perfil do subsolo investigado. Posteriormente, os parâmetros geotécnicos podem ser obtidos por meio de correlações semi-empíricas propostas na literatura (Robertson & Cabal, 2015). A classificação dos materiais ao longo do perfil pode ser feita por meio de ábacos como, por exemplo, aquele proposto por Robertson *et al.* (1986) entre outros. O equipamento é composto por um sistema de ação e reação, além de uma interface para aquisição de dados conectada ao cone.

### 2.2 – Capacidade de Carga de Estacas

A carga última de uma estaca é aquela em que o recalque continua a ocorrer sem que haja novo acréscimo de carga (Lobo, 1991). Portanto, a melhor forma de defini-la é realizar uma prova de

carga na estaca inserida no solo do local onde as fundações da obra serão executadas. Porém, devido à dificuldade de execução e ao elevado custo, os métodos que se baseiam em resultados de ensaios CPT e SPT são os mais empregados para a previsão de capacidade de carga de estacas. Alguns dos métodos mais empregados quando se realizam ensaios CPT são descritos a seguir e foram empregados neste trabalho.

### 2.2.1 – Método de Aoki & Velloso

O método de Aoki & Velloso (1975) utiliza os valores de resistência de ponta do cone ( $q_c$ ) e da resistência lateral ( $f_s$ ) para determinação da carga última ( $Q_{ult}$ ) de uma dada estaca. Para levar em consideração as diferenças do protótipo (estaca) e do modelo (cone) introduziram-se os fatores de correção  $F_1$  e  $F_2$  para a estimativa da resistência de ponta ( $r_p$ ) e da resistência lateral ( $r_l$ ) na camada de espessura ( $\Delta l$ ) da estaca, conforme descritos no Quadro 1:

$$r_p = \frac{q_c}{F_1} \text{ e } r_l = \frac{f_s}{F_2} \quad (1)$$

**Quadro 1** – Fatores de correção adotados por Aoki e Velloso (1975).

Tipo de Estaca	$F_1$	$F_2$
Franki	2,50	5,00
Metálica	1,75	3,50
Pré-moldada	1,75	3,50
Escavada	3,50	7,00

A capacidade de carga da estaca pode então ser determinada pela soma das parcelas de ponta e lateral, levando-se em consideração suas características geométricas e os fatores de correção conforme:

$$Q_{ult} = A_p \times \frac{q_c}{F_1} + \frac{U}{F_2} \times \Sigma(f_s \times \Delta l) \quad (2)$$

Onde:  $A_p$  é a área da seção transversal da ponta;  $U$  o perímetro da seção transversal do fuste.

### 2.2.2 – Método de Bustamante & Gianeselli (LCPC)

No método proposto por Bustamante & Gianeselli (1982), as medidas do atrito lateral ( $f_s$ ) não são utilizadas diretamente na determinação da resistência lateral da estaca. Embora a carga última ( $Q_{ult}$ ) seja também determinada pela soma das parcelas de ponta e lateral da estaca, a resistência lateral é obtida com base numa previsão de  $f_s$  a partir de valores de  $q_c$  do cone. A contribuição da ponta é calculada pela equação seguinte:

$$Q_{p,ult} = k_c \times q_{cm} \times A_p \quad (3)$$

e a contribuição do atrito lateral é dada por:

$$Q_{l,ult} = U \times \Sigma(\alpha_{LCPC} \times f_{qc} \leq f_{lim}) \times \Delta l \quad (4)$$

A capacidade de carga lateral equivalente ( $f_{qc}$ ) empregada para o cálculo da contribuição lateral na carga última é dada pela equação seguinte:

$$f_{qc} = (A_{LCPC} \times q_c + B_{LCPC}) \times (1 - e^{-q_c \times C_{LCPC}}) \quad (5)$$

Os parâmetros utilizados nas Equações 3 a 5 são definidos com base na classificação do solo a partir dos valores de  $q_c$ , conforme o Quadro 2, onde  $k_c$  é o coeficiente de capacidade de carga, conforme Quadro 3;  $A_{LCPC}$ ,  $B_{LCPC}$ ,  $C_{LCPC}$  são parâmetros de ajuste do método LCPC para o solo, conforme Quadro 4;  $q_{cm}$  é o fator de capacidade de carga médio;  $\alpha_{LCPC}$  é o parâmetro de atrito lateral, conforme Quadro 5;  $f_{lim}$  é a capacidade de carga lateral limite, conforme Quadro 5.

**Quadro 2** – Classificação do solo a partir do CPT.

Solo/Classe	Consistência	$q_c$ (MPa)
Argila (Q1)	Mole a muito mole	<1,0
	Média	1,0 a 2,5
	Rija	2,5 a 2,4
	Muito Rija	$\geq 4,0$
Areia e Pedregulho (Q3)	Muito Fofos	<1,5
	Fofos	1,5 a 4,0
	Medianamente Compactos	4,0 a 10,0
	Compactos	10,0 a 20,0
Muito Compactos	Muito Compactos	>20,0
	Mole	<5,0
	Alterado	5,0 a 1,5
	São	$\geq 15,0$
Marga e Marga Calcária (Q2*)	Branja	<5,0
	Rija	5,0 a 15,0
	Muito Rija	>15,0

**Quadro 3** – Coeficiente de capacidade de carga  $k_c$  para cálculo de  $Q_{p,ult}$ .

Tipo de Estaca	Classe			
	Q1	Q3	Q2	Q2*
Escavada, seca	0,40	0,20	0,30	0,30
Escavada <sup>(1)</sup>	0,40	0,20	0,30	0,30
Escavada <sup>(2)</sup>	0,40	0,40	0,35	0,20
Pré-moldada	0,45	0,40	0,40	0,40
Metálica	0,45	0,40	0,40	0,40
Raiz	0,45	0,20	0,30	0,30

<sup>(1)</sup> com lama; <sup>(2)</sup> com trado.

O fator de capacidade de carga médio ( $q_{cm}$ ) é a média dos valores de  $q_c$  em 1,5 vezes o diâmetro da estaca abaixo da sua ponta.

**Quadro 4** – Coeficientes de ajuste para capacidade de carga lateral equivalente ( $f_{qc}$ ).

Classe	$A_{LCPC}$	$B_{LCPC}$	$C_{LCPC}$
Q1	0,0018	0,1	0,4
Q3	0,0012	0,1	0,15
Q2	0,0015	0,1	0,25
Q2*	0,0015	0,1	0,25

**Quadro 5** – Parâmetro de atrito lateral ( $\alpha_{LCPC}$ ) e capacidade de carga lateral limite ( $f_{lim}$ ).

Classe	Tipo de Estaca	$\alpha_{LCPC}$	$f_{lim}$ (kPa)
Q1	Escavada, seca	0,55	90
	Escavada <sup>(1)</sup>	0,65	90
	Escavada <sup>(2)</sup>	0,75	90
	Pré-moldada	0,55	130
	Metálica	0,40	90
	Raiz	1,35	200
Q3	Escavada, seca	0,70	90
	Escavada <sup>(1)</sup>	1,00	90
	Escavada <sup>(2)</sup>	1,25	170
	Pré-moldada	1,00	130
	Metálica	0,85	90
	Raiz	2,00	380
Q2	Escavada, seca	0,80	200
	Escavada <sup>(1)</sup>	0,80	200
	Escavada <sup>(2)</sup>	0,95	200
	Pré-moldada	0,45	90
	Metálica	0,20	50
	Raiz	1,10	320
Q2*	Escavada, seca	1,40	170
	Escavada <sup>(1)</sup>	1,40	170
	Escavada <sup>(2)</sup>	1,50	200
	Pré-moldada	0,85	90
	Metálica	0,85	90
	Raiz	2,25	320

(<sup>1</sup>) com lama; (<sup>2</sup>) com trado.

### 2.2.3 – Método de Philipponnat

Da mesma forma que no método LCPC, Philipponnat (1980) propõe que a parcela de resistência lateral da estaca é definida nesse método a partir do perfil de  $q_c$ . O tipo de estaca e sua forma de execução também são levados em consideração. Assim, a capacidade de carga de uma estaca é calculada pela equação seguinte:

$$Q_{ult} = U \times \Sigma \frac{(\alpha_{FP} \times q_c)}{\alpha_{SP}} \times \Delta l + \alpha_{PP} \times q_{cP} \times A_p \quad (6)$$

onde:  $\alpha_{FP}$  é o fator que depende do tipo de estaca, conforme Quadro 6;  $\alpha_{SP}$  é o fator para o atrito lateral da estaca, conforme Quadro 7;  $\alpha_{PP}$  é o fator para a ponta da estaca, conforme Quadro 7;  $q_{cP}$  é a resistência de ponta unitária, que é dada pela média dos valores acima e abaixo da ponta da estaca a uma distância de três diâmetros da estaca nas duas direções consideradas.

**Quadro 6** – Fatores de Philipponnat para estacas ( $\alpha_{FP}$ ).

Material da Estaca	Tipo de Estaca	$\alpha_{FP}$	$f_{lim}$ (kPa)
Concreto	Injetada	1,25	120
	Pré-moldada		
	Franki		
	Escavada ( $\phi < 1,5$ m)	0,85	100
	Escavada ( $\phi > 1,5$ m)	0,75	80
Metálica	Perfil H	1,10	120

**Quadro 7** – Fatores de Philipponnat ( $\alpha_{SP}$ ) e ( $\alpha_{PP}$ ) em função do tipo de solo para atrito lateral e ponta da estaca, respectivamente.

Solo	$\alpha_{SP}$	$\alpha_{PP}$
Argila e Calcário	50	0,50
Silte	60	0,45
Areia Fofa ( $q_c < 8$ MPa)	100	0,40
Areia Média ( $8 < q_c < 12$ MPa)	150	
Areia Compacta ( $q_c > 12$ MPa)	200	
Pedregulho	n/a	0,35

### 2.3 – Teoria da Confiabilidade

A Teoria da Confiabilidade vem sendo utilizada na solução de problemas de engenharia, de modo geral, há mais de 20 anos. Na engenharia geotécnica suas aplicações envolvem desde a análise de falha na estabilidade de taludes até a previsão de probabilidades de ruína em fundações. A confiabilidade pode ser definida como o grau de confiança de que um sistema não falhe dentro de um período de tempo especificado, respeitadas as condições de operação previstas em projeto (Nogueira, 2010).

Nas análises probabilísticas via Teoria da Confiabilidade, as incertezas inerentes aos materiais, aos modelos de previsão de comportamento e às ações externas aplicadas sobre o sistema são incorporadas através da definição de variáveis aleatórias. Em função dessas incertezas nos parâmetros e, conseqüentemente, nos comportamentos, existe uma chance matemática da ocorrência de um evento indesejado chamado de evento de falha (Ang & Tang, 1975). Deste modo, a variável aleatória pode ser representada através de uma associação estatística definida por um valor de tendência central, uma medida de dispersão e uma função distribuição de probabilidades.

Do ponto de vista matemático, as análises de confiabilidade dependem da definição de uma função de desempenho, chamada de função de estado limite, que relaciona uma demanda ou solitação ( $S$ ) contra uma oferta ou resistência ( $R$ ), conforme a equação seguinte:

$$G(R, S) = R - S = 0 \quad (7)$$

A partir disso, os métodos de confiabilidade mais adequados são escolhidos para a solução do problema, que consiste na obtenção da probabilidade de falha ou probabilidade de violação da condição descrita pelo estado limite.

Uma medida que fornece uma interpretação geométrica da probabilidade de falha foi definida pelo chamado índice de confiabilidade ( $\beta$ ) apresentado de forma invariante por Hasofer & Lind (1974), que consiste na menor distância entre a origem do sistema de coordenadas no espaço normal-padrão não correlacionado até a fronteira entre o domínio de segurança e de falha, isto é, a equação de estado limite ( $G = 0$ ). Este ponto obtido sobre a superfície  $G = 0$  é denominado ponto de projeto.

### 2.3.1 – Método de Confiabilidade de Primeira Ordem

O método de confiabilidade de primeira ordem ou FORM (*First Order Reliability Method*) utiliza, além dos descritores centrais das variáveis aleatórias, a função distribuição de probabilidades de cada variável aleatória. O FORM tem como principal premissa aproximar a equação de estado limite ( $G = 0$ ) por um hiperplano tangente no ponto de projeto. Assim, sobre a equação de estado limite linearizada nesse ponto constrói-se a função densidade conjunta de probabilidades no espaço normal-padrão não correlacionado e obtém-se a probabilidade correspondente de violação do estado limite considerado, conforme a equação seguinte:

$$P_{f_{FORM}} = \Phi(-\beta) \quad (8)$$

onde  $\Phi(\cdot)$  é a distribuição acumulada conjunta de probabilidades que ocorre no espaço normal-padrão não correlacionado. O FORM foi utilizado para a realização das análises de confiabilidade neste trabalho.

### 2.3.2 – Caracterização Estatística de Parâmetros de Projeto

A caracterização estatística de parâmetros de projeto é realizada a partir da aplicação de técnicas da Estatística com base na coleta de dados obtidos através de experimentos ou observações dos fenômenos estudados. Além disso, deve-se atentar se as estatísticas obtidas dos parâmetros a partir da amostra considerada refletem as características da população (Fenton & Griffiths, 2008).

Um número mínimo de experimentos considerado aceitável para que a previsão amostral seja representativa da população é de 20 (Ang & Tang, 1975). Um dos objetivos desse tipo de caracterização estatística, além da obtenção de uma medida de valor central (média) e de uma medida de dispersão em torno da média (variância) é a obtenção de uma função distribuição de probabilidades que seja capaz de representar o parâmetro. Para isso, o teste estatístico de Kolmogorov-Smirnov (K-S) pode ser utilizado. O teste K-S consiste na adoção de uma função analítica de distribuição de probabilidades para a variável aleatória considerada, comparando-se as frequências acumuladas analíticas (teóricas) com aquelas obtidas pelos dados dos experimentos (empíricas). A partir daí, calcula-se a máxima diferença ( $D_n$ ) entre a frequência acumulada teórica e a frequência acumulada empírica, comparando-a com um valor de referência ( $D_n^*$ ) para um nível de significância escolhido ( $\alpha^*$ ), conforme a equação seguinte:

$$P(D_n \leq D_n^*) = 1 - \alpha^* \quad (9)$$

**Quadro 8** – Valores de referência ( $D_n^*$ ) definidos para cada  $\alpha^*$  e tamanho da amostra  $n$ : adaptado de Ang e Tang, (1975).

n	$\alpha^*$			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23

Caso  $D_n$  seja menor ou igual a  $D_n^*$  então a distribuição de probabilidades escolhida é aceitável para o nível de significância especificado, caso contrário a distribuição é rejeitada. Os valores de  $D_n^*$  utilizados como referência estão reunidos no Quadro 8.

### 3 – MATERIAIS

#### 3.1 – Local de Estudo

Os ensaios CPT e a prova de carga foram realizados na cidade de Bauru, no interior de São Paulo, onde ocorre um solo arenoso formado por intemperismo típico de região tropical. De Mio (2005) caracterizou o solo que ocorre no local estudado como sendo uma areia fina a média, pouco argilosa, de origem coluvionar até 13 m de profundidade, sobre o solo residual de arenito Bauru, com textura muito parecida com a do solo coluvionar. Detalhes sobre a geotecnia desse local bem como resultados de diversos ensaios geotécnicos típicos podem ser encontrados em Cavalcante *et al.* (2007).

#### 3.2 – Prova de Carga

A prova de carga de referência para esse estudo foi realizada na cidade de Bauru por Lobo (1991), em uma estaca escavada de comprimento  $L = 8$  m e diâmetro  $D = 0,25$  m, em uma área com características geotécnicas muito semelhantes aquelas do campo experimental onde os ensaios CPT foram realizados. Esta estaca foi escolhida, pois é típica daquelas empregadas em obras construídas na cidade de Bauru e região, sendo muito utilizada em edifícios residenciais de um a dois pavimentos.

#### 3.3 – CPT

Os ensaios CPT elétricos foram realizados em 7 campanhas entre 2015 e 2017 de acordo com as recomendações da ABNT MB-3406 (1991). O número total de ensaios realizados foi igual a 25 e atingiram até 20 m de profundidade.

### 4 – MÉTODOS

#### 4.1 – Interpretação da Prova de Carga

A partir da curva carga-recalque obtida por Lobo (1991) determinou-se o valor da carga de ruptura ( $P_r$ ) igual a 150 kN, de acordo com o que estabelece a ABNT NBR 6122 (2010) e conforme ilustra a Figura 1.

#### 4.2 – Interpretação dos Ensaio CPT

Os resultados dos ensaios CPT foram utilizados na previsão da capacidade de carga de uma estaca escavada com 8 m de comprimento e 0,25 m de diâmetro, empregando os métodos de Aoki & Velloso, Bustamante & Gianceselli (LCPC) e Philipponnat, já descritos anteriormente.

#### 4.3 – Caracterização Estatística das Variáveis Aleatórias

Para a consideração das incertezas dos parâmetros de resistência usados no dimensionamento da estaca, caracterizaram-se estatisticamente os perfis de  $q_c$  e  $f_s$  com base nos resultados obtidos nos 25 ensaios de CPT. Para cada 1 metro de profundidade, e considerando todos os resultados dos ensaios CPT foram obtidos o valor médio, o desvio-padrão e aplicado o teste estatístico K-S,

adotando como distribuição teórica a função normal de probabilidades com nível de significância de 5% para a definição da função distribuição de probabilidades. A Fig. 2 mostra as medidas de  $q_c$  e  $f_s$  para todos os ensaios, bem como a variação do valor médio e do coeficiente de variação com a profundidade até 8 metros (comprimento da estaca). O Quadro 9 ilustra os resultados analíticos do teste K-S, indicando que para o nível de significância de 5%, a menos do primeiro metro, todos os demais podem assumir que  $q_c$  e  $f_s$  são representados por uma função normal de probabilidades. Já a Fig. 3 mostra a função acumulada de probabilidades teórica (normal assumida) e a função acumulada obtida pelos valores medidos no campo, para as profundidades de 1, 4 e 8 m. Com isso, pôde-se assumir que  $q_c$  e  $f_s$  são variáveis aleatórias normais com média e desvio-padrão definidos para cada metro de profundidade. Em seguida foram analisados os valores de resistência de ponta ( $Q_{p,ult}$ ) e lateral ( $Q_{l,ult}$ ) considerando os três métodos descritos e os resultados dos 25 ensaios CPT realizados. Com isso, as resistências de ponta e lateral também foram caracterizadas estatisticamente obtendo-se uma média, desvio-padrão (Quadro 10) e função distribuição de probabilidades via teste K-S para o mesmo nível de significância de 5% (Quadro 11 e Fig. 5).

#### 4.4 – Confiabilidade dos Métodos de Previsão da Capacidade de Carga de Estacas

O objetivo deste estudo é avaliar a confiabilidade dos métodos de previsão de capacidade de carga de estacas, comparando-os com o resultado da prova de carga, a partir da consideração das incertezas mapeadas pelos ensaios CPT. Em função da variabilidade dos parâmetros de resistência do solo observada, tem-se uma probabilidade de que a estimativa da capacidade de carga feita por cada método seja contra a segurança, isto é, acima do valor de carga último obtido com a prova de carga. Essa probabilidade foi avaliada pelo FORM e foi definida como sendo a chance matemática de que os métodos estimem a capacidade de carga contra a segurança ( $P_{e.c.s.}$ ).

A função de estado limite que descreve o problema foi definida conforme a equação seguinte e consiste na comparação entre a oferta, dada pelo valor da carga última ( $P_r$ ) obtida via prova de carga e a demanda, definida pela previsão da capacidade de carga fornecida pelos métodos, considerando a variabilidade nos parâmetros de resistência lateral e de ponta:

$$G = P_r - Q_{ult} = P_r - (Q_{l,ult} + Q_{p,ult}) \quad (10)$$

## 5 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

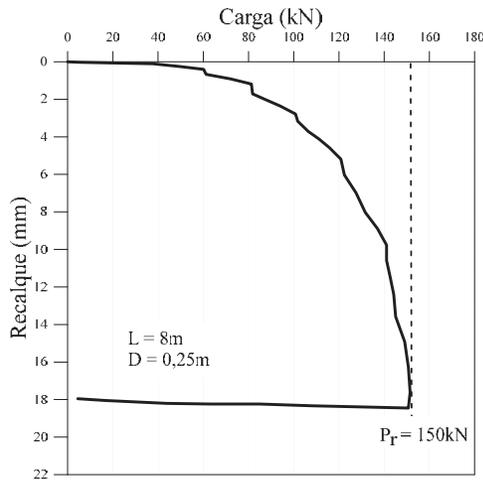
### 5.1 – Prova de Carga

A carga última ( $P_r$ ) foi determinada a partir da observação do recalque último ( $\Delta u$ ) de 18,5 mm, resultando num valor de 150 kN, conforme representado na Fig. 1. Esse valor foi utilizado na análise de confiabilidade como a resistência real da estaca.

### 5.2 – CPT

Os resultados dos 25 ensaios CPT até 8,8 m de profundidade são apresentados na Fig. 2, onde se tem os perfis de resistência de ponta ( $q_c$ ) e de atrito lateral ( $f_s$ ), bem como os valores médios, desvios-padrão e coeficientes de variação ( $CV$ ) dessas medidas.

Observou-se uma grande variação nos perfis de  $q_c$  e  $f_s$  até 1 m de profundidade, com coeficientes de variação de 90% para  $q_c$  e de 120% para  $f_s$ . Isso se deve a uma maior compactação do solo superficial, bem como pela presença de materiais mais grossos de um possível aterro nesse horizonte, o que contribui para uma grande variabilidade observada. Entre as profundidades de 1 m e 3 m observou-se uma menor dispersão das variáveis  $q_c$  e  $f_s$ , com coeficientes de variação de 30%



**Fig. 1** – Curva carga-recalque da estaca escavada ensaiada ( $D = 0,25\text{ m}$ ;  $L = 8\text{ m}$ ). Adaptado de Lobo (1991).

e 100%, respectivamente. Depois dos 3 m de profundidade verificou-se que  $q_c$  e  $f_s$  mostraram um aumento gradual com a profundidade, tanto dos valores médios como do desvio-padrão.

**Quadro 9** – Teste de Kolmogorov-Smirnov para  $q_c$  e  $f_s$

Prof. (m)	$q_c$			$f_s$		
	$D_n$	$D_n^{\alpha^*}$	$P(D_n \leq D_n^{\alpha^*})$	$D_n$	$D_n^{\alpha^*}$	$P(D_n \leq D_n^{\alpha^*})$
1	0,28	0,27	Inaceitável	0,29	0,27	Inaceitável
2	0,12	0,27	Aceitável	0,26	0,27	Aceitável
3	0,25	0,27	Aceitável	0,27	0,27	Aceitável
4	0,23	0,27	Aceitável	0,23	0,27	Aceitável
5	0,20	0,27	Aceitável	0,24	0,27	Aceitável
6	0,11	0,27	Aceitável	0,15	0,27	Aceitável
7	0,21	0,27	Aceitável	0,15	0,27	Aceitável
8	0,13	0,27	Aceitável	0,16	0,27	Aceitável

O teste K-S mostrou que quanto maior a profundidade no solo, menores são os valores de  $D_n$  das variáveis  $q_c$  e  $f_s$  para a função de distribuição de probabilidade assumida. Assim, conforme a profundidade vai aumentando, as variáveis aleatórias tendem a apresentar curvas de distribuição acumulada de probabilidades mais próximas de uma distribuição normal, conforme mostra o Quadro 9 e a Figura 3.

A Fig. 2 apresenta os resultados dos ensaios CPT até a profundidade de 8,8 m, devido a necessidade do cálculo da previsão de carga da estaca pelo método de Philipponnat, em que para o cálculo da resistência de ponta unitária ( $q_{cp}$ ), se considera a média dos valores acima e abaixo da ponta da estaca a uma distância de três diâmetros da estaca nas duas direções.

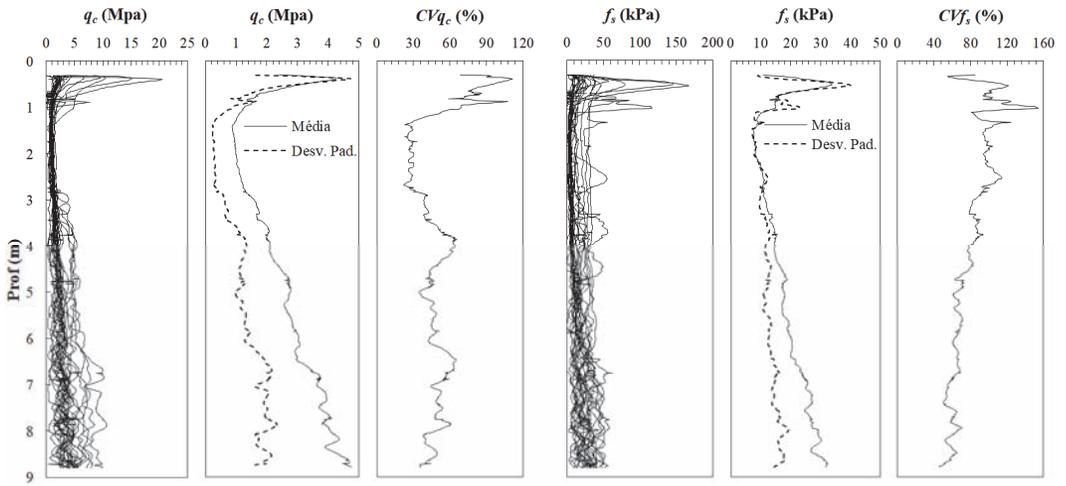


Fig. 2 – Resultados dos ensaios CPT.

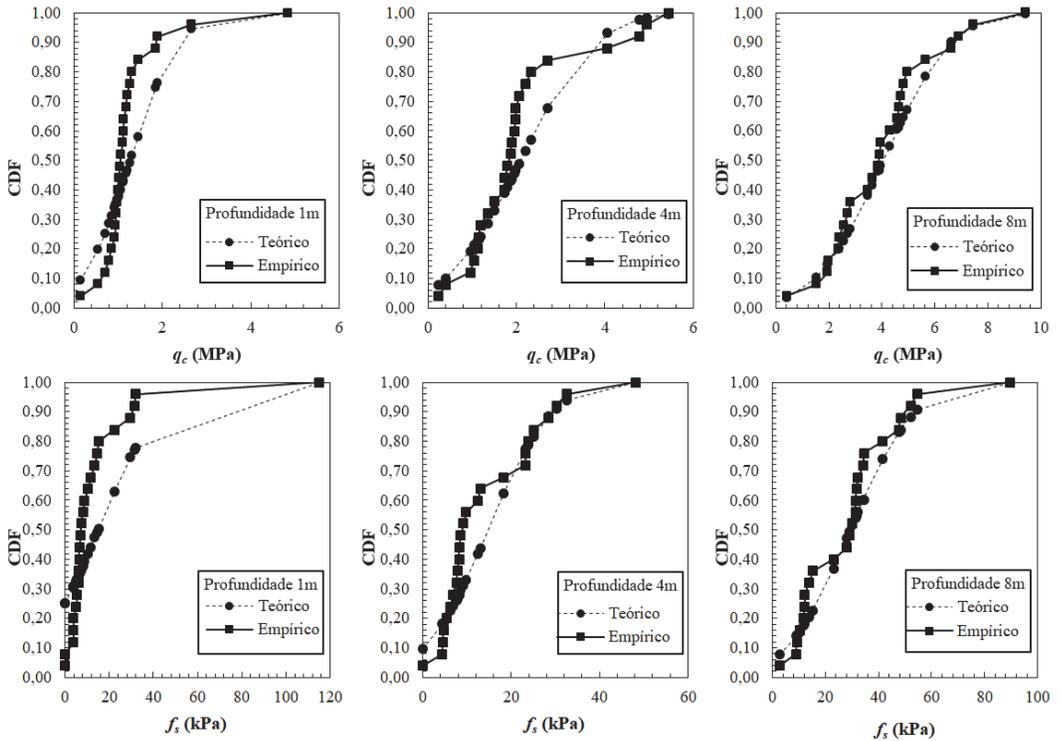


Fig. 3 – Frequências acumuladas para  $q_c$  e  $f_s$  para as profundidades de 1, 4 e 8 m do perfil do subsolo.

### 5.3 – Previsão da Capacidade de Carga

Os métodos de Aoki & Velloso, LCPC e Philipponnat foram empregados para calcular a capacidade de carga da estaca, de modo a incorporar a variabilidade identificada nos resultados dos 25 ensaios CPT. O Quadro 10 apresenta os valores médios e coeficientes de variação (*CV*) das variáveis aleatórias  $Q_{p,ult}$  e  $Q_{l,ult}$  obtidas para cada método.

**Quadro 10** – Valores médios e CV de  $Q_{p,ult}$  e  $Q_{l,ult}$  para os diferentes métodos de previsão de capacidade de carga.

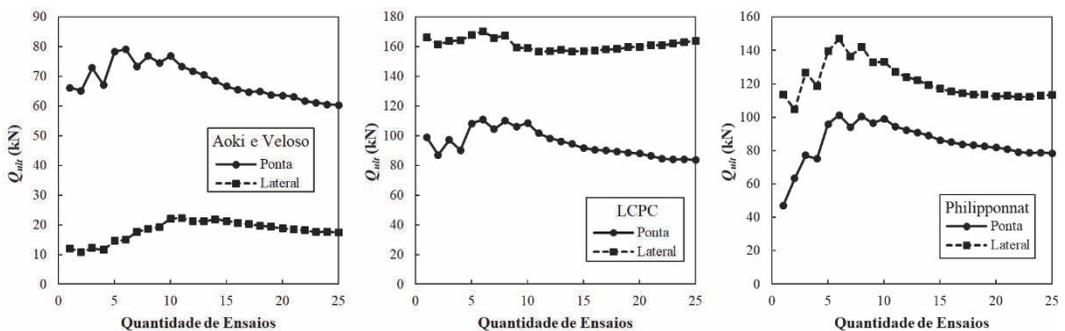
Método	$\bar{Q}_{p,ult}$ (kN)	$CV_{Q_p}$ (%)	$\bar{Q}_{l,ult}$ (kN)	$CV_{Q_l}$ (%)
Aoki & Velloso	60,4	37,2	17,4	56,9
LCPC	83,6	40,0	163,8	12,5
Philipponnat	78,5	42,3	113,3	35,1

Os resultados mostraram que os métodos de previsão da capacidade de carga forneceram valores bastante distintos, tanto para o valor médio, como para o coeficiente de variação de  $Q_{p,ult}$  e  $Q_{l,ult}$ . Verificou-se ainda, a partir da Fig. 4, que após uma quantidade de ensaios CPT igual a 10, os valores médios de capacidade de carga tenderam a um valor específico, com dispersão reduzida.

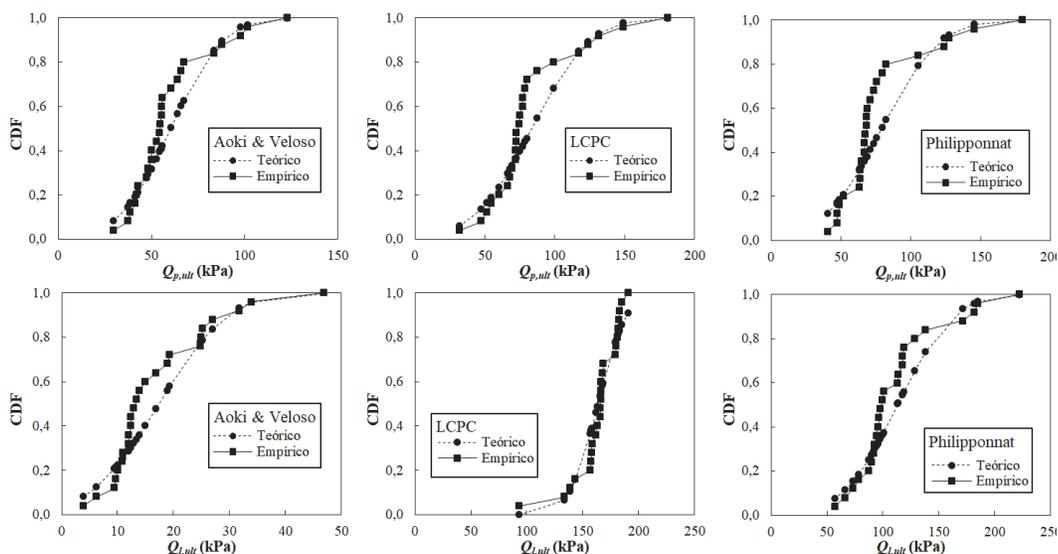
**Quadro 11** – Teste de Kolmogorov-Smirnov em  $Q_{p,ult}$  e  $Q_{l,ult}$ .

		Aoki & Vel.	LCPC	Philipp.
$Q_{p,ult}$	$D_n$	0,22	0,27	0,26
	$D_n^{\alpha^*}$	0,27	0,27	0,27
	$P(D_n \leq D_n^{\alpha^*})$	Aceitável	Aceitável	Aceitável
$Q_{l,ult}$	$D_n$	0,20	0,17	0,20
	$D_n^{\alpha^*}$	0,27	0,27	0,27
	$P(D_n \leq D_n^{\alpha^*})$	Aceitável	Aceitável	Aceitável

Os resultados do Quadro 11 indicaram que as variáveis  $Q_{p,ult}$  e  $Q_{l,ult}$  podem ser assumidas como normais para o nível de significância de 5%.



**Fig. 4** – Variabilidade dos métodos de previsão de capacidade de carga em estaca para o local estudado.



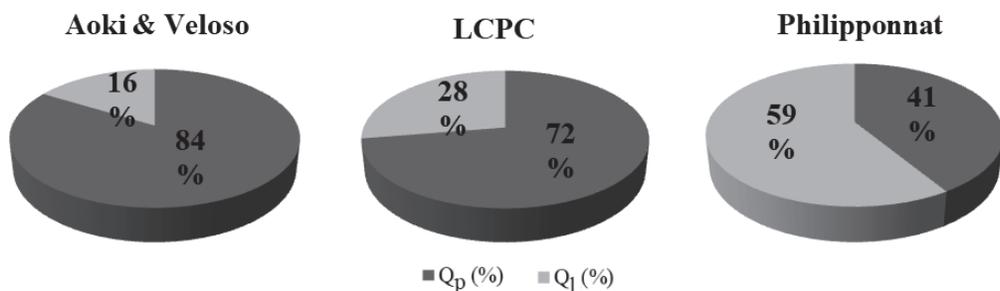
**Fig. 5** – Frequências acumuladas para  $Q_{p,ult}$  e  $Q_{l,ult}$  para os métodos de previsão de carga empregados.

#### 5.4 – Análise de Confiabilidade dos Métodos de Previsão da Capacidade de Carga

O FORM foi utilizado considerando a função de estado limite dada pela Equação (9), as variáveis aleatórias com funções de distribuição normal de probabilidades e a caracterização estatística de acordo com o Quadro 10.

A análise de confiabilidade permitiu identificar a parcela de influência de cada variável aleatória,  $Q_{p,ult}$  e  $Q_{l,ult}$  sobre a previsão da capacidade de carga de cada método, conforme apresentado na Fig. 6.

Esses resultados mostram a contribuição da resistência de ponta e do atrito lateral, quantificados por cada método, na probabilidade de se obter uma estimativa da capacidade de carga contra a segurança. Assim, considerando o método de Aoki & Veloso, por exemplo, a resistência de ponta contribuiu com 84% na previsão da capacidade de carga da estaca analisada, enquanto que o atrito lateral influenciou com apenas 16% dessa previsão. É importante salientar que esses resultados não são genéricos, mas apenas refletem o comportamento da estaca com base nos dados de CPT utilizados para o solo considerado.



**Fig. 6** – Influência das variáveis aleatórias na definição da capacidade de carga da estaca analisada para cada método.

Já, o método de Philipponnat apresentou um comportamento distinto, pois a maior contribuição na previsão da capacidade de carga da estaca foi dada pelo atrito lateral (59%).

Os valores do índice de confiabilidade ( $\beta$ ) e as respectivas probabilidades de estimativa da capacidade de carga contra a segurança ( $P_{e.c.s.}$ ) para cada método são apresentados no Quadro 12.

**Quadro 12** – Valores de  $\beta$  e das respectivas probabilidades de estimativa contra a segurança ( $P_{e.c.s.}$ ) para cada método.

Método	$\beta$	$P_{e.c.s.}$ (%)
Aoki & Velloso	2,95	0,16
LCPC	-2,48	99,35
Philipponnat	-0,81	79,04

A norma brasileira de fundações ABNT NBR 6122 (2010) não estabelece valores de  $\beta$  aceitáveis ou mínimos como nível de segurança para elementos de fundação, nem mesmo qualquer recomendação acerca dos métodos de previsão de capacidade de carga. Ahmad *et al.* (2003) recomendaram que o índice de confiabilidade ( $\beta$ ) acima de 2,0 pode ser considerado aceitável para elementos de fundação isolados. Essa recomendação foi adotada neste trabalho para a verificação da confiabilidade de cada método de previsão utilizado.

A partir dos resultados apresentados no Quadro 12 observou-se que os métodos LCPC e Philipponnat, para previsão da capacidade de carga da estaca escavada analisada e considerando a variabilidade dos parâmetros de resistência, apresentaram uma probabilidade muito elevada em estimar a carga última contra a segurança quando comparados com o valor determinado na prova de carga. Isto significa que o emprego desses métodos, para o caso analisado, pode fornecer uma previsão contra a segurança, uma vez que estima valores muito elevados para a capacidade de carga dessa estaca. Já, o método de Aoki & Velloso mostrou-se mais adequado para a previsão da capacidade de carga da estaca, pois apresentou probabilidade de apenas 0,16% de estimativa contra a segurança.

É importante destacar o fato de que os ensaios CPT e a prova de carga foram realizados em um perfil de solo coluvionar com elevada porosidade, cujo comportamento está diretamente relacionado ao seu processo de formação. Nestas condições, a resistência por atrito lateral ( $Q_{l,ult}$ ) terá uma contribuição muito menor na capacidade de carga do que a ponta, como mostram os resultados dos ensaios CPT. No entanto, os métodos LCPC e Philipponnat calculam a parcela de atrito lateral por meio do valor da resistência de ponta do cone, superestimando assim a capacidade de carga da estaca em função dos elevados valores de resistência de ponta em maiores profundidades. Além disso, a definição dos coeficientes de ajuste de cada um desses métodos foi estabelecida sem considerar as peculiaridades do comportamento do solo tropical arenoso que ocorre no local estudado, o que justifica as estimativas contra a segurança. Logo, tais métodos devem ser empregados com muita cautela, após realizar ajustes nos seus coeficientes, que retratem o comportamento desse solo. Tal fato não aconteceu quando se empregou o método Aoki & Velloso, uma vez que este método considera os valores de atrito lateral determinados no CPT, bem como os fatores de correção ( $F_1$  e  $F_2$ ) mais adequados para esse tipo de solo.

Dessa forma, em função das características acima descritas para os métodos LCPC e Philipponnat, uma nova análise de confiabilidade foi realizada desprezando-se a parcela do atrito lateral calculada por esses métodos e considerando somente a resistência de ponta. Assim, a capacidade de carga da estaca foi assumida como sendo somente devido à parcela de ponta. O Quadro 13 mostra os resultados dessa nova análise.

**Quadro 13** – Valores de  $\beta$  e  $P_{e.c.s.}$  para os métodos LCPC e Philipponnat desprezando a contribuição da resistência lateral.

Método	$\beta$	$P_{e.c.s.}$ (%)
LCPC	1,99	2,34
Philipponnat	2,15	1,56

Observou-se que os valores de  $\beta$  estão mais próximos daquele encontrado pelo método de Aoki & Velloso, atendendo inclusive o critério de mínimo  $\beta$  recomendado por Ahmad *et al.* (2003). Os valores de  $P_{e.c.s.}$  refletem, nessa nova forma de interpretação, probabilidades de 2,34% e 1,56% de que os métodos LCPC e Philipponnat, respectivamente, forneçam estimativas contra a segurança para a capacidade de carga da estaca analisada.

## 6 – CONCLUSÕES

O artigo apresentou e discutiu a previsão de capacidade de carga de uma estaca escavada instalada em solo tropical arenoso que ocorre na cidade de Bauru/SP, via Teoria da Confiabilidade, por meio de três métodos distintos, considerando as incertezas nos parâmetros de resistência identificadas a partir de resultados de 25 ensaios CPT. As conclusões são:

- A interpretação dos CPTs mostrou que a variabilidade estatística é do tipo epistêmica, isto é, ela diminui com o aumento da amostra. Assim, constatou-se que ocorre uma melhora significativa a partir de 10 ensaios. Nesse caso, os valores médios de capacidade de carga tenderam a uma constante, mesmo com o aumento do número de ensaios;
- Na caracterização estatística dos parâmetros de resistência de ponta ( $q_c$ ) e de atrito lateral ( $f_s$ ) do CPT, bem como dos valores de capacidade de carga da ponta ( $Q_{p,ult}$ ) e lateral ( $Q_{l,ult}$ ) da estaca, calculados para cada método empregado, concluiu-se que são todas grandezas que podem ser representadas por uma distribuição normal de probabilidades para um nível de significância de 5%. Assim, em análises de confiabilidade utilizando tais parâmetros como variáveis aleatórias, a distribuição estatística pode ser considerada como normal para cada uma delas;
- A previsão da capacidade de carga pelos métodos de Aoki & Velloso, LCPC e Philipponnat, apresentou resultados diferentes, tanto para a ponta, como para o atrito lateral. A análise de confiabilidade via FORM indicou que o método de Aoki & Velloso foi o que fez a melhor previsão da capacidade de carga da estaca estudada, com valores de probabilidade de estimativa contra a segurança ( $P_{e.c.s.}$ ) da ordem de 0,16%. Os outros dois métodos não foram adequados para a previsão da capacidade de carga da estaca para o caso estudado, uma vez que superestimaram a parcela de resistência lateral, por calculá-la assumindo uma correlação com a resistência de ponta do cone, com base em coeficientes que podem não ser adequados para o solo do local estudado;
- O sucesso de métodos de previsão de capacidade de carga de estacas a partir de ensaios de campo, como o CPT, depende de adaptações nos mesmos, a fim de que seja possível representar adequadamente o comportamento de estacas instaladas em solos não convencionais, como os tropicais arenosos, típicos daqueles que ocorrem em grande parte do interior do estado de São Paulo.

## 7 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES pela bolsa concedida aos três primeiros autores. Agradecem ainda a Fundação de Apoio à Pesquisa do Estado de São Paulo – FAPESP (Processos 2007/03451-2 e 2010/50680-3) por ter fornecido a infraestrutura para realização dos ensaios CPT.

## 8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1991). MB-3406 – Solo – *Ensaio de Penetração de Cone In Situ (CPT)*, Rio de Janeiro, 11p.
- ABNT (2010). NBR 6122 – *Projeto e Execução de Fundações*, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Ahmad, A. R.; Madiari, C.; Vannucchi, G. (2003). *Reliability of different methods in estimating bearing capacity and stiffness of single piles*. Proceedings of BGA International Conference on foundation Innovations, Observations, Design and Practice. [S.l], p. 71-80.
- Ang, H.-S. A.; Tang, H. W. (1975). *Probability concepts in engineering planning and design*. Illinois: John Wiley and Sons, v. 1 e 2.
- Aoki, N.; Velloso, D. A. (1975). *An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles*. Proceedings of the 5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Buenos Aires. v. 1.
- Bustamante, M.; Ganeselli, L. (1982). *Pile Bearing Capacity Prediction by Means of Static Penetrometer CPT*. In: Proceedings of the 2<sup>nd</sup> European Symposium on Penetration Testing, p. 493-500.
- Cavalcante, E. H.; Danzinger, F. A.; Giacheti, H. L.; Coutinho, R. Q. (2007). *Campos Experimentais Brasileiros*. Revista Luso-Brasileira de Geotecnia, v. 111, p. 99-205.
- De Mio, G. (2005). *Condicionantes Geológicas na Interpretação de Ensaios de Piezocone para Identificação Estratigráfica na Investigação Geotécnica e Geoambiental*. 348p. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos - EESC/USP. São Carlos.
- Fenton, G. A.; Griffiths, D. V. (2008). *Risk Assessment in Geotechnical Engineering*. Hoboken: John Wiley & Sons, Inc. ISBN 978-0-470-17820-1.
- Hasofer, A. M.; Lind, N. C. (1974). *Exact and Invariant Second Moment Code Format*. Journal of Engineering Mechanics, v. 100(1), p. 111-121,.
- Lobo, A. S. (1991). *Colapsividade do Solo de Bauru e sua Influência em Estacas de Pequeno Porte*. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos - EESC/USP. São Carlos,.
- Nogueira, C. G. (2010). *Desenvolvimento de modelos mecânicos, de confiabilidade e de otimização para aplicação em estruturas de concreto armado*. Universidade de São Paulo. São Carlos, p. 345.
- Philipponnat, G. (1980). *Méthode pratique de calcul d'un pieu isolé, à l'aide du pénétromètre statique*. Revue Francaise de Geotechnique, n. 10, p. 55-64,.
- Robertson, P. K.; Cabal, K. L. (2015). *Guide to cone penetration testing*. 6th Edition. Gregg Drilling & Testing, Inc. California.
- Robertson, P. K.; Campanella, R. G.; Gillespie, D.; Greig, J. (1986). *Use of piezometer cone data*. In: Use of in situ tests in geotechnical engineering. ASCE, p. 1263-1280.